

報告

下面増厚工法で補強された大垣橋 RC 床版の追跡調査と 25 年後の補強効果について

大久保誠*, 石井保**, 松井繁之***, 東山浩士****, 財津公明*****, 三ツ井達也*****

*前田工織株式会社 構造物メンテナンス推進部 (〒105-0011 東京都港区芝公園 2-4-1)
** 国土交通省近畿地方整備局豊岡河川国道事務所 (〒668-0025 兵庫県豊岡市幸町 10-3)
***工博, 大阪大学名誉教授 (〒565-0824 大阪府吹田市山田西 4-6-4)
****博(工), 近畿大学教授 (〒577-8502 大阪府東大阪市小若江 3-4-1)
*****東亜コンサルタント株式会社 (〒870-0150 大分県大分市東原一丁目 20 番 17 号)
*****一般社団法人 PCM 工法協会 (〒105-0011 東京都港区芝公園 2-4-1 前田工織(株)内)

昭和 35 年に竣工した国道 9 号大垣橋の RC 床版は、疲労損傷が進んだことから平成 6 年にポリマーセメントモルタルによって下面増厚補強されている。この補強効果の継続性を確認するために定期的な追跡調査が実施されており、20 年後(平成 27 年)には動的載荷試験が 25 年後(令和 2 年)においては衝撃弾性波による床版コンクリートとポリマーセメント間の一体性調査がそれぞれ行われている。本報告は、追跡調査の概要と 20 年後および 25 年後に検証された補強効果の持続性についてとりまとめたものである。

キーワード：下面増厚補強，ポリマーセメントモルタル，追跡調査

1. はじめに

一般国道 9 号大垣橋は兵庫県朝来市山東町大垣に位置し、一級河川与布土川を渡河する橋長 47.2m(鋼単純合成鉄桁橋+PC 桁橋)の跨川橋であり、床版に多くのひび割れ損傷が認められたため、平成 6 年に鋼単純合成鉄桁部分の床版下面をポリマーセメントモルタル(以下、PP モルタルと称す)による下面増厚工法により補強している。

このように床版下面から PP モルタルを接着させて補強する工法は、補強当時(平成 6 年)においては比較的新しい工法であることから補強による性能の継続的な効果について長期的な計測を行うことを前提に補強工事を行いながら、必要なデータの計測収集を行った¹⁾。

補強の効果は、補強工事前と直後に動的載荷試験をそれぞれ行って、補強前後の床版の力学的性状を把握し、これを初期値として、5 年あるいは 10 年間隔の継続的な計測によってその持続性が検証されている²⁾。

平成 27 年には補強後 20 年経過時の計測を初期値と同じ測定手法に準じて行うことで、その補強効果の継続性について調査した。また、この時、衝撃弾性波を用いた非破壊検査を追加して、コンクリート床版と PP モルタル間の剥離を定量的に調査し、両者の一体性についても並行して検査した。

それに続く 25 年後(令和 2 年)の計測においては、衝撃

弾性波による非破壊試験で剥離の状況を検査することで、補強効果の継続性を調査した。交通量は、補強後 10 年間間は、17,500 台/日(大型車混入率 27%)程度で推移していたが、平成 17 年以降減少し、平成 27 年には 14,415 台/日(大型車混入率 15%)となっている。

本報告は、PP モルタルによるコンクリート床版の下面増厚工法に関して、その有効性を実証するために計画した長期試験の概要と 20 年後および 25 年後に実施した現地計測の結果について取りまとめたものである。

なお、本シンポジウムの第 2 回(2000)において、補強後 5 年目の計測結果に関する報告が行われている³⁾。



写真-1 大垣橋の現状

2. 大垣橋の下面増厚工の概要

2.1 橋梁の構造と諸元

大垣橋は、写真-1 と図-1 に示すように橋長 47.2m で、2連の鋼単純合成鉄桁橋と PC 桁橋からなっており、諸元は以下の通りである。

橋梁名：大垣橋(おおかいばし)
 路線名：一般国道 9 号
 所在地：兵庫県朝来市山東町大垣地先
 架橋位置：与布土川
 上部工形式：鋼単純合成鉄桁橋(4 主桁)
 竣工：昭和 35 年(1960 年)
 適用示方書：昭和 31 年 一等橋
 補強実施年月：平成 6 年 10 月
 補強工法：下面増厚(鉄筋 D6×D10)
 橋長：47.2m
 支間割：14.1+15.9+15.9m

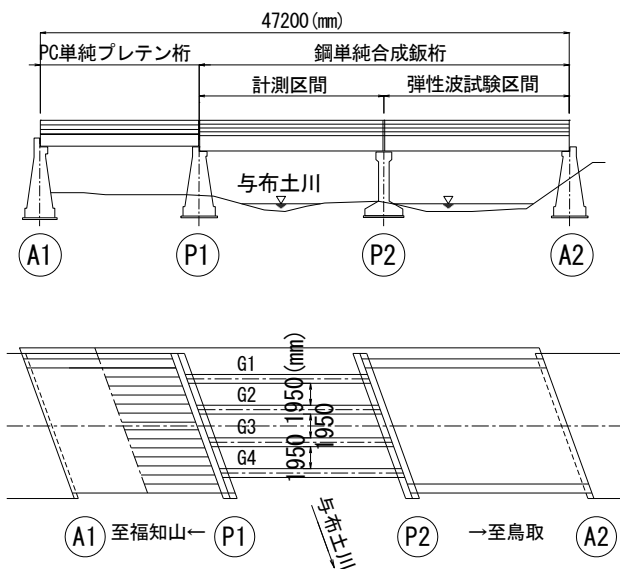


図-1 大垣橋の構造

2.2 下面増厚工法の概要

本橋の竣工は昭和 35 年で、疲労損傷によって RC 床版に網目状のひび割れが発生し(写真-2)、一部貫通していると思われるひび割れも確認されたことから、平成 6 年に PP モルタルによる下面増厚工法によって床版の補強工事が行われた。図-2 は、下面増厚工法の断面図を示している。

厚さ 170mm の RC 床版下面には、主筋として D6 を 50mm ピッチ、配力筋は D10 を 90mm ピッチにそれぞれ配置・固定する。その後、PP モルタル(プライマーとしてのマグネライントタイプIと増厚用のマグネライントタイプIIの 2 種類の材料で構成されるモルタル)で、RC 床版と一体化する下面増厚を行った。ちなみに、本工事では PP モルタルは、図-2 に示す通り 6 層仕上げ(7 層目は仕

上げ塗装)となっている。

なお、RC 床版に生じたひび割れについては、特に注入などの事前処理は行っていない。また、この工法は床版下面から行うことから、施工時に交通規制が不要で、かつ車両の通行に伴う交通振動下での施工が可能な工法でもある。下面増厚補強前後の床版下面の状況を写真-2 と写真-3 にそれぞれ示す。

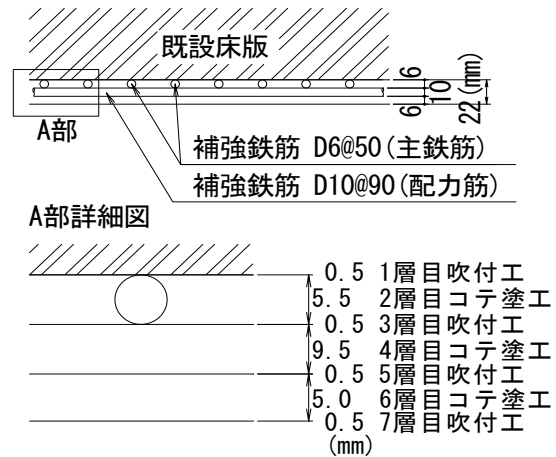


図-2 下面増厚補強の詳細(橋軸方向断面図)



写真-2 補強前の床版下面の状況



写真-3 補強後の状況と 3 方向ひび割れ計の設置

3. 走行試験の概要と測定結果および考察

3.1 大垣橋の調査の基本

追跡調査は、交通規制を必要としないことを前提として、図-3 に示す軸重測定済のダンプトラックを所定の位置で走行させる動的載荷試験を基本とした。

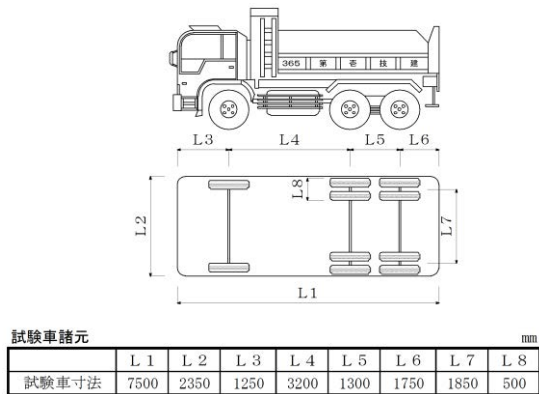


図-3 測定に使用したダンプトラックの諸元

3.2 測定項目

測定は、補強効果の持続性を検証する目的で、補強前、補強直後、補強後 5、10 および 20 年において共通した以下の項目について行った。

なお、測定は 3 径間のうち中央径間で実施した。各測定センサーの種類と取付け位置を図-4 に示す。

(1) 主桁ひずみ

4 本の主桁のうち、上流側の 2 主桁(G1, G2)の支間中央部の鋼桁のひずみ分布を測定した。ひずみの測定箇所は上フランジ、下フランジである。

(2) 床版たわみ

1 か所あたり 3 つの変位計を 2 か所、合計 6 台の変位計を設置してたわみ量を測定した。1 か所あたりの変位計取付け位置は、図-4 に示す通り床版支間中央部 1 か所および 1/4 支間点 2 か所の計 3 か所である。

(3) ひび割れの動き量

写真-3 は、ひび割れの開閉変位(橋軸方向変位)、横ずれ変位(橋軸直角方向変位)および段差変位(ひび割れ両面の上下方向相対変位)を測定するための M 式 3 方向ひび割れ計で、ひび割れを挟んで 2 か所にそれぞれ取付けた。なお、計測対象のひび割れは、補強後も変位計の取り付けができるように、写真-3 に示すように下面増厚工法による補強時に箱抜きを行っている。

3.3 荷重試験車(ダンプトラック)荷重の補正

過去に実施した載荷試験の荷重試験車の重量が異なるため、全てのデータを 25tf 換算に補正して計測試験の結果を比較した²⁻⁴⁾。

3.4 走行試験の測定結果および考察

(1) 主桁ひずみ

補強前後およびその後の追跡調査の結果とともに 20 年後の載荷実験時において、G1 主桁および G2 主桁上下フランジ位置で計測されたひずみを分布図として図-5, 6 に示す。

補強直後に観測されたひずみ分布(朱色)に比べると、G1 桁および G2 桁とも中立軸の位置がわずかながら下方に移動してきている傾向がみられる。それに対し、下フランジで計測されたひずみの発生量が、G1 桁では減少している傾向にあることや、G2 桁においてはほぼ同様の数値を示していることから、主桁の挙動に大きな変化は認められず、主桁については大きな問題は生じていないと考えられる。

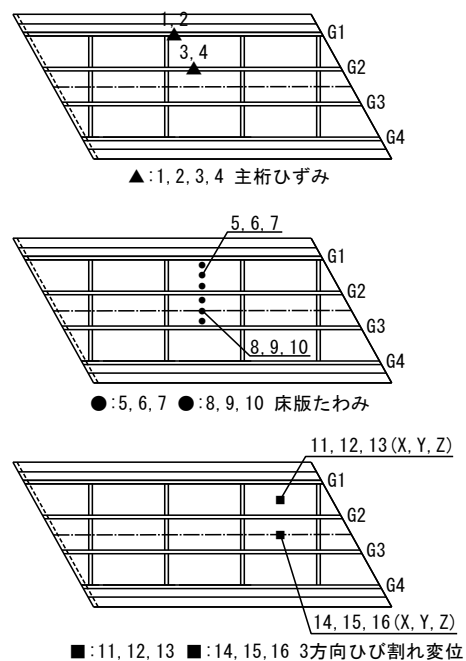


図-4 各種計測の測定位置

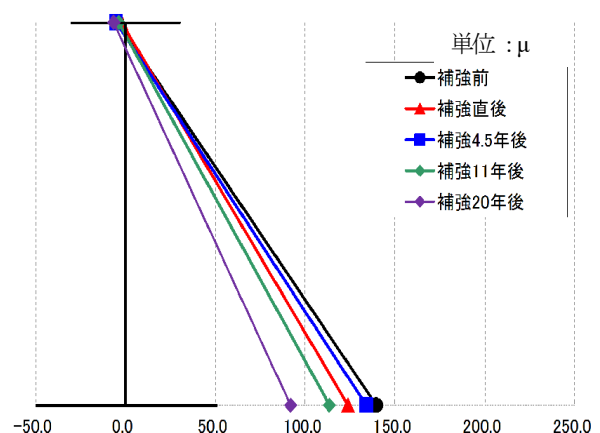


図-5 G1 桁のひずみの経年変化²⁻⁴⁾

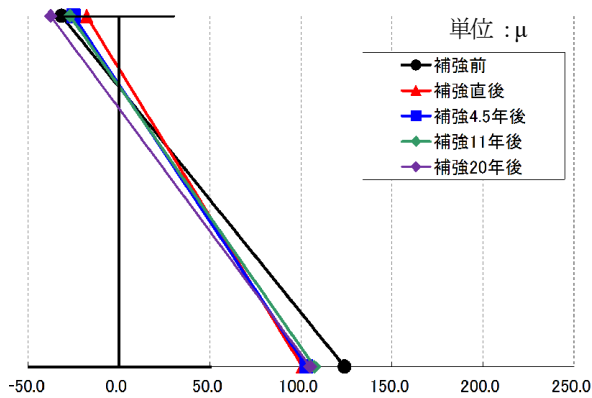


図-6 G2 桁のひずみの経年変化²⁻⁴⁾

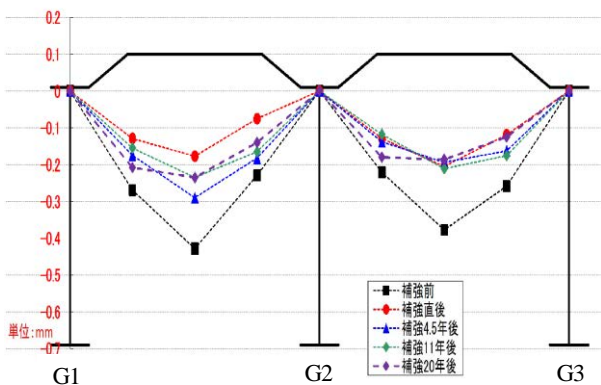


図-7 床版たわみ量の経年変化²⁻⁴⁾

(2) 床版のたわみ量

各時期の載荷実験時に測定された床版たわみの分布を図-7に示す。

補強直後、中央位置でのたわみは大きく減少し、下面増厚補強の効果が現れている。一方、経年によってもたわみ量が大幅に増加するような傾向は認められず、既設床版と補強部の合成は健全で、劣化に伴うような剛性の低下は見られない。

(3) ひび割れの変位

各時期の載荷実験時におけるひび割れの開閉、ずれ、段差は、既設床版と補強部の合成による剛性の変化に大きく影響を受ける。その値の変化を表-1, 2に示す。

G1-G2間に存在するひび割れについては、表-1の

ごとく、補強直後の変位量は補強前のそれらの1/4から1/3程度に減少している。その後も、ずれは補強直後からの数値がほとんど変化していないことが分かる。開閉と段差については、若干増加する傾向が認められるが、床版たわみ量そのものに大きな変化が観察されていないことを考えると、局所的な現象と考えられる。

一方、G2-G3間は、表-2からも分かる通り、ひび割れの開閉、ずれおよび段差について、補強後に観測された値に顕著な増加の傾向は見られず、補強効果が引き続き持続しているものと考えられる⁵⁾。

表-1 ひび割れ変位 (G1-G2間)²⁻⁴⁾

時期	G1-G2間		
	ずれ	開閉	段差
補強前 ①	0.0400	0.0350	0.0151
補強直後 ②	0.0138	0.0097	0.0086
補強4.5年後③	0.0233	0.0120	0.0077
補強11年後④	0.0171	0.0171	0.0120
補強20年後⑤	0.0099	0.0211	0.0141

表-2 ひび割れ変位 (G2-G3間)²⁻⁴⁾

時期	G2-G3間		
	ずれ	開閉	段差
補強前 ①	0.0810	0.0540	0.0393
補強直後 ②	0.0143	0.0190	0.0148
補強4.5年後③	0.0224	0.0180	0.0159
補強11年後④	0.0182	0.0249	0.0100
補強20年後⑤	0.0324	0.0211	0.0197

4. 衝撃弾性波試験の概要と測定結果および考察

4.1 測定の概要

本橋は前述のごとく、平成6年の補強工事後、これまで動的載荷試験によって、補強効果の持続性の確認を実施してきた。

20年後および25年後の試験においては、既設床版と

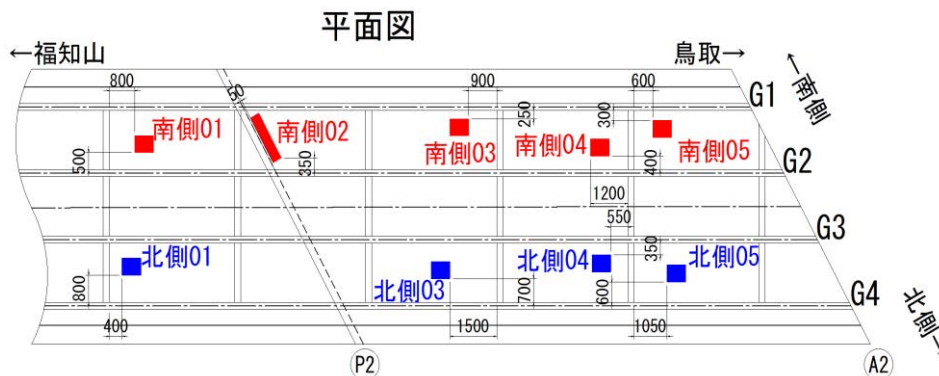


図-8 25年後の衝撃弾性波による試験箇所

補強部との間の剥離の有無に注目した非破壊試験(衝撃弾性波法)により、両者の一体性を確認する方法を採用した。これは、両者の間の剥離の有無あるいはその進展状況を把握することで、一体性の劣化の兆候を早期に判定することができる考えたからである。

測定は下面に増厚したPPモルタルの表面をφ10mmの鋼球で打撃し、表面に発生する振動を測定することで行った(写真-4)。図-8に、25年後に実施した試験箇所を示す。このうち、南02と南03の測定箇所は、20年の測定時にも試験を行った箇所である。



写真-4 衝撃弾性波による非破壊試験状況

4.2 測定結果の処理方法と判定基準値の設定

衝撃弾性波を用いた非破壊検査による剥離の調査及びその解析は文献6)で詳述している。この方法は、剥離があるとたわみ振動(減衰しにくい太鼓のような振動)が生じ、密着している場合にはたわみ振動以外の振動(振幅が小さい振動)が生じることに着目したものである。測定波形の振幅を加算した値 Y_s (振幅加算値)は、式(1)より求める。

$$Y_s = \sum_{t=0}^{3.0ms} |y(t)| \quad (1)$$

ここで $|y(t)|$ は、時間 t における測定波形の振幅値である。

この振幅加算値は、密着している場合は剥離が存在する場合より小さくなることが確認されている。そこで、計測されたすべての測点における振幅加算値より平均値と標準偏差 σ を求め、平均値から 3σ を越える値は異常値であると考え、振幅加算値が 56.4 以上となれば、PPモルタルと母材コンクリートとの間に剥離があると判断することとした⁶⁾。

4.3 25年後の測定結果

本年実施した25年調査では、補強したPPモルタルの一部にひび割れが認められた(写真-5)。ひび割れは、床版の疲労によるひび割れと同様に橋軸方向および直角

方向に発生しており、その多くは閉塞している。このひび割れは、前回の20年調査時点では認められていないことから、この5年の間に発生した変状と言える。2方向ひび割れの発生原因については、現在検討中ではあるが、伸縮装置から2m程度離れた位置であり、衝撃荷重の影響や度重なるアスファルト舗装の打替えによる床版への損傷の蓄積が考えられる。

一方、図-9はひび割れが発生している箇所の調査結果(コンタ表示)の上に写真-5のひび割れを重ね書きしたものである。図-9中の青色破線の交点は衝撃弾性波の計測ポイントを示したものであり、測定範囲はひび割れの発生箇所をカバーしているが、ひび割れ近傍に目立った剥離は認められず、ひび割れが剥離に影響しているとは言えない結果となっている。なお、ひび割れが認められない箇所(北03)での測定結果は、図-10のごとくであり、剥離と判定されるような異常値はほとんど生じていない。

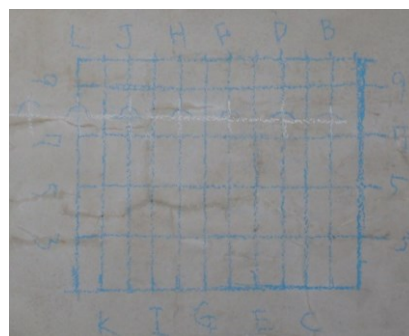


写真-5 ひび割れの発生状況

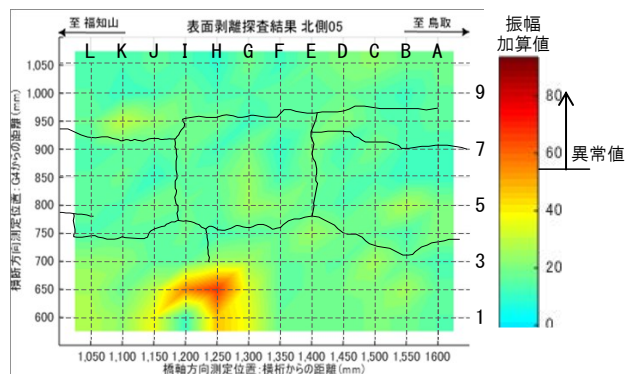


図-9 ひび割れ発生箇所の剥離状況

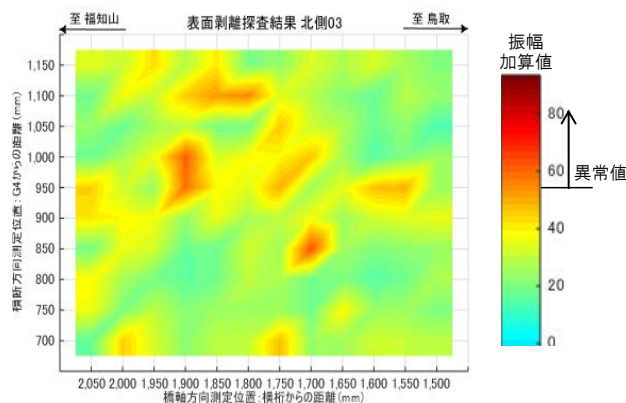


図-10 ひび割れのない箇所の剥離状況

4.4 20年後からの剥離の進展状況

図-11は20年と25年の同一測点(南側03)で異常値と判定された箇所をそれぞれ示したもので、測定範囲の5%程度に異常値が認められた。一方、両者を重ねて模式図で示したものが図-12である。図中緑色の範囲が前回20年時点での計測結果で、同赤が今回の調査で剥離が認められた場所をそれぞれ示している。5年前の計測結果と今回のそれとは若干のずれはあるものの、ほぼ同じような位置で剥離と判断される異常値がみられることから、衝撃弾性波による調査はその再現性が確保されているものと考えられる。

また、5年後に剥離と判定された箇所はわずかながら増えているものの、大きく進展しているとは言えない。一方、他の計測箇所の異常値の発生も最大5%程度であることから、PPモルタルと床版コンクリートの一体性は確保されており、補強効果は25年後でも維持されているものと判断される。

なお、異常値が認められる範囲は一か所あたり5cm×5cm程度の大きさで非常に小さいことから、この剥離は施工時のコテ押さえの段階で発生していた可能性が高いと考えられる。

5. まとめ

- (1) 主桁のひずみ分布は、G1桁、G2桁ともに中立軸が下方に下がる傾向が認められたが、下フランジのひずみは、同等もしくは小さくなる傾向にある。
- (2) 床版たわみは、補強後は大きく変化していない。
- (3) ひび割れ変位についても、顕著な変化は見られず、補強効果が持続していることが確認された。
- (4) 25年の測定時点でPPモルタルの一部にひび割れが発生していることを視認できた。

さらに、衝撃弾性波法による剥離調査の結果、

- (5) 測定範囲の最大5%程度に剥離と思われる箇所が認められた。また、5年後の調査では異常値を示す箇所が若干増えている傾向が認められた。

以上より、本橋においては、補強後25年が経過した時点においても、下面増厚工法の補強効果が持続しており、PPモルタルによる補強は、床版疲労の防止に十分寄与していることが判明した。

謝辞

本調査の遂行にあたり、(一財)災害科学研究所社会基盤維持管理研究会およびリック(株)に多大なご協力を得たことを記し、謝意を表します。

参考文献

- 1) 財)道路保全技術センター、大垣橋設計報告書、1994

測定箇所: P2橋脚-A2橋台 間	橋軸方向測定位置: 横桁からの距離 (mm)												
	1450	1400	1350	1300	1250	1200	1150	1100	1050	1000	950	900	
橋軸方向測定位置: G1からの距離 (mm)	250	19.2	19.3	17.1	20.6	20.6	9.6	13.2	11.6	17.7	17.9	19.4	18.8
	300	16.4	17.7	23.9	20.6	17.7	13.5	22.4	14.9	11.6	17.2	14.3	13.5
	350	22.9	62.7	83.5	27.3	26.6	25.1	20.0	16.1	19.0	25.9	15.4	13.3
	400	19.4	42.7	52.2	37.3	23.4	29.0	20.4	16.1	15.1	14.9	21.4	18.5
	450	37.9	13.7	11.8	13.8	20.5	14.5	15.7	24.8	16.2	24.6	26.2	18.3
	500	17.7	15.9	15.4	22.3	16.8	12.7	17.5	19.3	21.6	20.4	17.6	20.7
	550	20.9	30.1	17.1	21.7	24.5	19.8	26.3	21.5	19.3	32.1	40.2	23.8
	600	16.1	60.0	42.5	76.5	39.6	25.5	20.3	15.3	18.2	20.9	16.2	19.9
	650	14.2	23.8	49.3	91.3	27.7	36.4	18.9	23.4	19.2	12.4	20.0	16.3
	700	14.7	24.0	23.6	30.3	23.8	18.0	17.5	26.3	24.8	21.9	17.5	20.7

20年後の計測結果

測定箇所: S3	橋軸方向測定位置: 横桁からの距離 (mm)												
	1450	1400	1350	1300	1250	1200	1150	1100	1050	1000	950	900	
橋軸方向測定位置: G1からの距離 (mm)	250	19.0	11.5	19.5	18.1	18.4	13.1	28.5	20.2	25.5	30.9	15.0	22.7
	300	18.2	20.3	45.5	19.7	19.6	13.7	15.2	25.8	22.1	38.3	30.8	17.7
	350	30.2	57.2	98.9	123.3	64.7	55.0	31.6	31.3	13.4	31.2	22.4	24.5
	400	24.7	15.8	16.6	17.8	18.0	17.4	27.7	22.6	23.4	20.0	18.8	26.7
	450	18.0	14.5	16.9	18.2	21.6	25.5	26.6	21.9	32.3	18.5	20.4	26.6
	500	27.4	12.9	22.8	18.4	12.7	12.2	32.8	16.1	29.9	25.0	26.9	26.8
	550	45.7	37.7	33.9	61.2	45.6	35.2	28.8	30.3	28.6	38.4	42.6	38.1
	600	46.2	22.6	66.7	93.3	105.2	37.8	22.5	29.0	30.7	18.8	36.1	25.2
	650	25.6	17.5	32.4	33.3	30.5	25.3	17.1	23.5	19.2	14.7	20.5	26.3
	700	16.2	14.6	19.7	15.7	21.5	15.0	17.4	16.6	14.3	16.3	20.2	31.1

25年後の計測結果

図-11 南03での異常値の発生状況

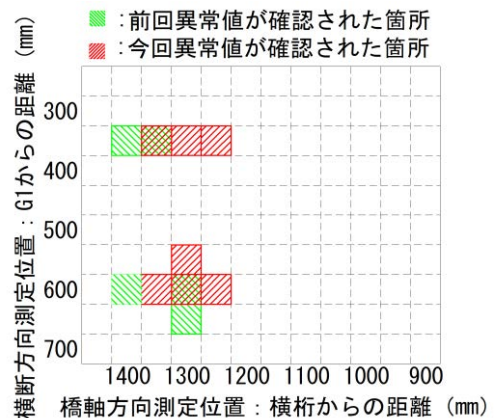


図-12 南03の進展状況

- 2) 軽尾助夫, 末田彰助, 松井繁之: PPモルタルを用いた下面増厚工法の床版補強効果確認実験, 橋梁と基礎, Vol.31, No.5, pp.23-29, 1997,
- 3) 伊藤利和, 松井繁之, 牧添幸徳, 財津公明: 下面増厚工法によって補強されたRC床版の経年調査結果, 床版シンポジウム講演論文集, 第2回, pp.75-82, 2000,
- 4) 海洋架橋・橋梁調査会: 平成17年度9号大垣橋床版補強効果事後調査業務報告書, 2005,
- 5) 一社)災害科学研究所 社会基盤維持管理研究会, 平成27年度9号大垣橋床版補強効果事後調査計測結果報告書, 2015,
- 6) 岩野ら: 衝撃弾性波を用いた接着工法における接合面の剥離判定方法への一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp.1747-1752, 2013.

(2020年7月17日受付)