テフコムを用いた橋梁補修の耐荷力評価

Load power evaluation of the bridge repair using THIFCOM(Thixotropic Hardening Impermeable Fiber Reinforced Composite)

(株)砂子組	正 員	○平島 博樹	討 (Hiroki Hirashima)
(株)砂子組	非正員	工藤 仁	(Hitoshi Kudo)
(株)砂子組	正 員	近藤 里5	と (Satoshi Kono)
(株)砂子組	正 員	田尻 太良	ß (Taro Tajiri)
(株)サンブリッジ	正 員	三田村 浴	告 (Hiroshi Mitamura)

1. はじめに

一般的に用いられる橋梁補修方法には、1)鋼板接着, 2) カーボン・アラミド等の繊維系新素材を用いる方法, 3) PP モルタル断面修復、等があげられるが、施工性・ 耐久性に問題もある。1)2)はいずれも、損傷部を補修材 料で覆うものであるため、損傷部の下地処理等の手間が あり、橋梁損傷の大きな要因の一つである水に対して、 止水,防水効果を余り期待できない。1)は全面ボンド 付けとボルト定着が前提であるが、全面付着の確認は困 難で、ボルトは損傷部を完全に除去しないと定着が不完 全になる可能性がある。2)の付着は湿気および海風等へ の耐久性に乏しく、施工時に付着しない可能性もある。 また材料自体は、飛び石等への耐久性が乏しい。3)は間 詰め材としての性格が強く、構造部材とみなせない点が あげられる。超緻密高強度繊維補強材料である J-ティ フコム(以下テフコム)は、止水性を持ち、高い流動性 から施工が容易であり高強度でもある。今後も既存橋梁 に対する維持・管理・補強・補修は増加すると考えられ る事から、これを橋梁補修材として注目した。

2. 第2床丹橋の補修履歴

一般国道 231 号第2床丹橋は昭和 48 年に竣工した RCT 桁の5 主桁橋である。同橋梁は海浜に接しアルカリ 骨材反応,塩化物イオン濃度等の影響もあり、平成1年 に主桁のひび割れおよび鉄筋露出が確認された。平成4 ~16 年に対策として塩害塗装,損傷部はつり後の短繊 維コンクリート吹き付け工,連続メッシュによる補修補 強が実施されたが、実施直後に、せん断によると思われ るひび割れが生じ、7 ヶ月後にはほぼ全面にわたって、 ひび割れ本数の増加,拡大,亀甲状ひび割れの出現とな った。経過観察で平成 18 年に、変状進行の収束は確認 された。

3. テフコムの概要

表-1 に J-ティフコムの材料特性値を示す。テフコム は鋼繊維補強コンクリートの一種で、そのため練り混ぜ には専用ミキサーを要するが、高流動性から補修材とし て用いた場合損傷部への定着が良く、下地処理不要であ る。また劣化因子を遮断し、止水効果も大きいため、床 版防水層を省略できる。さらに高強度なので、外面プロ テクターとして使用でき、一般構造材としての適用も可 能である。価格は若干高めであるが、ライフサイクルコ ストまで含めて考えれば、使用法によっては、コストパ フォーマンスは良いと考えられる。



図-1 第2床丹橋の補修概要



写真-1 損傷状況(海側外桁,最大ひび割れ幅0.7 mm)



4. 今回の補修方法

第2床丹橋の今回の補修は当初、過去の補修方法を再 適用する方針だったが、同様な損傷が再発する恐れがあ ったため、テフコムによる補修を採用した。

まず図-1 に示した既設補修部分をはつり、図-2 の型 枠を設置した。テフコムは流動性が高いため、専用ミキ サーで練り混ぜた後に、人力で型枠上部の隙間から流し 込む事が可能であった。既設吹き付けコンクリートをテ フコムで置きかえる施工となり、補修は海側外桁のみで 行われた(既設も海側外桁のみ)。

5. 現地での載荷試験概要

補修前後で 20tf ダンプ荷重による載荷試験を行った。 測定断面を図-2 に、計測器配置を図-3 に示す。断面-1,2 はせん断歪み測定用で、図-2 右向きを水平軸正とし て、+45,0,-45°方向の3軸歪みゲージ,断面-3 は 曲げ歪み測定用で、0°の1 軸歪みゲージである。載荷 方法は、断面-3 に対しては図-4 のダンプ①,②を海側 地覆より 500 mm 離して配置し、断面-1,2 に関しては① または②だけを、さらに 500 mm 間隔で2 台配置した。

断面-1,2 において水平軸より θ 傾いた直応力は、 $\sigma_{\theta} = \sigma_{x}\cos^{2}\theta + \sigma_{y}\sin^{2}\theta + 2\tau_{xy}\cos\theta\sin\theta$ となるので、 $\sigma_{x}, \sigma_{y}, \tau_{xy}$ は、 $\sigma_{x} = \sigma_{0}, = \sigma_{45} + \sigma_{-45} - \sigma_{0}, \tau_{xy} = (\sigma_{45} - \sigma_{-45})/2$ で与えられる。

6. 補修効果に関する解析

1300

現補修以前と現補修後との状態を2次元FEMで解析し、 補修効果の傾向把握を行う。解析はRCT桁の1個のみを 取り出し、図-2に示したようにスパン19.377 mの単純 桁として計算する。床版厚は200 mmで、床版有効幅は 両側に1350/2=675 mmを仮定する(図-3)。桁高はハ ンチの上まで取り、平均で1500 mmとする。

図-3 計測器配置

750

現補修前の断面剛性は全面に損傷が見られたので、正 確な剛性指定は困難と判断し、コンクリートに対して σ _{ck}=24 N/mn², E=25000 N/mm² を仮定した。現補修後の 断面については、かぶり 5 cm をテフコムでおきかえた 断面を用いる(図-1)。表-1 と図-1 より補修後につい ては、桁ヤング率を E=(25000×400+35000×100)/500 =27000 N/mm² とした。桁底面の補修部は、奥行き 500 mm,厚 120 mm, E=35000 N/mm²の梁要素として表現す る。ポアソン比は 1/6。主鉄筋 D38×6 は棒要素で考慮 した(E=210000 N/mm²)。

作用荷重は図-4 において、ダンプ1台について前輪 と後輪×2に、10tfと5tf×2の集中荷重を用いた。



7. 現補修前の測定結果と解析結果の比較

表-2 に、現補修前の各断面の測定結果を示す。表中 の応力は、歪み測定結果に E=25000 N/mm² をかけて応 力変換した。表-3 は、現補修前の各断面の解析結果で、 表-4 は応力比(解析/測定)を表す。

断面-1,2の位置 750 mm では、 σ_x も σ_y も応力比は 1 に近い。断面-3の0 mm 位置で応力比が3倍なのは、損 傷の影響と考えられる。図-3 に示した中桁底面位置で の測定では、クラック部と健全部とで歪み測定を行った が、健全部の歪みはクラック部の約3倍であった。解析 上のせん断応力が実測の 3~4 倍あるのは、実際には5 主桁橋であり、また僅かな曲線橋でもある事から、外桁 側にトラックを寄せて載荷した事による捻じれの影響も 考えられるが、損傷の影響は否定できない。なお測定位 置 1300 mm の応力比が大きいのは、測定位置がほぼ中立 軸上にあり、0/0 に近い計算を行ったためと考えられる。

以上より解析結果は、実測を完全に再現するものでは ないが、概ね妥当なモデルであると判断した。

8. 現補修後の測定結果と解析結果の比較

表-5,6,7 に現補修後の前項と同様の結果を示す。 ただし補修後は桁部分がテフコムで覆われたため、測定 歪みにテフコムのヤング率 E=35000 N/mm²をかけた。

位置 1300 mm の応力比は大きくはあるが、補修前に比 べて $1/3 \sim 2/3$ となっている。断面-3 の 0 mm 位置での 応力比は、補修前の 3 倍から 2 倍に近づいた。断面-1,2 の 750 mm 位置での応力比は σ_x でほぼ 1 に近く、特に補 修前には 4 倍程度あった τ_{xy} の応力比は 1.3 まで近づい た。全体として補修後の測定結果は、解析結果(健全な 状態)により近づいたと考えられる。

9. まとめ

図-5 に解析モデル、図-6,7 に補修前後でのせん断応 力分布、図-8,9 に補修前後での曲げ応力分布を示す。

せん断応力分布では、補修前の支点部での応力集中が 補修後には緩和され、補修後の応力集中部分の応力値は、 補修前の約半分になる。

曲げ応力分布は全体的に、補修後は補修前より約2割 減の応力値であり、端部の応力集中も緩和される。

ここで桁下部の引張領域に注目すると、補修前の引張 構造材は D38×6×2 で、ヤング係数比を 15 として鉄筋 のコンクリート換算断面積は、11.35×12×15=2040 cm²。

表-2 現補修前 載荷試験結果

断面−1										
位置	1300 m	m			750 mm					
<u>с</u> +	+45°	-0.163	σ_{x}	-0.038	+45°	-0.0)75	σ_{x}	0	113
ルンフリ (NI / 2)	0°	-0.038	σ_y	0.013	0°	0.1	13	σ_{y}	-0	050
(N/mm)	-45°	0.138	τ _{xy}	0.150	-45°	0.138 τ _{×y}		0.106		
		断面-2			断面	j -3	(夕	、桁)		
位置	1300 mr	m			位置 1300 mm 0 mm			ı		
ф н	+45°	-0.163	σ×	-0.013	応力	σ_{x}	-0	0.075	σ_{x}	0.85
心刀 (N/mm ²)	0°	-0.013	σy	-0.050						
	-45°	0.100	τ _{xv}	0.131						

表-3 現補修前 解析結果

	斤面-1,		断面−3						
位置	1300 mm		750 mm		位置	1300 mm		0 mm	
<u>к</u> +	σ×	-0.517	σ×	0.113	応力	σ_{x}	-1.228	σx	2.639
ルンフ」 (NI /mm ²)	σy	0.028	σy	0.053					
(N/mm)	τ _{xy}	0.435	τ _{xy}	0.446					

表-4 現補修前 応力比 (解析/測定)

	竹面-1,		断面−3						
位置	1300 mm		750 mm		位置	1300	1300 mm		
	σ_{\star}	20.67	σ×	1.00	応力	σ_{\star}	16.376	σx	3.105
応力比	σ_y	1.49	σ_y	1.06					
	τ _{×v}	3.09	τ _{×v}	4.20]				

表-5 現補修後 載荷試驗結果

断面-1

位置	1300 mr	m			750 mm				
応力 (N/mm²)	+45°	-0.123	σ_{x}	0.018	+45°	-0.420	-0.420 σ,		8
	0°	0.018	$\sigma_{\rm v}$	-0.105	0°	0.018	$\sigma_{\rm v}$	-0.17	5
	-45°	0.035	τ _{xy}	0.079	-45°	0.263	τ _{xy}	0.34	1
断面-2 断面-3 (外桁)									
位置	1300 mr	n			位置	1300 m	0 mm		
<u>њ</u> т	+45°	-0.385	σ×	-0.175	応力	σ_{x} ·	-0.018	σ_{x}	1.015
心刀 (N/mm ²)	0°	-0.175	σy	-0.035					
	-45°	0.175	τ _{xy}	0.280					

表-6 現補修後 解析結果

断面-1,2	断面-3
--------	------

位置	1300 mm		750 mm		位置	1300 mm		0 mm	
<u>њ</u> т	σ_{\star}	-0.494	σ_{\star}	0.015	応力	σ_{x}	-1.245	σx	2.094
応刀 (N/mm ²)	σ_{y}	0.019	σ_y	0.038					
(N/mm ⁻)	τ _{×v}	0.397	τ _{×v}	0.444					

表-7 現補修後 応力比 (解析/測定)

	斤面-1,		断面-3						
位置	1300	1300 mm 750 mm		位置	1300	mm	0 mm		
	σ_{x}	6.27	σ×	0.87	応力	σ_{x}	71.133	σx	2.063
応力比	σ_y	0.27	σ_{y}	0.22					
	τ _{xy}	2.21	τ _{xy}	1.30					







写真-2 現補修完成形

ー方、桁底面と桁側面に打設されたテフコムの桁高の 半分までを引張構造材とみなすと、 $12 \times 50 + 5 \times 75 = 975$ cm²。ここで $\sigma_{ck} = 24$ N/mm²の通常コンクリートを標準に して考えると、そのヤング係数比は、35000/25000 = 1.5程度なので、引張構造材としてのテフコムのコンクリー ト換算断面積は、約 975×1.5=1463 cm² となり、D38× 12 の引張鉄筋の換算断面積と遜色ないものとなる。 従ってテフコムが引張応力に対してひび割れる事なく 有効に働けば、補修後の桁はダンプトラック程度の活荷 重には、一種のハイブリッド構造になっている事になる。 解析による曲げ引張応力の最大は、3 N/mm² 程度であ り、テフコムの引張強度(ひび割れ発生強度)10 N/mm² より十分小さい。写真-2 に、現補修後の完成形を示す。