

小規模鋼橋の補修・補強方法の現状分析と耐力向上に関する検証

Current status of repair and strengthening, and verification of durability improvement in small-scale steel bridge

○姜 佳佳(前工大・院) 宮川 睦巳(前工大) 中村 一史(都立大)

Jiajia JIANG, Maebashi Institute of Technology, 460-1 Kamisatori, Maebashi, Gunma 371-0816

Mutsumi MIYAGAWA, Maebashi Institute of Technology, 460-1 Kamisatori, Maebashi, Gunma 371-0816

Hitoshi NAKAMURA, Tokyo Metropolitan University, 1-1 Minamiosawa, Hachioji, Tokyo 192-0397

1. 背景と目的

現在、日本では経済高度成長期に建設された鋼橋の老朽化が大きな社会問題となっている。長期間の暴露により塗装が劣化することで、腐食による断面欠損が発生している。当然、鋼橋の防腐対策はされているが、一般的に湿気の籠もりやすい桁端部および支承部の腐食が激しい。このため、既設鋼構造物の補修・補強方法として、摩擦接合あるいは溶接接合による当て板工法（従来工法）が一般的に用いられるが、最近では、CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastics) を現場で接着接合する CFRP 工法が注目されている¹⁾。

CFRP 接着工法は従来の工法に比べて、孔あけによる母材の欠損、溶接などによる熱影響がなく、追加部材による腐食の再劣化がない。また、高強度かつ軽量、施工性が良いため、近年、施工実績が増加している¹⁾。そこで、本研究では実構造物における補修・補強の効果と設計の妥当性を検討するため弾塑性有限要素による腐食部の断面欠損、当て板補修による効果および、CFRP による補修効果を明らかにする。

2. 千代田橋概要

解析対象とする千代田橋（前橋市）は図 1 に示す斜角 45 度、橋長 10.600 m 主桁・横桁断面には H 型・C 形鋼材を使用した小規模鋼橋である。A1 側支承部の腐食が激しく、早急な補修工事が必要であると判断された橋梁である。

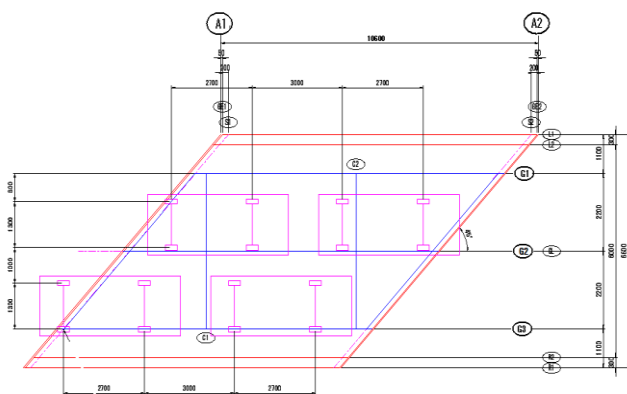


Figure 1 Position of the active loads L on the bridge.

3. 荷重条件

現地調査の結果、図 2 に示す条件にて死荷重を載荷するものとする。なお荷重は橋梁モデルの橋面に平均荷重として載荷するものとする。

活荷重は実働荷重 L_1 (1 輪あたり 3.75 kN) および T 荷重 L_T (1 輪あたり 100 kN) を考慮する。なお、活荷重の載荷位置を図 1 に示す。

4. 解析手法と荷重組み合わせ

本研究では、弾塑性有限要素法解析プログラム Marc/Mentat2022.1 を用いて、FEM 解析を行う。

荷重組み合わせは、H29 道示に基づいて行う³⁾。荷重係数は死荷重に対して 1.05、衝撃係数 i は 0.4 とする。

さらに、活荷重に対する限界値を解析的に検討するために、表 1 に示す荷重組合せにて、荷重パラメータ α と β を設定し、解析を行う。

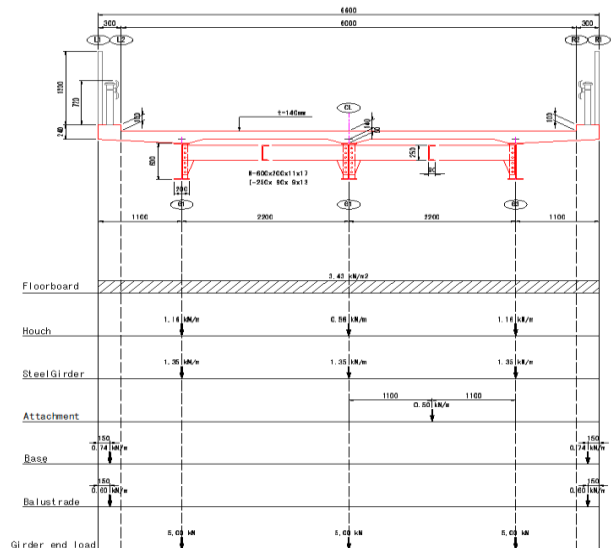


Figure 2 Loads in the cross-section

Table 1 Load combinations

Case	Combination
Case1	$\gamma_D \times D + \alpha \times (1+i) \times L_1$
Case1	$\gamma_D \times D + \beta \times (1+i) \times L_T$

γ_D : 死荷重の荷重係数 1.05

D : 死荷重 373.8kN

L_1 : 15 個車輪の総実働活荷重(kN)

L_T : 15 個車輪の総 T 活荷重(kN)

5. 実働荷重と T 荷重の検討結果

腐食による断面欠損部位は A1 側 G3 桁下フランジ桁端より 1050 mm を想定する。応力の着目点は同位置のソールプレートとする。

図 3、図 4 より、健全時の断面 A、欠損時の断面を A' としたときの断面欠損比 (A'/A) の減少により、発生応力が増加していることが分かる。しかし、図 5 では $\alpha = 1.0$ の場合において限界値に対して十分に余裕があり、安全と考える。しかし、 $\beta = 1.0$ かつ $A'/A = 0.754$ の場合、旧道路橋

示方書に記されている SM400 許容応力度 140 N/mm^2 を超えており、緊急の補修対策が必要となる。

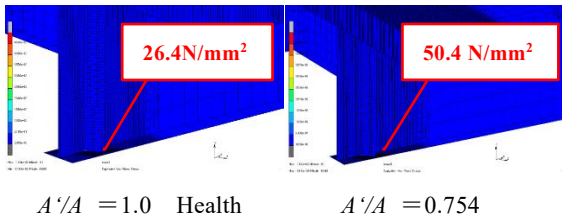


Figure 3 Contour plot for $\alpha = 1.0$

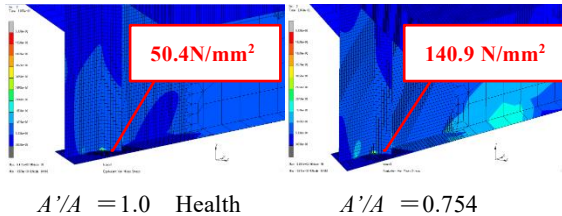


Figure 4 Contours of Mises stress for $\beta = 1.0$

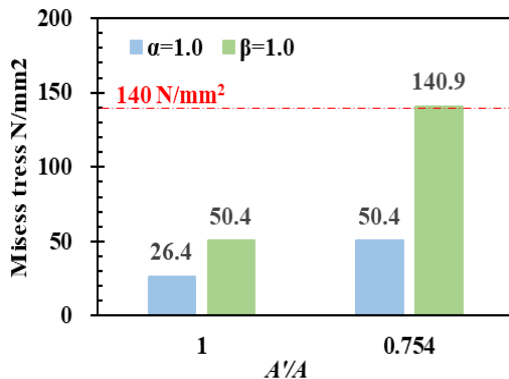


Figure 5 Mises stress comparison after the corrosion.

6. 当て板補修による検討

主桁の応力度が断面欠損により増加しているため、補修方法を検討する必要がある。そこで、本研究では、当て板かつ CFRP 板補修補強された小規模鋼橋の主桁の安全性をそれぞれ検証する。当て板はヤング係数 200 kN/mm^2 、ポアソン比 0.3 とする。当て板の板厚は、原則として 6 mm 、 9 mm 、 12 mm の 3 種類のうちから選定する²⁾。CFRP 板の材料特性は表 2 を示す。本研究では、CFRP 板の厚さをパラメータ (30 、 40 、 60 、 80 層) とし、高強度タイプの炭素繊維を用いることとした。ここでは 12 mm の当て板かつ 80 層の CFRP 板の解析結果について示す。なお、補修範囲は A1 側 G3 桁下フランジ桁端より 1250 mm とする。

Table 2 Material properties of CFRP

Item	Unit	Numerical
Elastic Modulus (E_{cf})	kN/mm^2	245
Tensile Strength (σ_{cf})	N/mm^2	3400
Sheet Thickness (t_{cf})	mm	0.167
Weight (w)	g/m^2	300
Number of layers (n)	—	30,40,60,80

図 6 より、当て板補修後載荷荷重最大時の β (構造的終局点の位置)が増加することがわかる。当て板補修の β 値 ($\beta_{\max} = 2.317$) かつ CFRP 板補強後の β 値 ($\beta_{\max} = 2.324$) は、欠損比 $A'/A = 0.754$ 場合 ($\beta_{\max} = 2.298$) より大きくなり、耐力向上には大きな効果が確認できなかった。

図 7 では、当て板補修の場合 SM400 許容応力度 140

N/mm^2 を超えることはなかったが、 $\beta = 1.0$ の時の CFRP 補修で支間中央部のたわみが 25.9 mm となり、当て板補修の時のたわみ 26.6 mm よりも軽減されている。

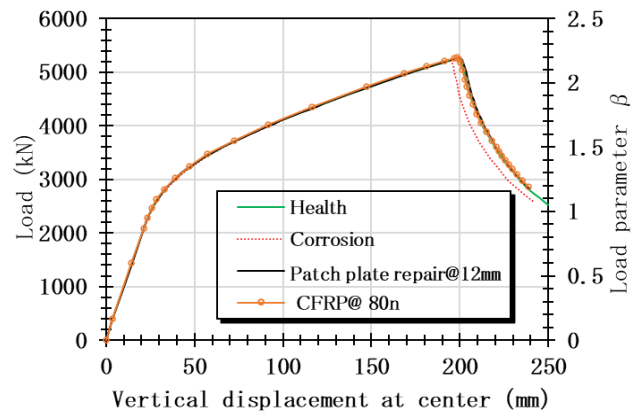


Figure 6 Relationship of Displacement and Load

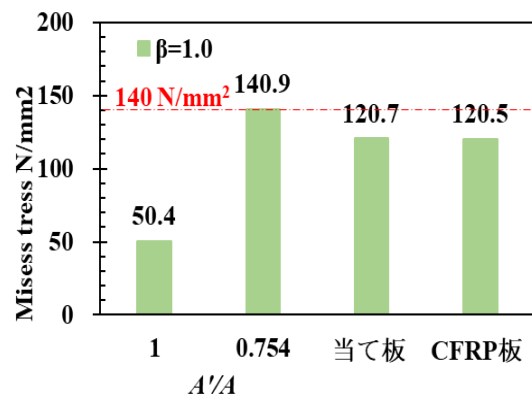


Figure 7 Mises Stress comparison after the repairs.

7. まとめ

本研究では、桁端下フランジに断面欠損を加え、小規模鋼橋の耐力を解析的に検討した。また、実働荷重と T 荷重に対して、主桁下フランジの安全性を満たさない場合に対する補強として、当て板補強および CFRP 補強による補修効果の検証をするために弾塑性有限要素法を用いて解析を行った。これにより、当て板補修では 0.8% 、CFRP による接着補修では 1.2% ほどしか終局時の載荷荷重が向上し、補強の効果を確認することができた。

8. 今後の予定

今回の解析では桁端の応力度と中央部のたわみに着目しており、地震荷重による水平方向においては A1 側に大きな応力が発生することが考えられる。これらを含め引き続き解析を行う。

9. 参考文献

- 1) 林 帆, 中村一史, 前田研一, 福田欣弘: CFRP 板接着による疲労き裂の補修工法における養生中の繰返し荷重と架橋効果の検討, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.635-646, 2012.3.
- 2) 石川敏之: 当て板補修された偏心欠損を有する鋼板の応力評価, 構造工学論文集, Vol.67A, pp.374-383, 2012.3.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋・鋼部材編, 2017.11