



なお、実際の橋梁では、鋼桁と GFRP 型枠は接着剤により固定されていること、コンクリートと GFRP 型枠は型枠に設置されている孔付きリブがずれ止めとして機能することから、先述のような結合条件を仮定した。荷重モデルは、桁スパン中央に最大応力が生じる車輪配置としてスパン中央に集中荷重を載荷するモデルとし、4 主桁への分配については、実際の橋梁ではマクラギを介して載荷されることから、均等割りではなく、複合構造化前に測定した応力バランスを勘案して載荷するものとした（表 1 モデル①）。この応力バランスは、測定結果の応力度と合うように調整を行ったものであり、結果として A、C 桁が B、D 桁よりも大きく荷重を受け持っている。なお、今回計測に用いた載荷荷重の合計は、定員の 40% 乗車を想定した車両重量より想定した輪重（理論輪重値、78.0kN）よりも小さい値となっているが、これは本橋のような短スパンの橋梁では、レールの剛性も桁本体の剛性に寄与しているためと考えられる。

表 1 載荷モデル

主桁	載荷荷重	
	モデル①(kN)	モデル②(kN)
A	18.0	31.6
B	13.6	0.0
C	17.7	31.0
D	13.3	0.0
合計	62.6	62.6
理論輪重値	78.0	

3. 解析結果（測定結果との比較）

各桁のスパン中央における、下フランジの最大応力振幅の測定結果と解析結果の比較を図 4 に示す。なお、測定結果は、同種複数の列車通過時の平均値である。図 4 では複合構造化後の測定結果と解析結果の比較では、C、D の主桁の値はほぼ一致しているものの、A、B 桁では測定結果の方が解析結果よりも大きくなっており、実橋では A、B 桁の複合構造化による剛性向上効果が少ないように見える。しかし、実橋では鋼桁とコンクリート床版にずれやひび割れは見られていないことや、解析上もこの界面要素のずれや、コンクリート床版のひび割れ（塑性化部分）が生じていない。そこで、ここでは、桁の剛性向上に伴い桁の変形量が小さくなり、その結果、マクラギと桁の接地条件が変化したものと想定し、表 1 モデル②の条件（A、C 桁のみに載荷）で解析を実施したが、このモデル②の結果（図 5）では、A、B 桁も測定結果と良く一致することが分かる。ここで各モデルのスパン中央での変位の比較を表 2 に示す。表 2 より複合構造化前のモデル①では、A-B と C-D の桁では変位差は 0.12mm 程度であるが、複合構造化後は 0.03~0.07mm とその差が小さくなっており、この差が荷重モデル①と荷重モデル②のような差異が生じた原因と考えられる。

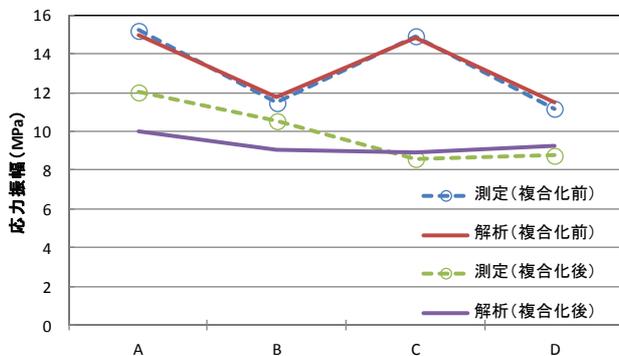


図 4 測定結果と解析結果の比較（モデル①）

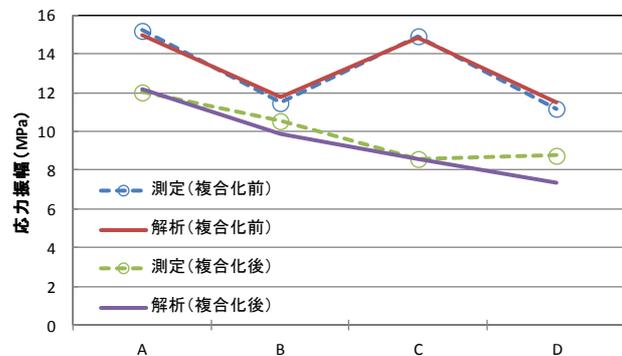


図 5 測定結果と解析結果の比較（モデル②）

4. まとめ

本検討では、複合構造化の効果を有限要素解析によって再現した。また、本解析結果から、4 主桁の場合はマクラギの接地条件に多少の配慮が必要であるものの、本解析モデルを用いて、複合構造化による応力低減効果の予測が可能であると考えられる。

【参考文献】

- 1) 谷口望, 半坂征則, 小出宜央, 大垣賀津雄, 大久保藤和, 佐伯俊之: 施工性を考慮した鋼鉄道橋の複合構造化に関する研究, 構造工学論文集 Vo.57A, 土木学会, 2011.3.
- 2) Okada, J., Yoda, T., and Lebet, J.P.: A study of the grouped arrangement of stud connectors on the shear strength, Journal of the Japan Society of Civil Engineers, No.766, 81-95.2004.

表 2 各載荷モデルの各桁の変位

主桁	スパン中央変位(解析値)		
	複合化前	複合化後	
	モデル①(mm)	モデル①(mm)	モデル②(mm)
A	0.537	0.409	0.487
B	0.416	0.381	0.413
C	0.527	0.367	0.335
D	0.406	0.377	0.301