

関西大学工学部 学生員○鬼頭和也 関西大学工学部 正会員 坂野昌弘
 南海電気鉄道(株) 正会員 宮野 誠 京橋工業(株) 正会員 並木宏徳
 神戸大学大学院 学生員 坂田智基

1. はじめに

前報^{1), 2)}の増桁補強前後における短スパン鋼 I 桁鉄道橋の実働応力測定結果では、フランジ内や左右の桁の応力の偏りなどが明らかとなり、シンプルな構造ながら結構複雑な挙動をしていることが確認された。そこで、本研究では増桁補強された短スパン鋼 I 桁鉄道橋の応力変形挙動を明らかにするため、橋梁全体をできるだけ忠実にモデル化して有限要素解析を実施した。

2. 解析方法

図-1~4に増桁補強前後の短スパン鋼 I 桁鉄道橋の平面図、断面図を示す。ソリッド要素を用いてこれらを忠実にモデル化した。なお、主桁と横桁は山形鋼を介して連結されている。境界条件は、主桁は単純支持、マクラギと主桁の接触部分は鉛直方向のみ力を伝えるものとし、レールはマクラギに完全に密着固定させた。荷重は推定軸重 117 kN を集中荷重として 2 本のレール内側に与え、各主桁スパン中央に車軸が載る状況でそれぞれ解析を行った。これによって得られた各主桁スパン中央部のゲージ貼り付け位置での最大応力を求め、実測値と比較した。

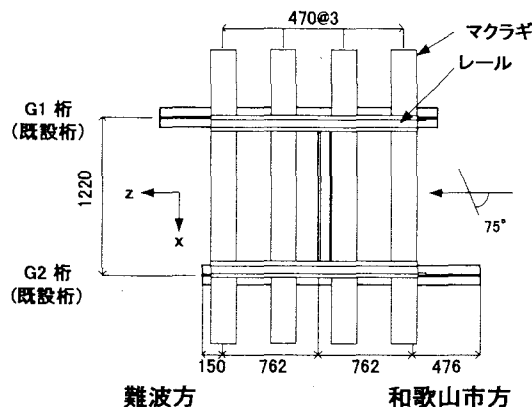


図-1 補強前橋梁平面図

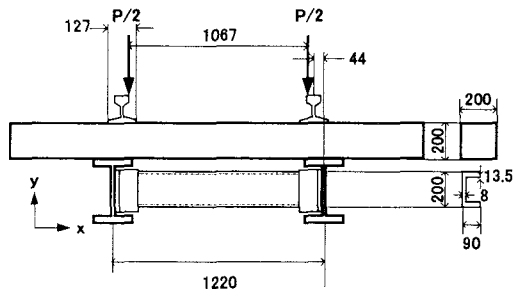


図-2 補強前橋梁断面図

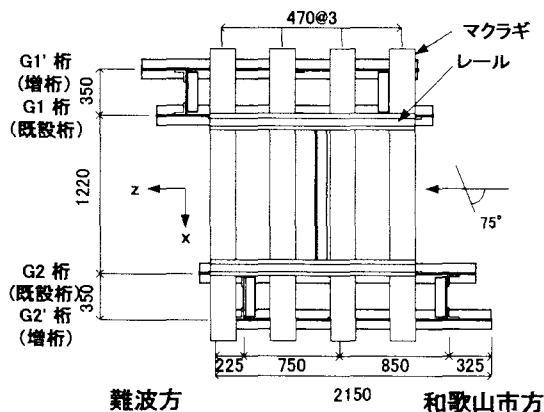


図-3 補強後橋梁平面図

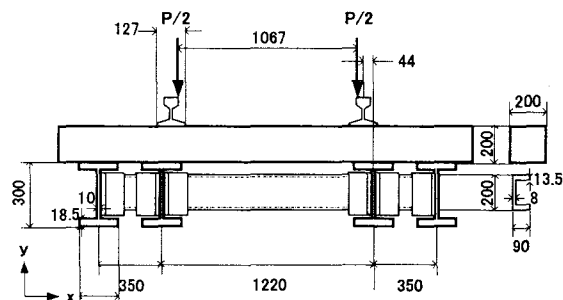


図-4 補強後橋梁断面図

3. 解析結果

3.1 補強前の応力変形挙動

(1) 斜角の影響

斜角の影響を明らかにするために、直橋モデルと斜橋モデルの比較を行った。図-5 に示すように斜橋の応力は直橋に対して、上フランジで0.77～1.00 倍、下フランジで0.92 ～0.96 倍と、斜橋の方が全体的に応力が小さくなっている。

(2) 支承部の影響

補強前の橋梁では下フランジが欠損し、また橋台の沈下も見られた。その影響を検討するため、G2 桁和歌山市側の支承沈下の有無で比較した。結果を図-6 に示す。支承沈下を考慮した場合には主桁間の応力に偏りが生じ、また同一フランジ内の応力差も大きくなり、実測値に近くなっている。

3.2 補強後の応力変形挙動と補強効果

図-7 に補強前後の解析値と実測値を示す。補強後の解析値は実測値とほぼ同様の傾向を示している。表-1 に各桁の下フランジについて補強前後の平均応力とそれらの比を示す。補強前後の応力比についてみると、実測値は G1 桁が G2 桁に比べて大きいですが、解析値は逆に G2 桁が大きくなっている。全体的な補強前後の応力比は実測値の 0.64 に対して解析値はやや大きめの 0.72 となった。これらの違いについては現在検討中である。

4. おわりに

補強前後の短スパン鋼 I 桁鉄道橋の応力状態を有限要素解析により求め、実測と比較した。大まかな傾向は一致したが、両者の間にはまだ差があり、その違いについて現在検討を継続している。

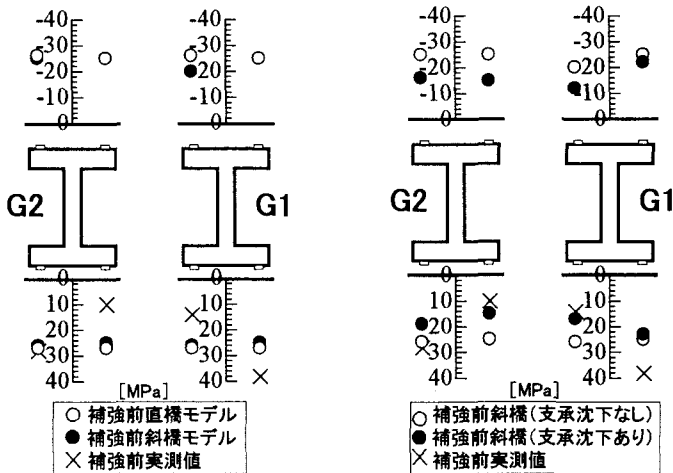


図-5 斜角の影響

図-6 支承沈下の影響

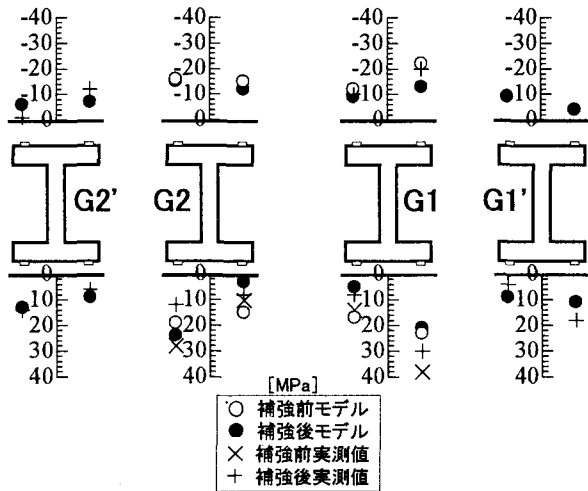


図-7 補強前後の解析値と実測値

表-1 各桁下フランジの平均応力と補強前後の応力比

		G2' 桁	G2 桁	G1 桁	G1' 桁
補強前(MPa)	解析値		34	40	
	(実測値)		(38)	(52)	
補強後(MPa)	解析値	22	27	26	20
	(実測値)	(20)	(20)	(38)	(22)
補強後/補強前	解析値		0.79	0.65	
	(実測値)		(0.53)	(0.73)	
補強後/補強前	解析値		0.72		
	(実測値)		(0.64)		

参考文献

- 1) 尾山他：鋼 I ビーム桁鉄道橋の実働応力と疲労耐久性評価，土木学会第 57 回年次学術講演会，I -166, 2002.
- 2) 宮野他：鋼鉄道橋の実働応力測定による増桁補強効果の検討，土木学会第 58 回年次学術講演会，I -418, 2003