

第 I 部門

増桁補強された I ビーム鉄道橋の応力分布に関する解析的検討

関西大学大学院 学生員 ○古重 豊

関西大学工学部

正会員 坂野昌弘

南海電気鉄道株式会社

正会員 宮野 誠

1. はじめに

既報^{1) 2)}の斜角を有する I ビーム鉄道橋の増桁補強前後における実働応力測定結果から、スパン中央付近において、各主桁間および各主桁内において著しい応力の偏りが確認された。そこで本研究では、補強前後の橋梁各部の応力分布を明らかにするために、まず、解析条件の設定を行い、その後、対象橋梁の固有条件である支承部の状況及び横桁接合の影響を考慮し、FEM 解析を行なった。

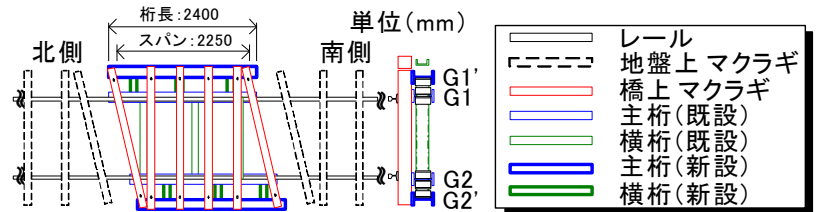


図-1 対象橋梁

2. 解析方法

2.1 解析モデル

図-1に示す対象橋梁を、補強前（図-2）、補強後（図-3）のようにモデル化した。主桁にシェル要素、レールと橋上マクラギ、横桁にはビーム要素を用い、地盤上マクラギ位置ではレールをバネで支えている。

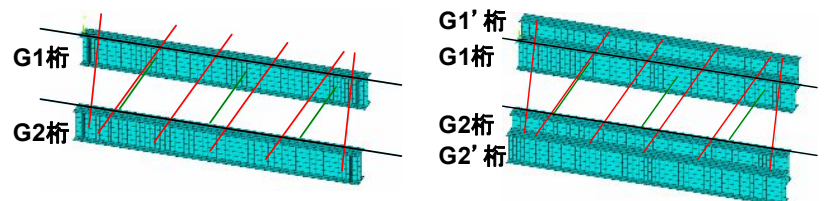


図-2 補強前モデル（橋梁部）

図-3 補強後モデル（橋梁部）

2.2 解析条件

2.2.1 地盤剛性

解析で用いる地盤剛性は軌道の保守基準を考慮して圧縮域では10kN/mm とし、引張域では、事実上剛性0となる圧縮域の1/1000程度の10N/mm と設定した。

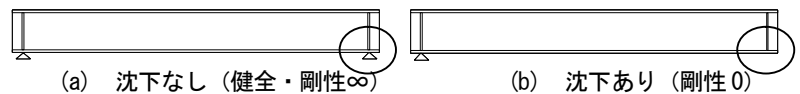


図-4 支承部支持条件（G2 桁南側）

2.2.2 レール長さ

レール長さは、荷重の影響範囲を考慮して、一番端の荷重位置からマクラギ 4 径間（2.4m）確保できるように設定した。

2.2.3 荷重軸数

荷重軸数は、それ以上増やしても、橋梁部の変形が変わらなくなる 2 軸を設定した。

2.2.4 支承支持条件

補強前に G2 桁南側で確認された支承沈下の影響を検討するために、図-4 に示すように、支承剛性が ∞ で支承沈下なし（a）と剛性が 0 で支承沈下あり（b）の 2 ケースを仮定した。

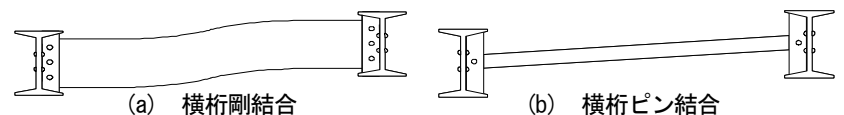


図-5 横桁接合条件

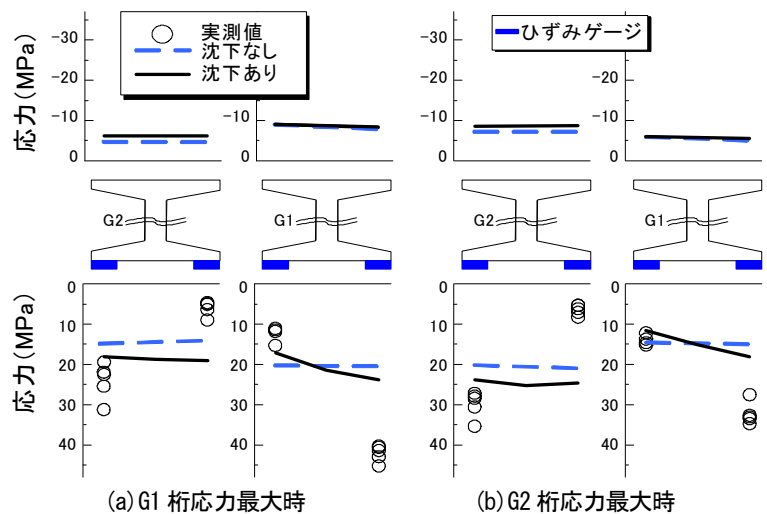


図-6 補強前：支承沈下の影響（横桁ピン結合）

2.2.5 横桁接合条件

横桁の接合条件は図-5 に示すように、主桁と横桁の接合部で曲げモーメント伝達率 100%の剛結合 (a) と、0%のピン結合 (b) の 2 ケースを仮定した。

2.2.6 荷重条件

荷重条件として、载荷軸数を一台車分の 2 軸と仮定し、载荷位置は台車の前後の軸がそれぞれ既設 2 主桁それぞれのスパン中央付近にあるマクラギ直上に載るように载荷した。载荷軸重は推定軸重の 117kN と仮定した。

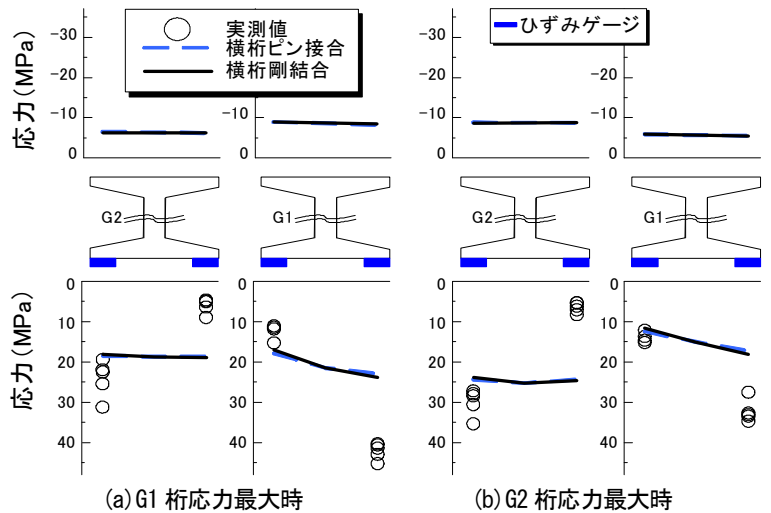


図-7 補強前：横桁接合条件の影響(沈下あり)

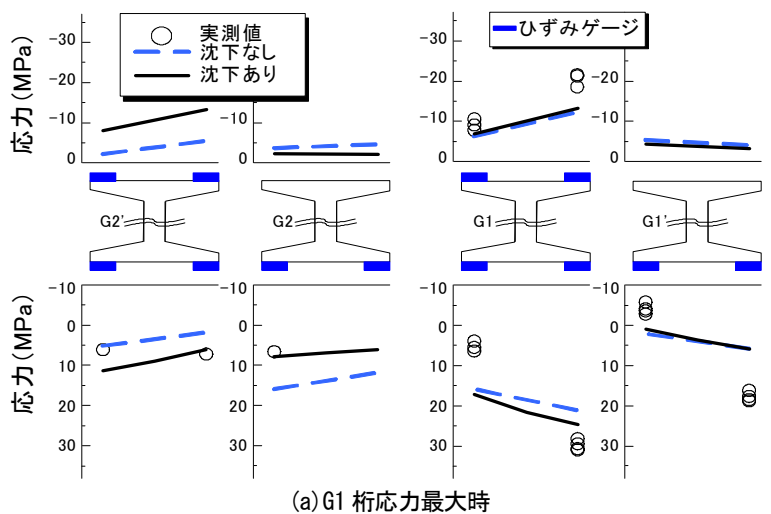
3. 補強前の応力分布

3.1 支承沈下の影響

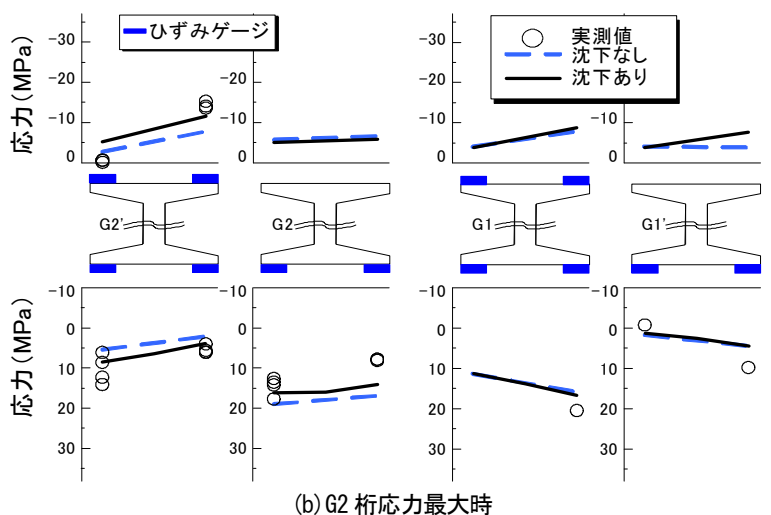
支承沈下の影響が現れやすいと考えられるピン結合の場合について、図-6 に主桁の応力分布に及ぼす支承沈下の影響を示す。G2 桁で支承沈下がある場合には、ない場合と比べて、G2 桁の応力が増加し、G1 桁ではフランジ内での偏りが生じており、実測と近い結果となっている。

3.2 横桁接合条件の影響

支承沈下がある場合について、図-7 に主桁の応力分布に及ぼす横桁接合条件の影響を示す。今回の解析結果では、ほとんど違いが認められず、接合部のモデル化を再検討する必要がある。



(a) G1 桁応力最大時



(b) G2 桁応力最大時

図-8 補強後：支承沈下の影響(横桁ピン結合)

4. 補強後の応力分布

4.1 支承沈下の影響

支承沈下の影響が現れやすいと考えられるピン結合の場合について、図-8 に主桁の応力分布に及ぼす支承沈下の影響を示す。G2 桁で支承沈下がある場合には、ない場合と比べて G2 桁の応力が減少し、それを補うように G2'桁, G1 桁の応力が増加しており、実測値とほぼ傾向は一致している。

5. おわりに

斜角を有する I ビーム鉄道橋の増桁補強前後におけるモデル化を行い、支承沈下と横桁接合条件の影響について検討した。モデル化の精度など、今後さらに検討が必要である。

【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) 坂田他：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