

## 4A 3次元 FEM 結果にもとづく梁応力設計

### 4A.1 単純合成 I 桁橋における FEM 解析に基づく設計法の検討事例

#### 4A.1.1 対象橋梁

本橋梁の一般図を図 4A.1.1 に示す。本橋梁は土木研究所の構内に設置されている試験橋梁であり、支間長 30.0m、幅員 9.7m(有効幅員 8.5m)の 4 主桁単純合成 I 桁橋である。桁高 1.6m、主桁間隔 2.6m であり、支間中央に荷重分配横桁、支間端部に端対傾構、橋軸方向に 5.0m 間隔で中間対傾構、下横構が配置されている。鉄筋コンクリート床版厚は 210mm であり、設計基準強度  $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$  のコンクリートを使用している。

また、本橋梁では、過去に 40t 荷重車による静的载荷試験[1]が行われている。

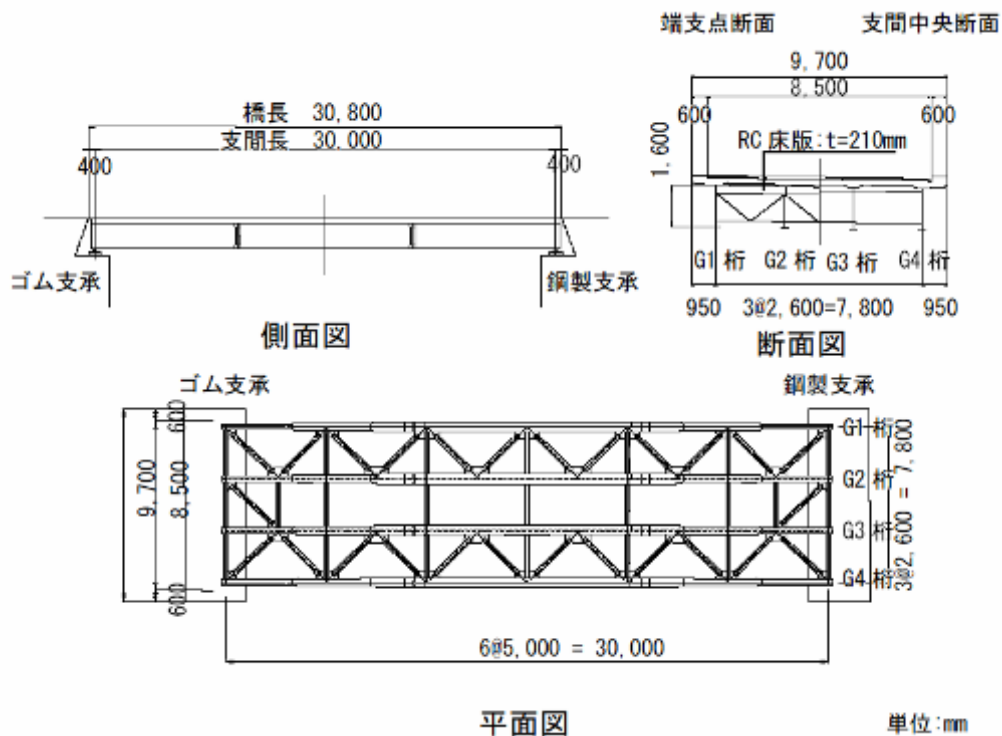


図 4A.1.1 土木研究所構内試験橋の一般図

## 4A.1.2 解析概要

### (1) FEM 解析モデルと解析条件

FEM 解析には MSC-MARC2005 を用いた。FEM モデルでは、コンクリート床版には要素番号 7 の 8 節点ソリッド要素、横構と対傾構の斜材にはモデルの簡略化のため要素番号 52 の 3 次元弾性はり要素、主桁、垂直補剛材などその他の部材全てに要素番号 75 の 4 辺形厚肉線形シェル要素を用い、分割数を変化させた FEM モデルを 6 ケース作成した。板厚、床版厚などは設計図に基づきモデル化を行った。合成鈹桁橋とするため、床版と主桁の接合部では両者の節点を共有させた。壁高欄、地覆およびハンチは従来設計では構造部材として扱わないため、本解析モデルではモデル化を省略した。添接板およびボルトも考慮していない。

各モデルの橋軸方向分割数を表 4A.1.1 に、メッシュ分割図を図 4A.1.2 に示す。なお、床版はいずれのモデルも 4 層に分割した。Model-1～4 はフランジの公称応力などにおよぼすメッシュ分割の影響を検討するためのモデルであり、Model-2'、4'は補剛材やガセット取付部のホットスポット応力を算定するため、Model-2、4 をもとに垂直補剛材、ガセット取付部近傍を各ウェブの板厚間隔 $t=9\text{mm}$ で橋軸方向にメッシュ分割したモデルである。図 4A.1.3 には、ホットスポット応力を算定するためのモデルの一例として Model-4 と Model-4'の支間中央側面の要素分割状況を拡大して示す。

本解析で用いた使用材料の材料特性は、道路橋示方書 I 共通編[2]3.3 に基づき設定した。今回用いた使用材料の材料特性を表 4A.1.2 に示す。

境界条件は、FEM モデルでは一端で全方向への移動を固定し、橋軸直角軸回りの回転のみを自由としたヒンジ支点、もう一端では橋軸直角方向、鉛直方向への移動を固定し、橋軸直角軸回りの回転のみを自由としたローラー支点とした。これらの境界条件は、各主桁の下フランジ端部の節点全てに与えた。

荷重条件は、2 ケース設定した。Case 1 は実験結果と解析結果との比較により、解析モデルの妥当性を確認するため設定したものであり、過去に土木研究所構内試験橋で実施された 40t 荷重車静的荷重試験と同様、支間中央部 G1 桁直上の床版表面の節点とその節点から橋軸直角方向に 1860mm 離れた節点のそれぞれに集中荷重 196.2kN (20t)を荷重するものである。Case 2 は床版全面に等分布荷重 3.5kN/m<sup>2</sup>を全面荷重するものとした。これらの荷重条件 2 ケースを図 4A.1.4 に示す。

表 4A.1.1 橋軸方向分割数

| Model-1 | Model-2 | Model-3 | Model-4 | Model-2' | Model-4' |
|---------|---------|---------|---------|----------|----------|
| 228     | 144     | 94      | 45      | 224      | 125      |

表 4A.1.2 使用材料と材料特性

| 使用材料   | 材料特性                       |                              |       |
|--------|----------------------------|------------------------------|-------|
|        | ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> ) | せん断弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> ) | ポアソン比 |
| 鋼材     | 200000                     | 77000                        | 0.3   |
| コンクリート | 28000                      | —                            | 0.167 |

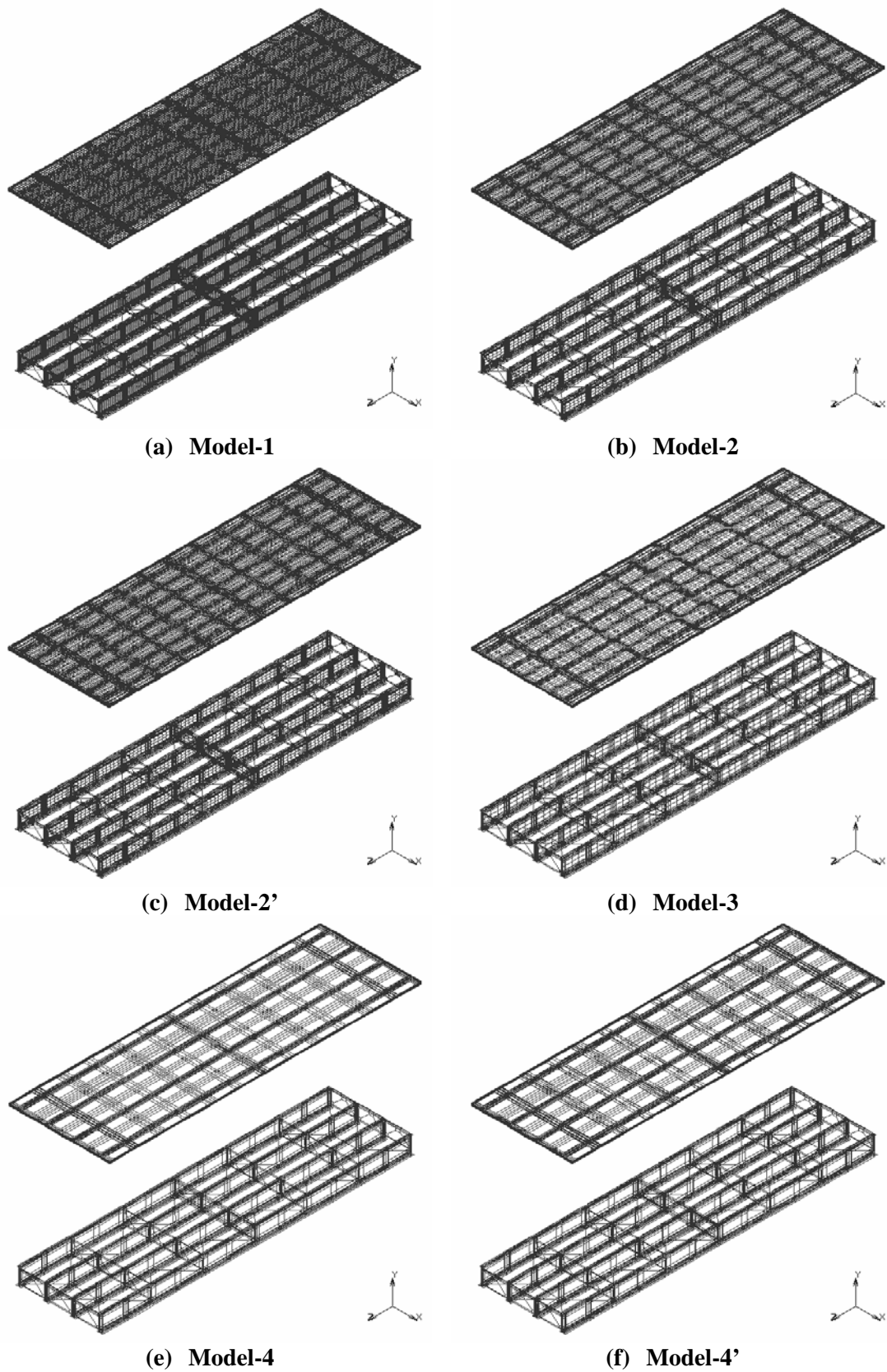
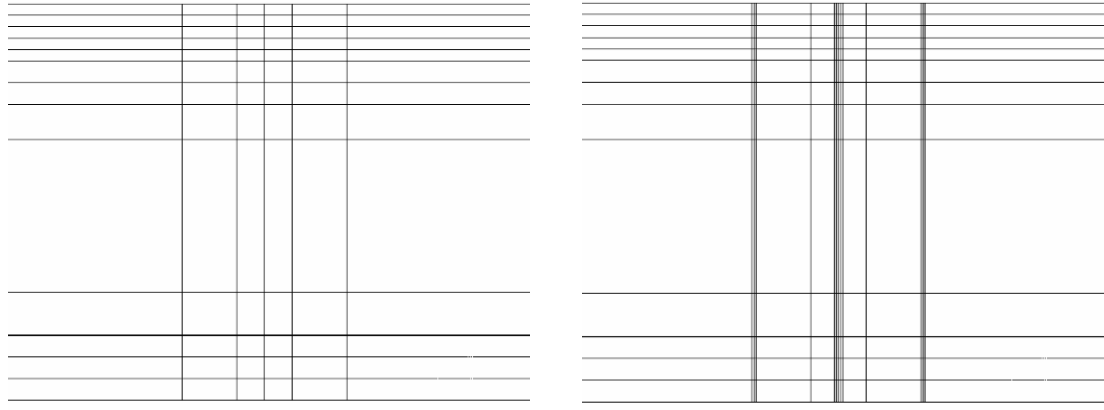


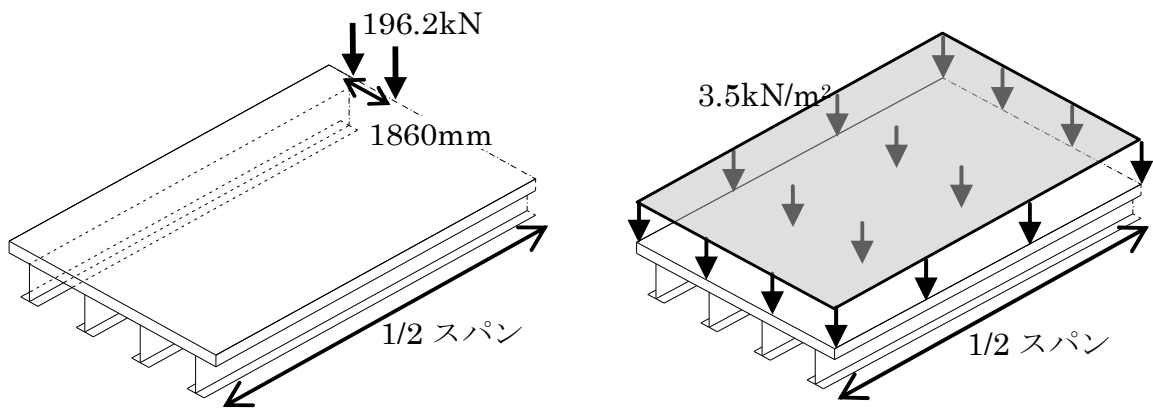
図 4A.1.2 モデル橋 A のメッシュ分割図



(a) Model-4

(b) Model-4'

図 4A.1.3 支間中央近傍のメッシュ分割側面図



(a) Case 1 : 集中荷重

(b) Case 2 : 等分布荷重 (全面載荷)

図 4A.1.4 載荷条件

## (2) 格子解析モデルと解析条件

格子解析には任意形格子桁の計算プログラム Ver.4 (FORUM8 社製) を用いた。要素分割は対傾構、横桁の取付部でのみとした。また、横桁は荷重分配横桁のみをモデル化した。格子解析モデルを図 4A.1.5 に示す。主桁の剛性の決定に際しては、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編<sup>3.1.3)</sup> 10.3.5 に基づき、フランジの有効幅を算出した。式(4A.1.1)に単純桁に対する片側有効幅 $\lambda$ の算定式を示す。

$$\begin{aligned} \lambda &= b && \left( \frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ &= \left\{ 1.1 - 2 \left( \frac{b}{l} \right) \right\} && \left( 0.05 \leq \frac{b}{l} \leq 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left( 0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \quad (4A.1.1)$$

式(4A.1.1)より、有効幅は全幅と算出された。これらの有効幅に基づき、ヤング係数比=7.14 を用いて、コンクリート断面を鋼断面に換算し解析を行った。

境界条件は、両端とも橋軸直角軸回りの回転のみを自由としたヒンジ支点とし各主桁の両端に与えた。なお、材料特性と載荷条件は FEM 解析の場合と同条件とした。

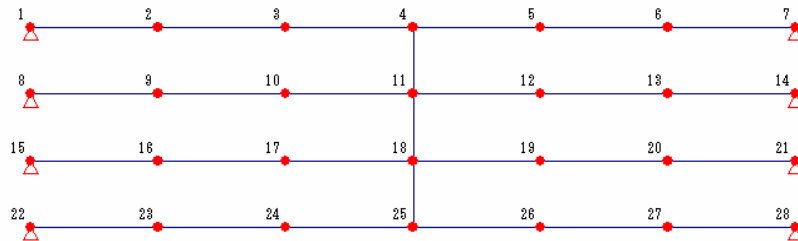


図 4A.1.5 格子解析モデル

### 4A.1.3 メッシュ分割の影響

ここでは、FEM 解析におけるメッシュ分割の影響を確認する。各主桁のウェブ直下における下フランジ下面の節点での橋軸方向直応力に着目し、各モデルで比較を行った。各主桁支間中央ウェブ直下における下フランジ下面の節点での橋軸方向直応力を Model-1 を基準に各モデルで比較したものを表 4A.1.3, 4 に示す。また、各主桁の下フランジ下面応力の橋軸方向分布を図 4A.1.6, 7 に示す。ここで橋軸方向距離はヒンジ支点からの距離としている。

最も細かいメッシュ分割の Model-1 と各モデルを比較すると、Case 1 では Model-2', Model-4' 以外の 4 つの解析モデルではいずれの桁も差は 10% 以内に収まっている。また、Case 2 でも Model-4' 以外の解析モデルで差が 10% 以内に収まっている。これらのことから、FEM 解析では Model-4 程度の粗いメッシュ分割でも十分な精度の結果が得られるのではないかと考えられる。応力分布形状としては、どのモデルにおいても Case 1, Case2 とともに類似した形状が認められた。

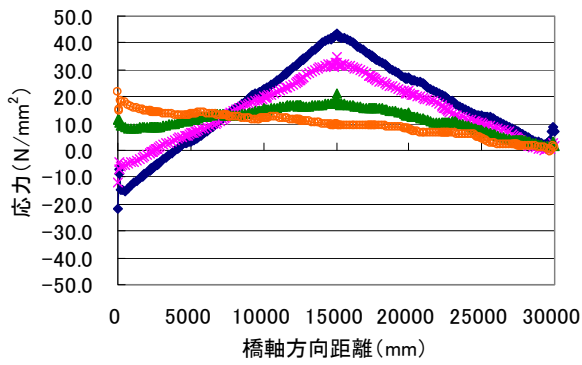
次に、文献[1]に示された主桁支間中央下フランジ応力の解析結果と実験結果を比較したグラフを図 4A.1.8 として示し、同様にまとめた今回の解析結果を図 4A.1.9 に示す。正確な値がないため厳密な比較ではないが、実験結果と Case 1 の結果を比較することにより、本 FEM モデルは概ね妥当であることが検証されている。

表 4A.1.3 支間中央下フランジ下面の橋軸方向直応力 (Case 1)

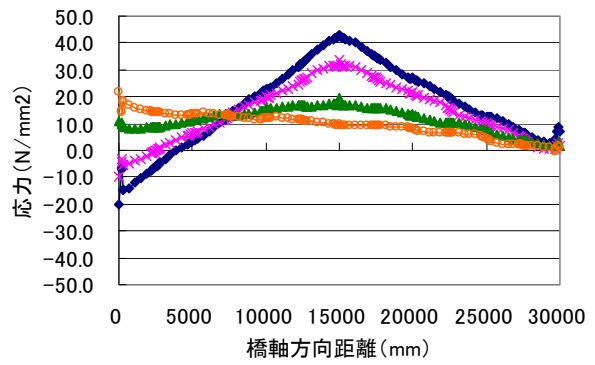
|      | Model-1 | 比    | Model-2  | 比    | Model-3  | 比    |
|------|---------|------|----------|------|----------|------|
| G1 桁 | 43.62   | 1.00 | 42.95    | 0.98 | 42.61    | 0.98 |
| G2 桁 | 34.91   | 1.00 | 33.55    | 0.96 | 33.59    | 0.96 |
| G3 桁 | 21.08   | 1.00 | 19.58    | 0.93 | 19.43    | 0.92 |
| G4 桁 | 10.04   | 1.00 | 9.85     | 0.98 | 9.92     | 0.99 |
|      | Model-4 | 比    | Model-2' | 比    | Model-4' | 比    |
| G1 桁 | 41.15   | 0.94 | 45.16    | 1.04 | 44.34    | 1.02 |
| G2 桁 | 33.13   | 0.95 | 38.77    | 1.11 | 39.84    | 1.14 |
| G3 桁 | 19.13   | 0.91 | 24.06    | 1.14 | 24.60    | 1.17 |
| G4 桁 | 9.85    | 0.98 | 10.94    | 1.09 | 11.11    | 1.11 |

表 4A.1.4 支間中央下フランジ下面の橋軸方向直応力 (Case 2)

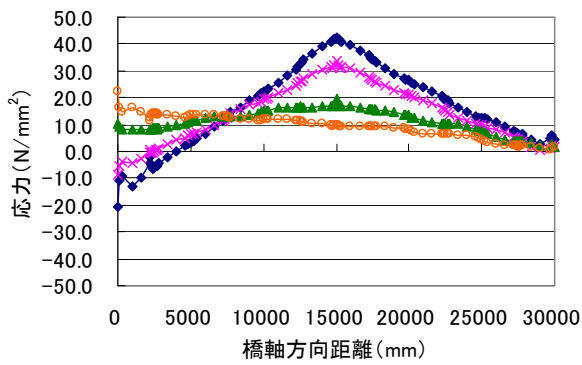
|      | Model-1 | 比    | Model-2  | 比    | Model-3  | 比    |
|------|---------|------|----------|------|----------|------|
| G1 桁 | 34.66   | 1.00 | 34.12    | 0.98 | 33.92    | 0.98 |
| G2 桁 | 36.23   | 1.00 | 34.77    | 0.96 | 34.71    | 0.96 |
| G3 桁 | 36.23   | 1.00 | 34.79    | 0.96 | 34.74    | 0.96 |
| G4 桁 | 34.70   | 1.00 | 34.16    | 0.98 | 33.96    | 0.98 |
|      | Model-4 | 比    | Model-2' | 比    | Model-4' | 比    |
| G1 桁 | 33.19   | 0.96 | 36.20    | 1.04 | 35.70    | 1.03 |
| G2 桁 | 34.30   | 0.95 | 39.98    | 1.10 | 40.91    | 1.13 |
| G3 桁 | 34.35   | 0.95 | 40.00    | 1.10 | 40.98    | 1.13 |
| G4 桁 | 33.23   | 0.96 | 36.24    | 1.04 | 35.73    | 1.03 |



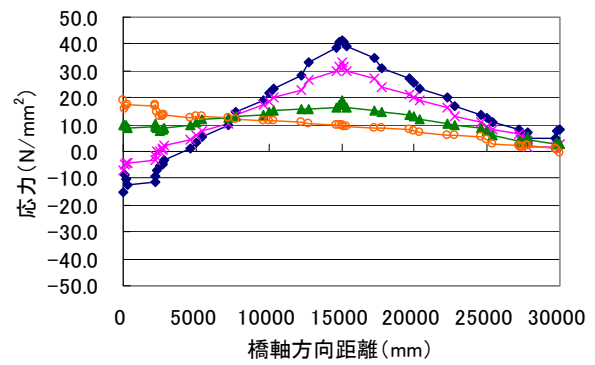
(a) Model-1



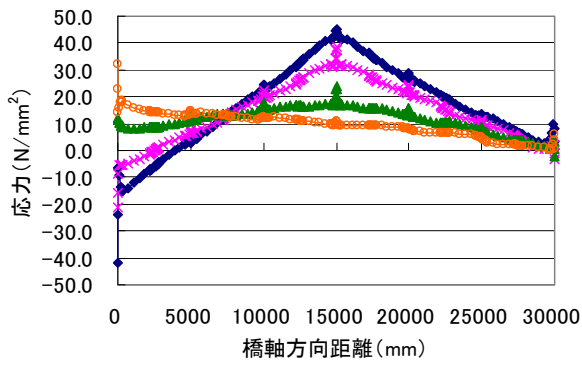
(b) Model-2



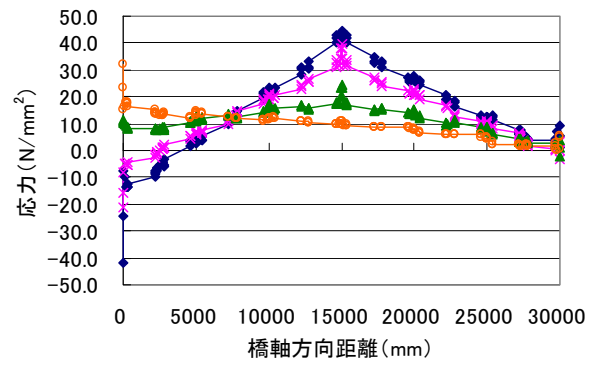
(c) Model-3



(d) Model-4

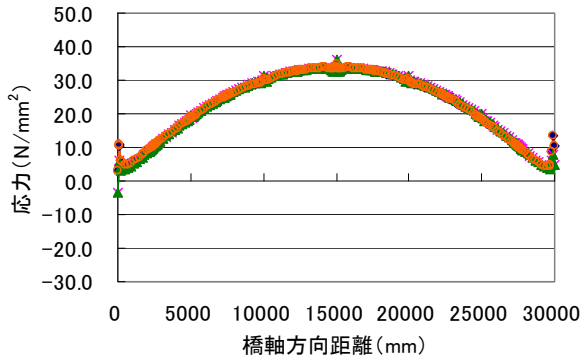


(e) Model-2'

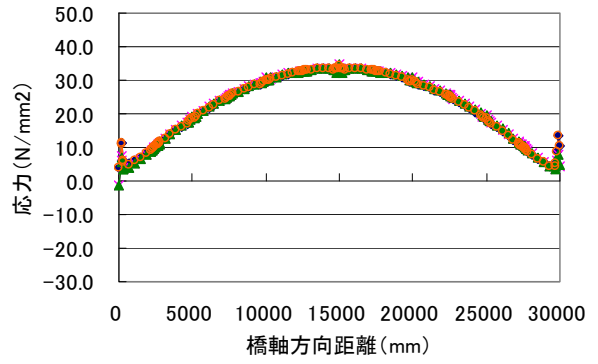


(f) Model-4'

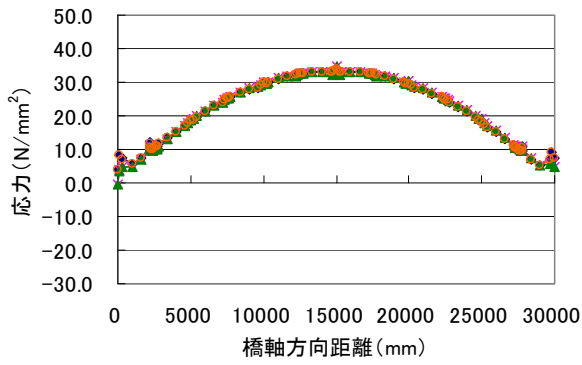
図 4A.1.6 Case 1 における下フランジ下面の応力分布



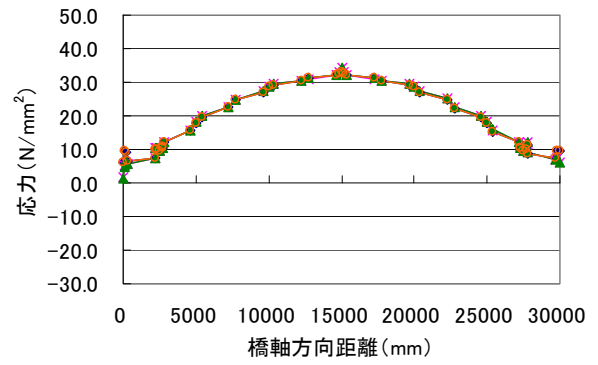
(a) Model-1



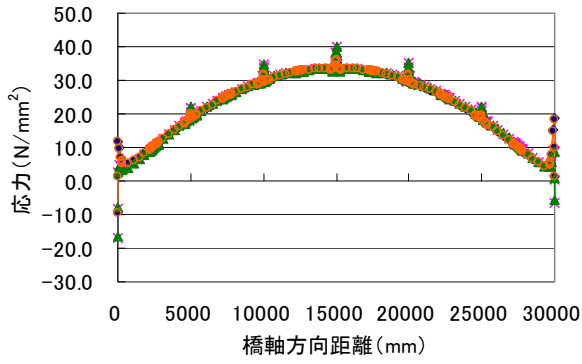
(b) Model-2



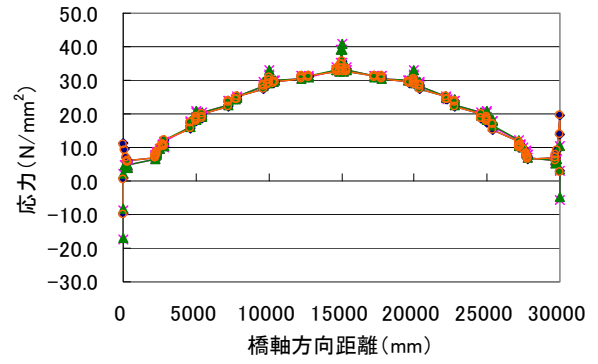
(c) Model-3



(d) Model-4



(e) Model-2'



(f) Model-4'

図 4A.1.7 Case 2 における下フランジ下面の応力分布



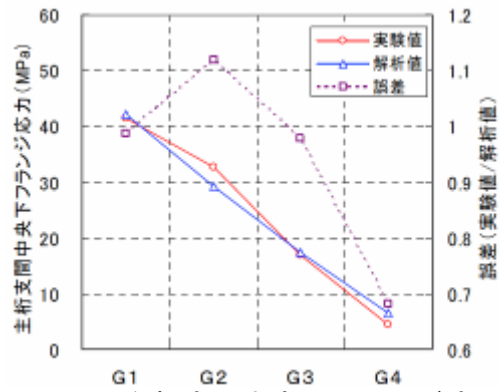


図 4A.1.8 主桁支間中央下フランジ応力[1]

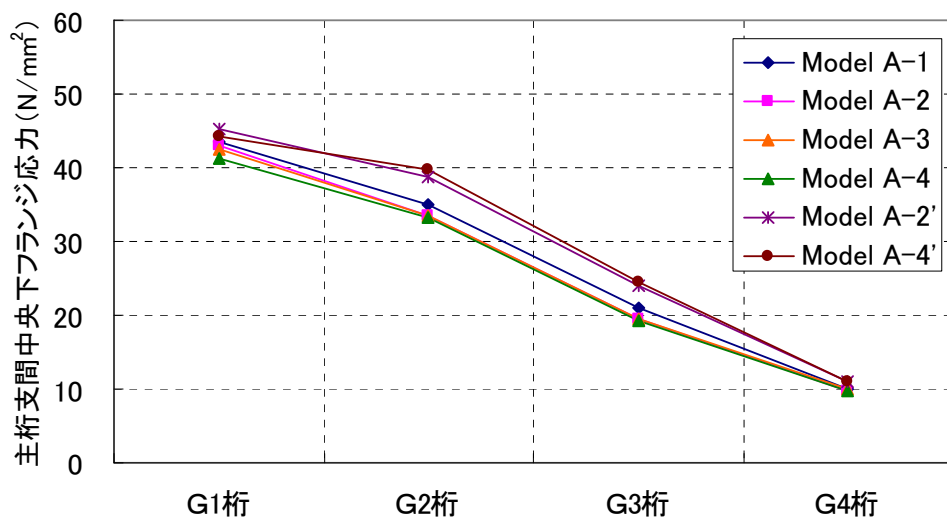


図 4A.1.9 主桁支間中央下フランジ応力

#### 4A.1.4 格子解析との相違

##### (1) 橋軸方向直応力の比較

ここでは FEM 解析，格子解析から得られた結果を用いて下フランジ下面の橋軸方向直応力を比較した。FEM 解析では各主桁支間中央ウェブ直下における下フランジ下面の節点での橋軸方向直応力を用いた。格子解析では節点における断面力しか出力されないため，解析から得られた曲げモーメント，仮定している断面の断面 2 次モーメント，図心軸からの距離から道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編[3]10.2.2 に基づき下フランジ下面の橋軸方向直応力を算出した。式(3.1.2)に曲げモーメントによる橋軸方向直応力を算出する式を示す。

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y$$

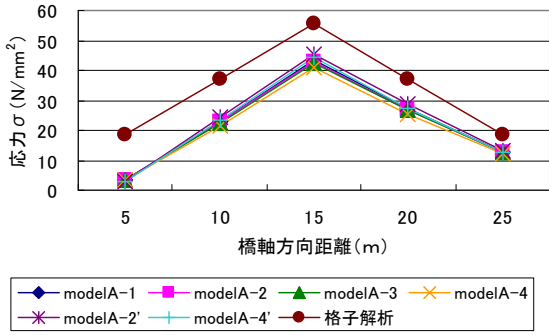
$\sigma_b$ : 曲げモーメントによる橋軸方向応力 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $M$ : 曲げモーメント (N・mm)  
 $I$ : 総断面の中立軸のまわりの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)  
 $y$ : 中立軸から着目点までの距離 (mm)

(3.1.2)

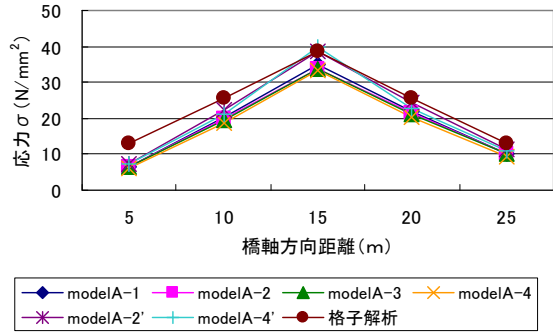
FEM 解析と格子解析から得られた橋軸方向直応力を比較した応力分布を図 4A.1.10, 11 に示す。ここで橋軸方向距離はヒンジ支点からの距離としている。

Case 1 での比較を見てみると，G1 桁側(載荷点側)では全体的に格子解析の応力が大きい，載荷点から離れた G4 桁側では FEM 解析の応力が格子解析より大きな値を示す傾向が見られ，分布形状についても載荷点から離れた桁ほど格子解析とは異なっている。この要因としては，格子解析では床版による荷重分配効果が考慮されず，また FEM 解析では床版，対傾構，横構などを忠実にモデル化しているため荷重分配効果が大きくなったこと，さらに格子解析ではねじれに伴うそり等 3 次元的な挙動が考慮されないことが挙げられる。

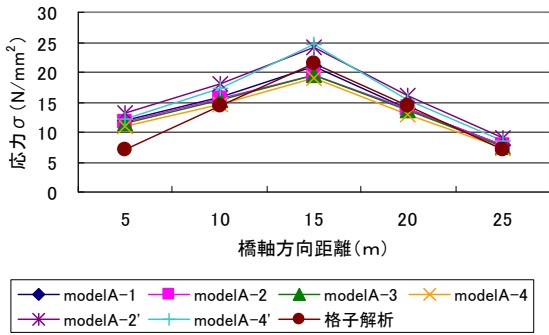
一方 Case 2 での橋軸方向直応力の比較を見てみると，Model-1'，Model-4'以外の FEM 解析結果の値が全ての点において格子解析の結果より 10%～20%程度小さい。このうち，内桁では外桁よりも格子解析との差が 3%程度小さくなっている。ここで Model-1'，Model-4'に関しては G2，G3 桁の支間中央で FEM 解析のほうが 1，2%程度大きな値を示している。Case 2 は全面等分布荷重載荷であるため解析方法による構造的な荷重分配効果の違いは現れず，橋軸方向直応力の分布はどの桁でも類似するものと考えられる。



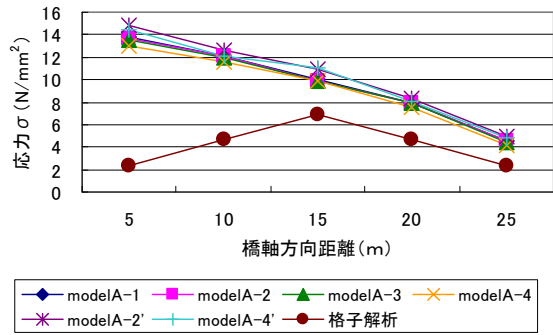
(a) G1



(b) G2

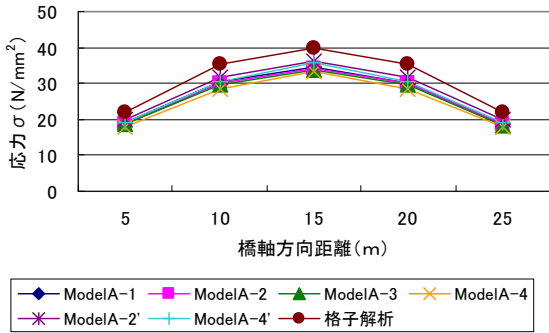


(c) G3

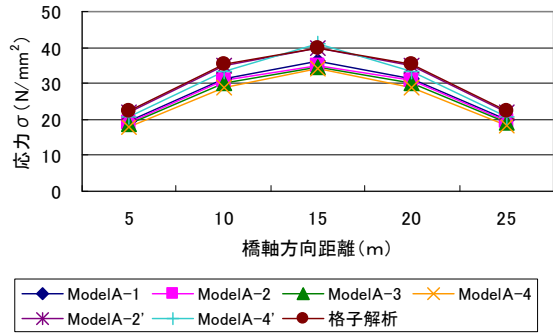


(d) G4

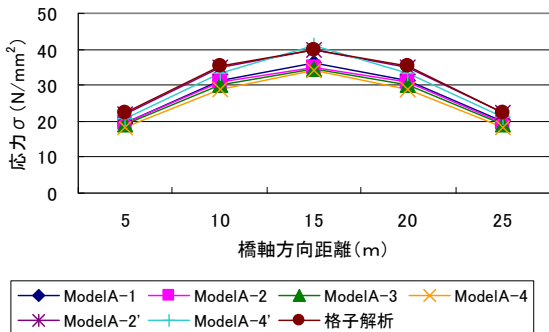
図 4A.1.10 Case 1 における下フランジの応力分布の比較



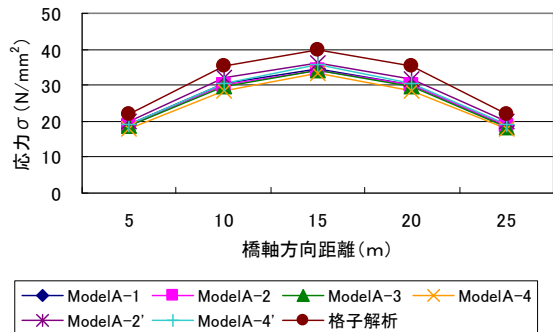
(a) G1



(b) G2



(c) G3



(d) G4

図 4A.1.11 Case 2 における下フランジの応力分布の比較

## (2) せん断応力の比較

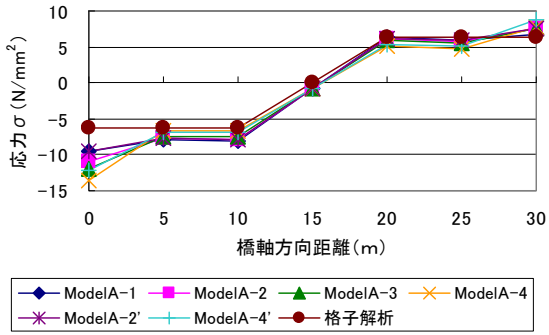
ここでは FEM 解析, 格子解析から得られた結果を用いてウェブのせん断応力を比較した. 今回用いたウェブのせん断応力は, FEM 解析ではウェブ高さ方向でせん断応力分布をとり, その応力分布の平均値を用いた. 格子解析では, 算出されたせん断力を用い, 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編<sup>3.1.3</sup> 10.2.3 に基づきウェブのせん断応力を算出した. 式(3.1.3)にウェブの曲げに伴うせん断応力度を算出する式を示す.

$$\tau_b = \frac{S}{A_w} \quad \begin{array}{l} \tau_b: \text{曲げに伴うせん断応力度} \\ S: \text{曲げに伴うせん断力} \\ A_w: \text{腹板の総断面積}(\text{mm}^2) \end{array} \quad (3.1.3)$$

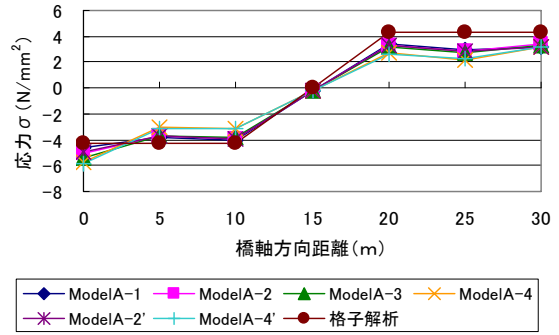
FEM 解析と格子解析から得られたウェブの平均せん断応力の橋軸方向分布を比較して図 4A.1.12, 13 に示す. ここで橋軸方向距離はヒンジ支点からの距離としている.

Case 1 では, 載荷点から離れた桁ほど FEM 解析と格子解析とは異なった分布を示している. G1, G4 桁では支点上のウェブを除いたヒンジ支点から支間中央まで, G3 桁では支間中央からローラー支点までで, FEM 解析では格子解析よりも大きい応力値が得られ, 他では格子解析よりも小さい応力値が得られている. また, 支点上のウェブでは, G1 桁の両支点, G2 桁のヒンジ支点, G3 桁のローラー支点, G4 桁のヒンジ支点, Model-4' のローラー支点で格子解析よりも大きな応力値が得られ, 他は格子解析よりも小さい応力値を示している. この要因としては, 前節と同様, 格子解析と FEM 解析の荷重分配効果の相違が考えられる.

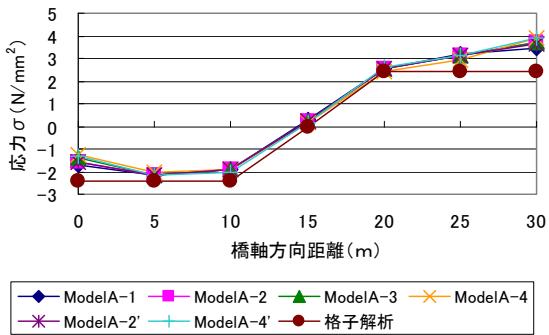
Case2 でのせん断応力の比較を見てみると, どれも格子解析の方が大きい応力値が得られ, メッシュ分割が粗いモデルほど格子解析よりも小さい応力値が得られる傾向が見られる. 最も格子解析との差が小さいモデルは Model-1 であり, その差は全体的に 10%程度である. 最も差が大きいモデルは Model-4 であり, 全体的に 20~25%程度小さい応力値を示している. ただし, 支点上ウェブのせん断応力は他の箇所 비해差が小さく, 最大でも Model-4 の 13%で, 他は全て 10%以内に収まっている.



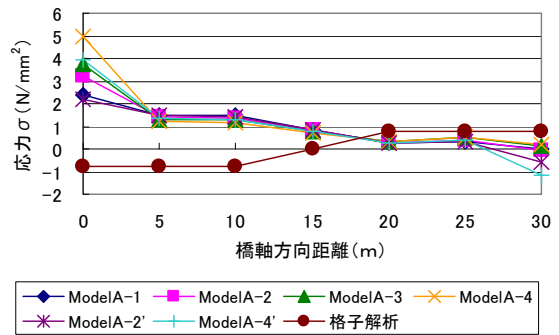
(a) G1



(b) G2

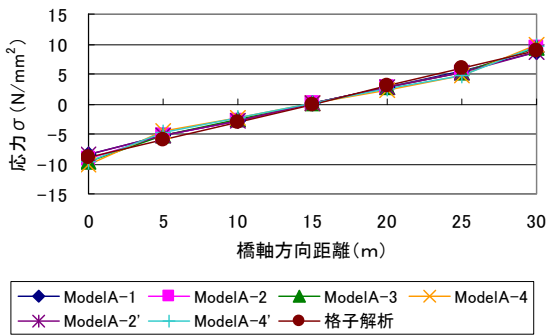


(c) G3

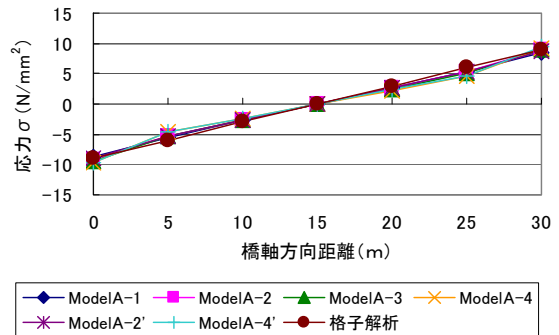


(d) G4

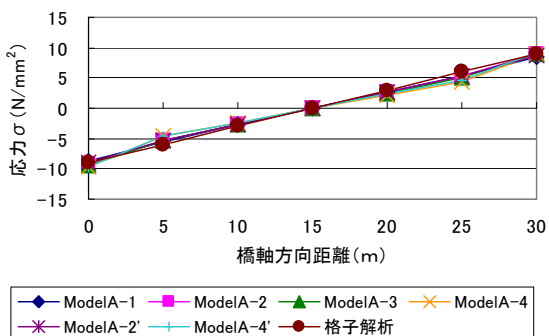
図 4A.1.12 Case 1 における最大せん断応力の比較



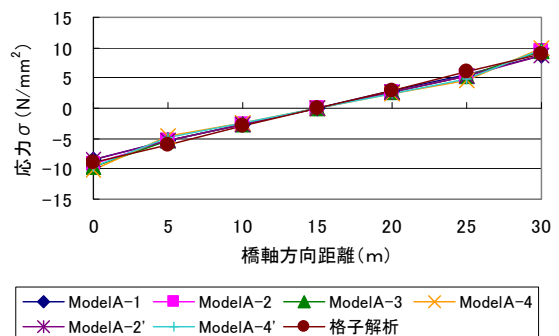
(a) G1



(b) G2



(c) G3



(d) G4

図 4A.1.13 Case 2 における最大せん断応力の比較

### (3) たわみの比較

FEM 解析と格子解析から得られたたわみを比較して図 4A.1.14, 15 に示す. ここで橋軸方向距離はヒンジ支点からの距離としている.

Case 1 でのたわみの比較を見てみると, 載荷点から離れた桁ほど FEM 解析全てのモデルが格子解析より大きな値を示す傾向にある. これは FEM 解析では格子解析よりも荷重分配効果が大きくなることに起因するものと考えられる.

Case 2 でのたわみの比較を見てみると, 格子解析より FEM 解析の方が Model-4, 4' では最大 5% 程度, それ以外のモデルでは 10% 程度大きいたわみを示している. この要因としては, FEM 解析では格子解析で考慮されないウェブのせん断変形が影響しているのではないかと考えられる.

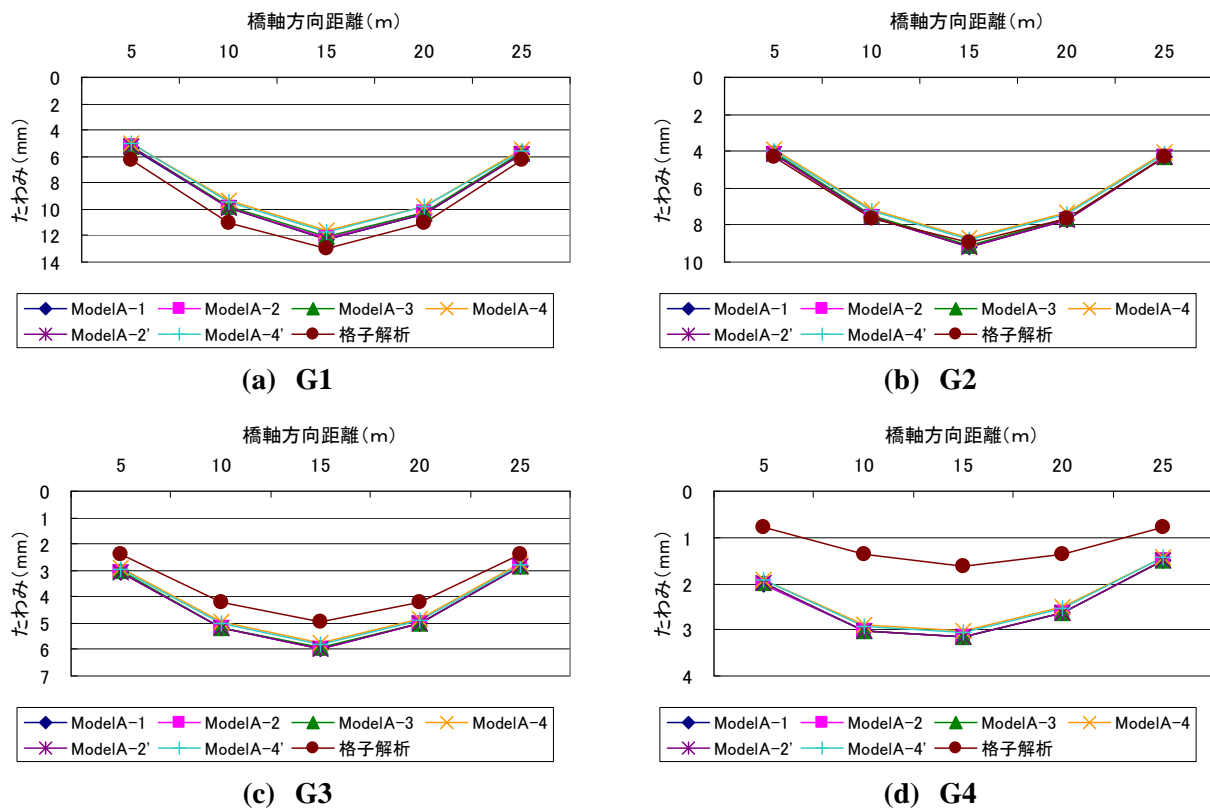
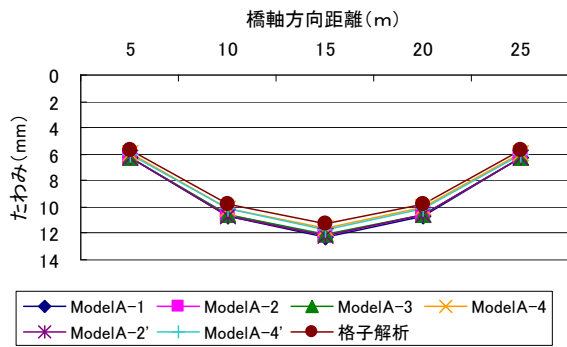
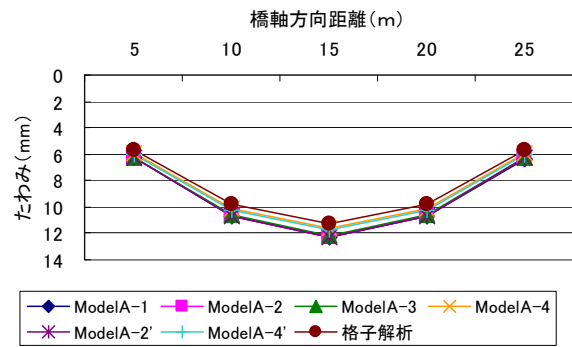


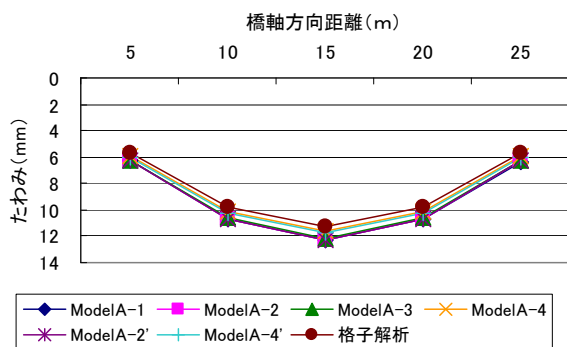
図 4A.1.14 Case 1 におけるたわみ分布の比較



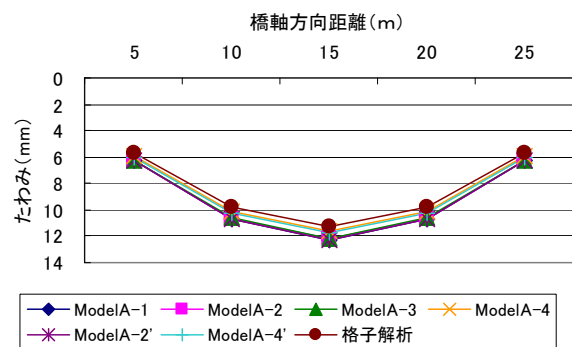
(a) G1



(b) G2



(c) G3



(d) G4

図 4A.1.15 Case 2 におけるたわみ分布の比較

#### 4A.1.5 応力集中度の把握

ここでは、構造不連続部でどの程度の応力集中がみられるかを確認した。今回は支間中央付近に設置されたガセットの端部の節点に着目し、Model-1とModel-4の結果を比較した。着目したガセット端部と今回使用した名称を図4A.1.16に示す。応力は着目する節点の鉛直方向にあるウェブの節点における橋軸方向直応力を用いた。「解析値」として、解析モデルのガセット及び横桁取付部の節点から直接得られた応力を用いる。また「解析値」と比較するため、図4A.1.17で示すように、ウェブの上下端の応力を直線で結び、応力分布を考え、ガセット及び横桁が取り付けられている高さの応力を「計算値」とした。また、この「解析値」、「計算値」を比較し、応力が集中していないかを確認する。なお、これらの値は全てウェブのガセットおよび横桁取付側表面の応力を用いた。「解析値」と「計算値」を比較したものを表4A.1.5に、解析で得られたウェブの応力分布を図4A.1.18, 19に示す。ここで、ガセット取付部の高さは赤ラインで示してある。

Model-1の結果を見てみると、Case 1ではG1桁で20%程度、G2桁のガセット端部で35~45%程度の応力集中が発生している。Case 2では外桁で15%程度、内桁で30%程度の応力集中が見られる。Model-4では、Case 1およびCase 2どちらの場合でも特に大きな応力集中は見られず、メッシュ分割を細かくしたモデルでは発生が認められた応力集中が、比較的粗いメッシュ分割であれば生じないことが確認された。

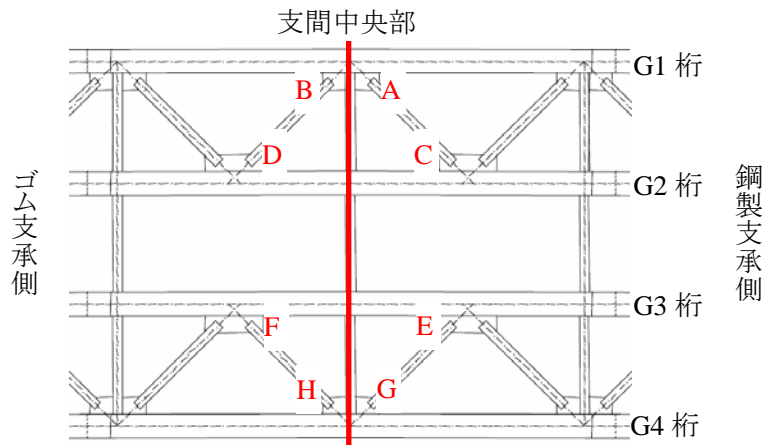


図 4A.1.16 着目したガセットの端部



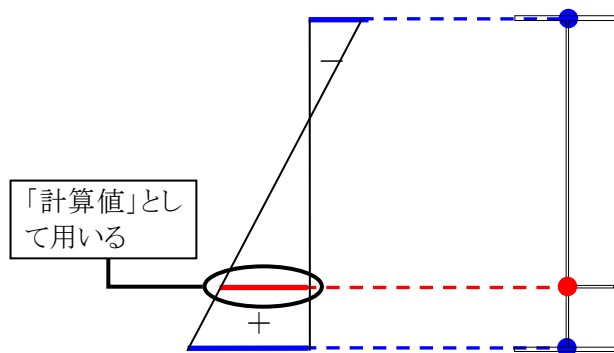
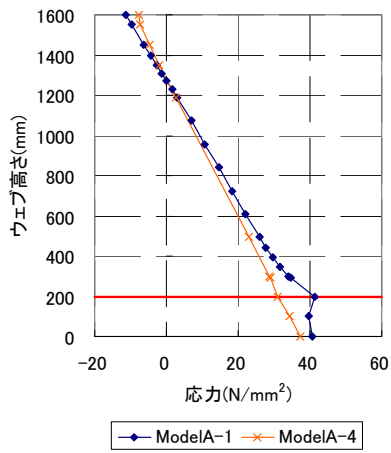


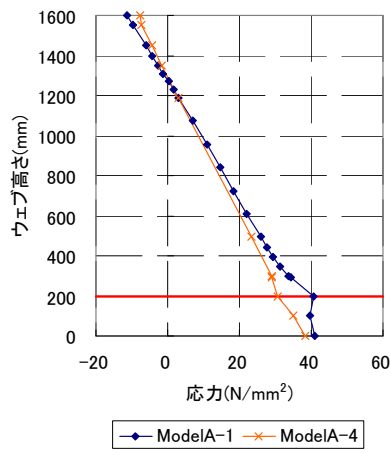
図 4A.1.17 ガセット高さの応力値計算方法

表 4A.1.5 解析値と計算値の比較

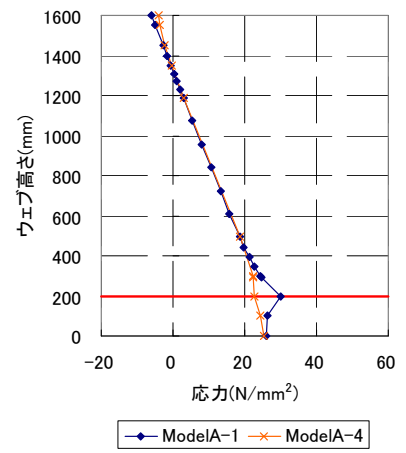
| モデル | Model-1, Case 1 |       |       |       | Model-1, Case 2 |       |       |       |
|-----|-----------------|-------|-------|-------|-----------------|-------|-------|-------|
| 着目点 | A               | B     | C     | D     | A               | B     | C     | D     |
| 解析値 | 41.40           | 40.66 | 29.90 | 31.29 | 32.54           | 32.59 | 34.26 | 34.27 |
| 計算値 | 34.16           | 34.54 | 21.93 | 21.86 | 28.02           | 28.01 | 25.82 | 25.87 |
| 比   | 1.21            | 1.18  | 1.36  | 1.43  | 1.16            | 1.16  | 1.33  | 1.32  |
| 着目点 | E               | F     | G     | H     | E               | F     | G     | H     |
| 解析値 | 15.16           | 13.74 | 8.35  | 9.01  | 34.27           | 34.30 | 32.59 | 32.63 |
| 計算値 | 12.66           | 12.66 | 8.32  | 7.94  | 25.84           | 25.88 | 28.06 | 28.05 |
| 比   | 1.20            | 1.09  | 1.00  | 1.13  | 1.33            | 1.33  | 1.16  | 1.16  |
| モデル | Model-4, Case 1 |       |       |       | Model-4, Case 2 |       |       |       |
| 着目点 | A               | B     | C     | D     | A               | B     | C     | D     |
| 解析値 | 30.83           | 30.76 | 22.57 | 23.13 | 25.92           | 25.93 | 25.82 | 25.83 |
| 計算値 | 31.86           | 32.50 | 21.85 | 22.08 | 27.04           | 27.03 | 25.39 | 25.40 |
| 比   | 0.97            | 0.95  | 1.03  | 1.05  | 0.96            | 0.96  | 1.02  | 1.02  |
| 着目点 | E               | F     | G     | H     | E               | F     | G     | H     |
| 解析値 | 12.72           | 12.18 | 7.78  | 7.84  | 25.84           | 25.85 | 25.95 | 25.96 |
| 計算値 | 13.05           | 12.80 | 8.45  | 7.82  | 25.40           | 25.41 | 27.07 | 27.06 |
| 比   | 0.97            | 0.95  | 0.92  | 1.00  | 1.02            | 1.02  | 0.96  | 0.96  |



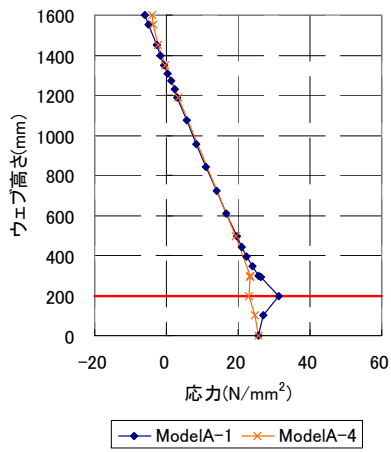
(a) Case 1:A



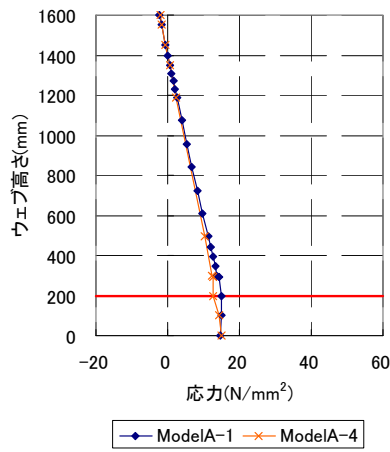
(b) Case 1:B



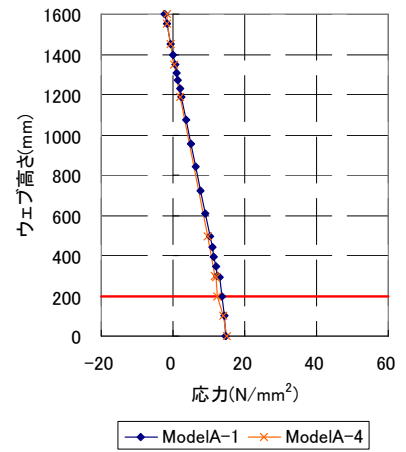
(c) Case 1:C



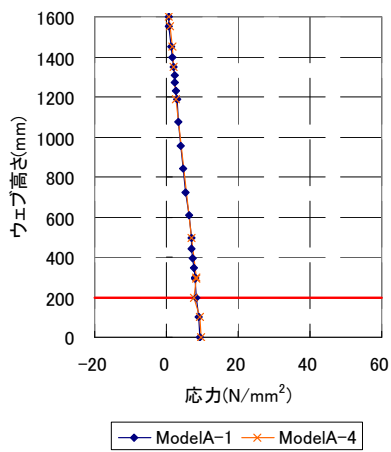
(d) Case 1:D



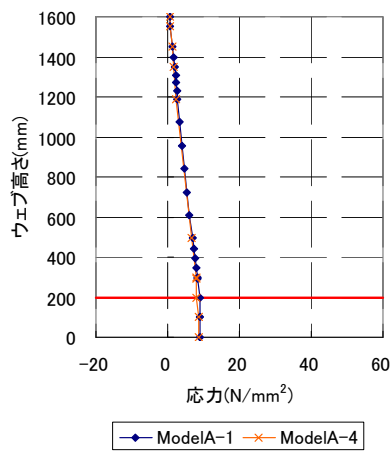
(e) Case 1:E



(f) Case 1:F

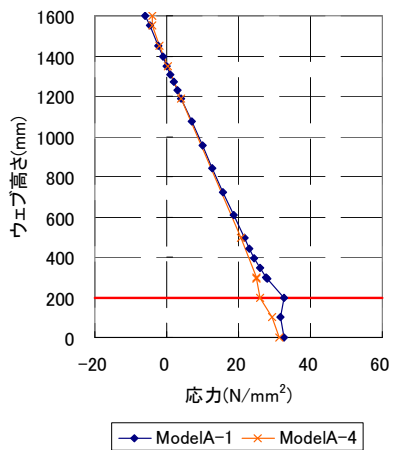


(g) Case 1:G

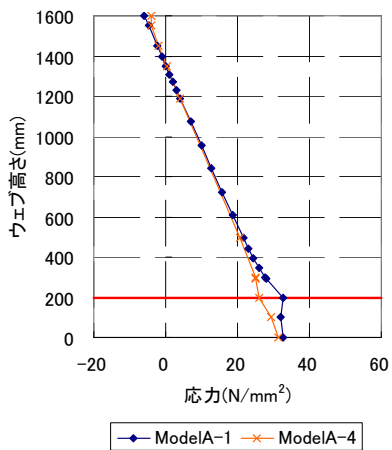


(h) Case 1:H

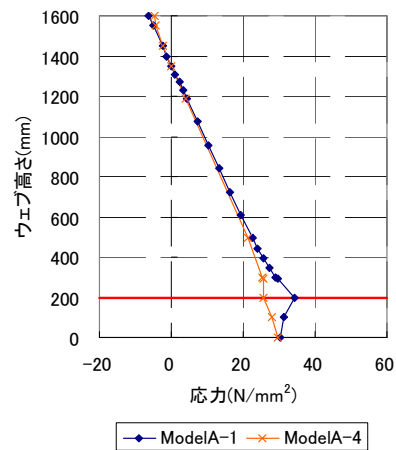
図 4A.1.18 ウェブ応力分布 (Case 1)



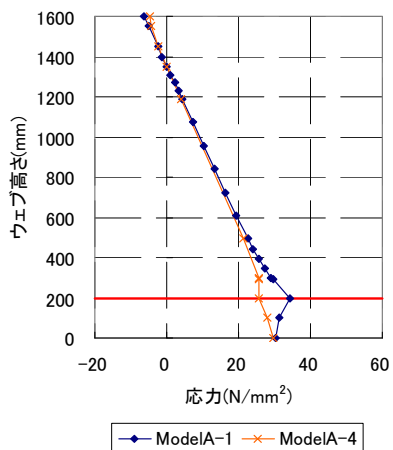
(a) Case 2:A



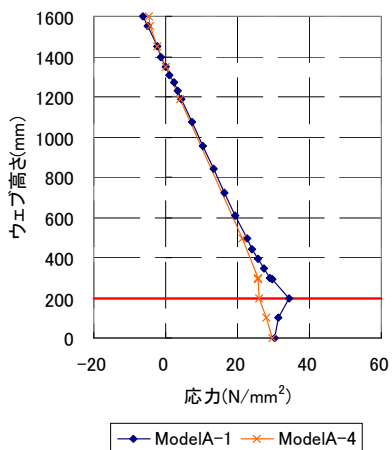
(b) Case 2:B



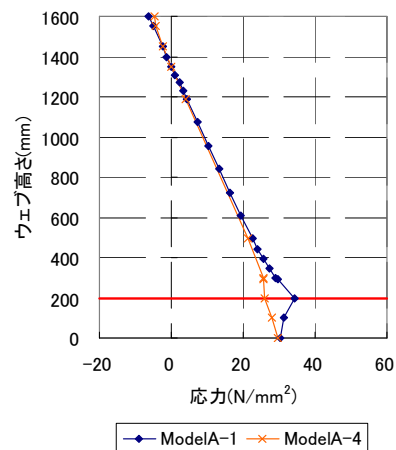
(c) Case 2:C



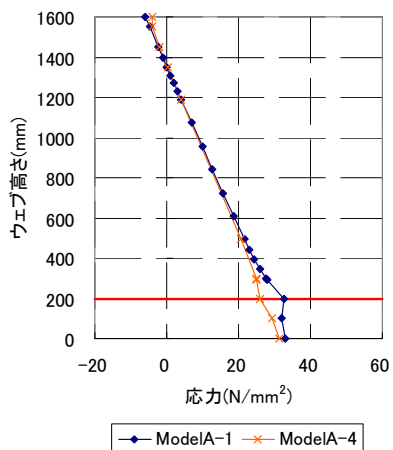
(d) Case 2:D



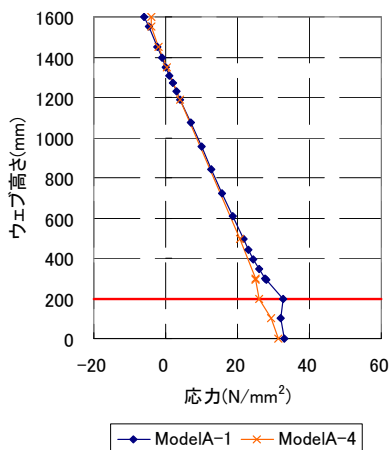
(e) Case 2:E



(f) Case 2:F



(g) Case 2:G



(h) Case 2:H

図 4A.1.19 ウェブ応力分布 (Case 2)

#### 4A.1.6 ホットスポット応力の算出

ここでは、ガセット端から橋軸方向に  $t$ ,  $2t$  ( $t=9\text{mm}$ ) 離れた節点 2 つを作成した Model-2', Model-4' を使用し、それらの節点での応力を線形でガセット端へ外挿してホットスポット応力を算出した。今回着目した箇所は G1, G4 桁支間中央のガセット端部であり、図 4A.1.17 で示した A, B, G, H である。

算出したホットスポット応力を表 4A.1.6 に、各モデルで算出したホットスポット応力を Model-2' を基準に比較したものを表 4A.1.7 に示す。

溶接止端から  $2t$  離れた節点での応力を公称応力と考えると、Model-2', Model-4' とともに全ての箇所 で 40% 程度高い応力が得られており、この応力をホットスポット応力として疲労照査を実施できる可能性がある と判断される。なお、Model-2' のホットスポット応力は、どの箇所においても Model-4' より 10% 程度高くなっている。

表 4A.1.6 ホットスポット応力の算出

| 溶接止端からの距離 (mm) | Model-2' (Case 1) |       |       |       | Model-4' (Case 1) |       |       |       |
|----------------|-------------------|-------|-------|-------|-------------------|-------|-------|-------|
|                | A                 | B     | G     | H     | A                 | B     | G     | H     |
| 18.0(2t)       | 48.91             | 48.04 | 9.93  | 10.72 | 41.81             | 41.27 | 9.18  | 9.70  |
| 9.0(t)         | 60.07             | 58.26 | 10.99 | 12.67 | 54.16             | 52.05 | 9.81  | 11.89 |
| 0.0            | 71.24             | 68.48 | 12.04 | 14.61 | 66.52             | 62.83 | 10.45 | 14.09 |
| 溶接止端からの距離 (mm) | Model-2' (Case 2) |       |       |       | Model-4' (Case 2) |       |       |       |
|                | A                 | B     | G     | H     | A                 | B     | G     | H     |
| 18.0(2t)       | 38.55             | 38.60 | 38.60 | 38.65 | 33.86             | 33.88 | 33.90 | 33.92 |
| 9.0(t)         | 46.22             | 46.31 | 46.28 | 46.37 | 41.17             | 41.23 | 41.24 | 41.28 |
| 0.0            | 53.88             | 54.02 | 53.96 | 54.08 | 48.48             | 48.57 | 48.57 | 48.63 |

表 4A.1.7 ホットスポット応力の比較

| Case 1 |      |      |      | Case 2 |      |      |      |
|--------|------|------|------|--------|------|------|------|
| A      | B    | G    | H    | A      | B    | G    | H    |
| 0.93   | 0.92 | 0.87 | 0.96 | 0.90   | 0.90 | 0.90 | 0.90 |

#### 4A.1.7 FEM 解析を用いた応力照査方法の検討

FEM 解析では格子解析に比べてより現実的な荷重分配効果や 3 次元的な挙動を考慮できるため、より実橋に近い応力が得られるものと考えられる。このことは、「道路橋の疲労設計指針」[4] などにも記されている実橋の実測値と解析値を比較した例からもわかる。しかし、FEM 解析と格子解析では出力される値やその性質が異なるため、格子結果を用いた従来の設計法をそのまま FEM 解析を用いた設計に適用することはできない。これまでに得られた結果に基づき、ここでは以下のように FEM 解析を用いた応力照査方法を提案する。

- 1) 解析に用いるモデルは橋軸方向にはガセットや補剛材取付部などのみで、ウェブ高さ方向には横桁、対傾構の上弦材、下弦材取付部などのみで分割する必要最低限のメッシュ分割とする。
- 2) 下フランジ下面の応力についてはウェブ直下における下フランジ下面直応力を、ウェブせん断応力については従来通り平均せん断応力を用いて、対応する許容応力と比較し安全照査を行う。疲労についてはガセット端等着目部の応力を公称応力として直接用いて照査する。
- 3) 上述と同様のモデルを、ガセット端など疲労照査の着目点近傍のみ板厚程度の要素でさらに分割したモデルを用い、隣接する 2 節点の応力を外挿することでホットスポット応力を算出して疲労照査を行うこともできる。この場合応力集中により高い応力が局所的に発生することもあるがそこでは許容応力を超えることを認めてよい。

4A.1.3 で比較的粗いメッシュ分割でも、細かくメッシュ分割した解析モデルと同等の応力が算出できることを確認できた。そこで、計算時間やモデル作成に要する労力等の観点から、設計に用いるモデルは Model-4 程度のメッシュ分割で良いと判断した。

構造不連続部については、メッシュ分割を細かくしたモデルで確認された応力集中が、比較的粗いメッシュ分割であれば生じないことが確認された。また、粗いメッシュ分割のモデルであっても、局所的に板厚程度の細かい要素を作成することで、疲労照査用のホットスポット応力を算出できる可能性があることを明らかにした。この結果から、ホットスポット応力における疲労照査を行う場合は上述のモデルで疲労照査の着目点近傍のみ板厚程度の要素で分割し、ホットスポット応力を算出すればよいのではないかと考えた。その際、当該部に応力集中が発生し、許容応力度を超える場合も考えられるが、従来の格子解析に基づく設計では考慮されなかった応力であり、疲労を除けば実橋でその応力による問題が発生したという報告もないため、構造不連続部における局所的な応力集中は許容することとした。

今回実施した FEM 解析におけるウェブ直下の下フランジ下面の橋軸方向直応力、ウェブの平均せん断応力は格子解析よりも小さかったため、上述の応力値を設計に用いれば現在の設計より合理的、経済的な設計が行える可能性があると考えている。

しかし、ホットスポット応力については、この方法で求められる応力が適切な値であるか現段階では不明確であるため、局部モデルを用いた解析により検証するなど、さらなる検討が必要である。また、得られた結論の一般性をより多くの解析を実施することにより確認することも必要である。

## 参考文献

- [1] 能勢和彦, 村越潤, 麓興一郎, 次村英毅, 見原理一:FEM 解析による鋼桁橋の損傷が応力, 変位に及ぼす影響に関する検討, 土木学会全国大会, 2005
- [2] 社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 2002.3
- [3] 社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編, 2002.3
- [4] 社団法人 日本道路協会:鋼道路橋の疲労設計指針, 2002.3

## 4A.2 連続合成曲線少数鈹桁橋の力学特性の FEM 解析的検証

### 4A.2.1 検討対象橋梁と荷重車載荷試験

連続合成少数鈹桁橋を対象に荷重車載荷試験を行い、FEM、梁設計との比較を行った事例を紹介する。本橋は 2006 年 8 月に開通した首都高速埼玉新都心線の見沼田園地区高架橋のうり、 $R=600m$  の曲線を有する 4 径間連続合成 3 主鈹桁橋である。荷重車を用いた載荷実験を行い、計測に対応する立体 FEM 解析と骨組み解析を実施し計測値と比較を行った。その結果を基に、FEM モデル化と結果について、格子解析、実測値との比較を含めて検証した。

対象橋梁は  $R=600m$  の曲線桁でありながら、横構を省略しているが、横桁間隔を狭めて曲線桁主桁フランジに生じる 2 次応力を主桁フランジの平均応力の 10% 程度以下に抑える設計を行っている。支間長は中心線上で  $42.4+43+43+42.4m$ 、幅員  $11.4m$  である。桁高は  $2.4m$  で、中間支点付近の下フランジには LP 鋼板を用い、フランジ幅を一定としている。ブロック連結はボルト添接を用いている。載荷試験はコンクリート打設後、約半年を経過した 2005 年 12 月に実施した。荷重として、重量  $20t$  のラフタークレーン 2 台を橋上を移動させ上部工のひずみを計測した。代表的載荷位置 A、B を取り出し、結果を整理した。Case A は支間中央 G3 側に偏心載荷、Case B は支間中央のほぼ G1、G3 上に荷重車重心を置く左右対称載荷である。計測結果は Line4 (支間中央より P28 側に  $3.2m$ ) と Line6 (P28 から支間中央へ  $1m$ ) 位置の応力を主に報告する。図 4A.2.1 に荷重車配置図(ケース A)、写真 4A.2.1 に荷重車配置の状況写真(ケース B)、図 4A.2.2 に桁計測位置 (Line1~Line6) とひずみゲージ位置を示す。図中黒丸は 1 軸ゲージ、市松丸は 3 軸ゲージを示す。

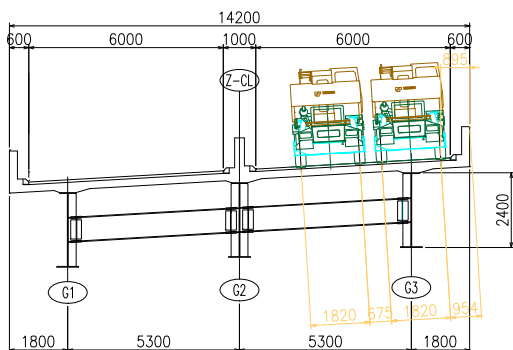


図 4A.2.1 荷重車配置(ケース A)



写真 4A.2.1 荷重車試験状況写真(ケース B)

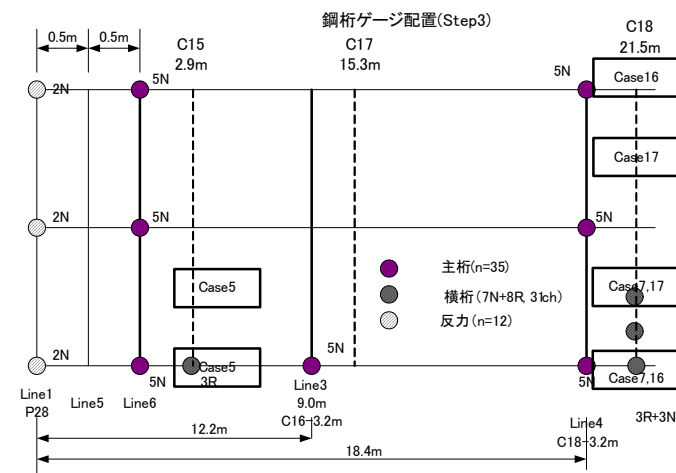


図 4A.2.2 計測ゲージ位置図

## 4A.2.2 FEM モデルと梁モデル

### (1) FEM モデル

曲線桁の挙動解明のために、FEM モデルと骨組みモデルによる解析を行い、各々の結果と実測値を比較した。

FEM モデルは桁、横桁、垂直補剛材、床版をシェル要素にてモデル化した。支承にはゴム支承を使用しているが、支点条件は設計上、中間支点を橋軸方向移動固定としていることから、当初、これに準じた支承条件を設定したが、計測の結果、中間支点で可動としたモデルと応力性状が一致しており、このような実挙動を反映させ橋軸方向に移動可能とした。橋直方向にはサイドブロックで移動が制限されているが、G2 支承のみ移動を拘束し G1, G3 は移動可能とした。FEM モデルは計測対象である第3径間 (P28-P29 間) とその両側1パネルをシェルで、それ以外の径間はビーム要素でモデル化した。床版はコンクリート床版のみの剛性を考慮した FEM1 と壁高欄をモデル化した FEM2 の 2 種類のモデルを準備した。壁高欄はシェルでモデル化し中間支点上には高欄目地を入れている。全てのモデルで横断勾配は無視している。要素の分割はウェブは横桁間で最低 3 分割、高さ方向に 6 分割し、計測位置などでは更に分割を細かくした。コンクリートは引っ張り域でのひび割れ発生は考慮せず、常に全断面有効として解析した。図 4A.2.3 に FEM モデル図、図 4A.2.4 にケース A に対する変形状態図を示す。

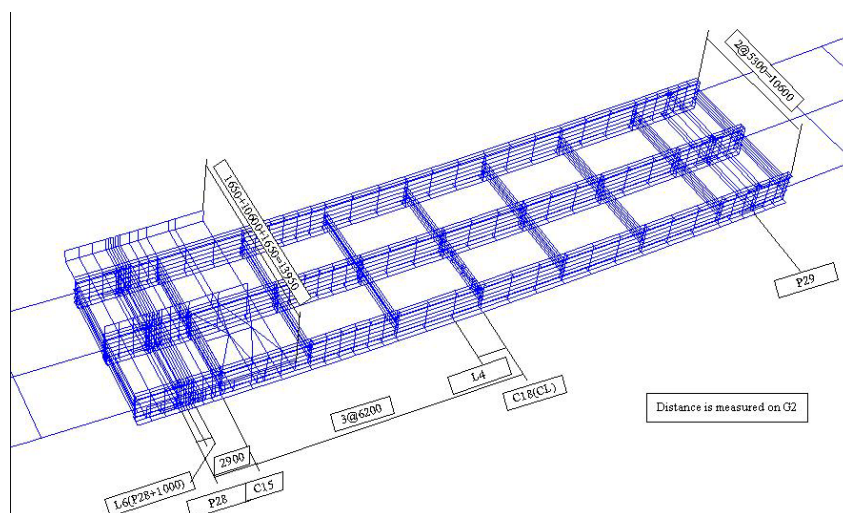


図 4A.2.3 FEM 解析モデル(床版は非表示)

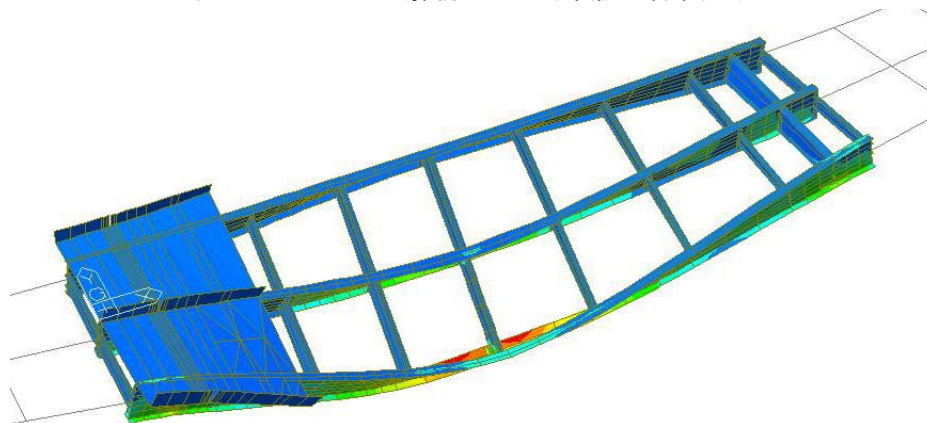


図 4A.2.4 FEM 変形状態図(ケース A)



## (2) 梁モデル

コンクリート床版部は  $n=7$  として鋼断面に換算し、梁要素の断面積、断面 2 次モーメントを一致させた。壁高覧の断面換算においては、高欄コンクリートの断面積を鋼桁上フランジの板厚に換算して置換するのではなく、高欄位置による桁への断面 2 次モーメントの寄与が一致するように配慮が必要である。荷重載荷位置は荷重車重心位置直下の主桁あるいは、横梁の格点に 1 台あたり 196kN の集中荷重として与えた。

### 4A.2.3 計測および解析結果の比較

#### (1) 主桁直応力

支間中央載荷(ケース A 偏載載荷, ケース B 対称載荷)における支間中央付近の計測 Line4(以下 L4 と称する)および支点付近 L6 での解析結果と計測値を図 4A.2.5~7 に示す。縦軸はウェブ下端からの距離で、実線+○は実測値, FEM 解析結果は床版のコンクリートのみを考慮した FEM1(点線◇)と壁高覧を考慮した FEM2(破線□)の 2 種類のモデル, および梁モデル(実線\*)を示した。実測値は FEM2 の結果に近く、モデル化に際して高欄の影響は小さくないといえる。各モデルにおいて解析結果と実測値を比較する。

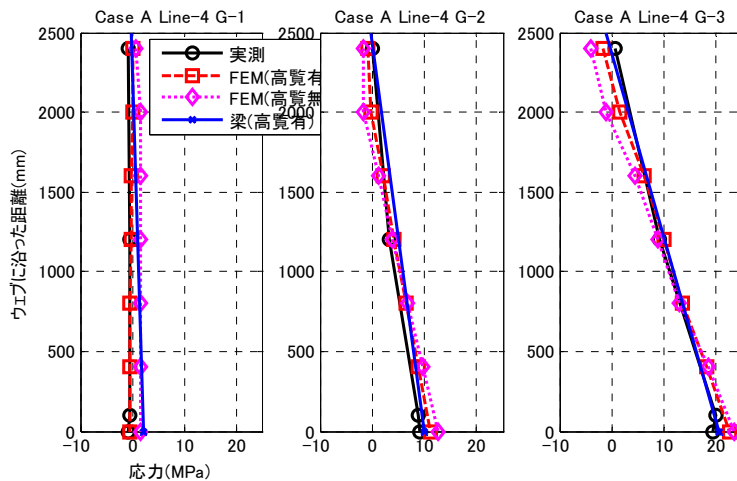


図 4A.2.5 主桁ウェブ応力分布(ケース A:L4)

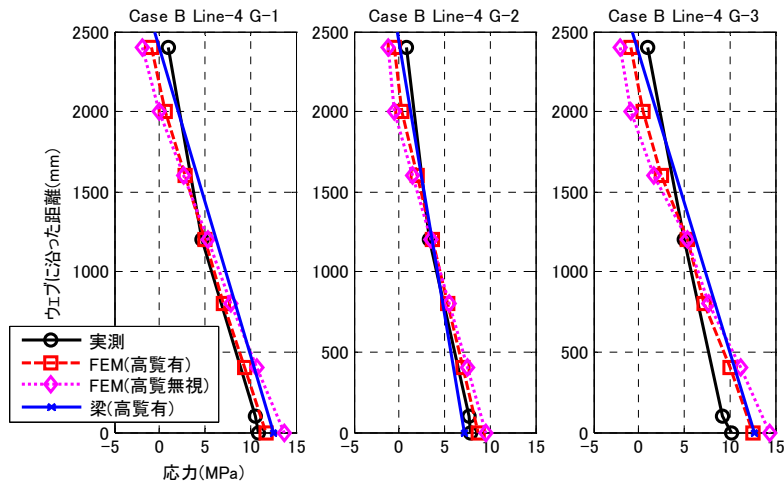


図 4A.2.6 主桁ウェブ応力分布(ケース B:L4)

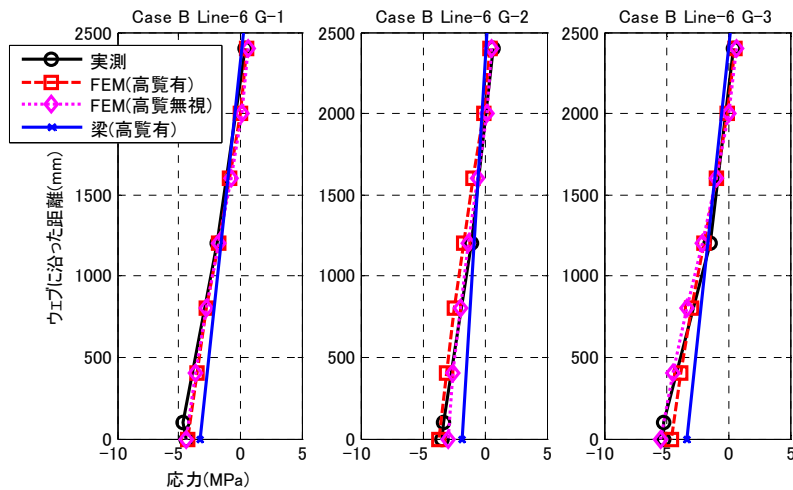


図 4A.2.7 主桁ウェブ応力分布(ケース B:L6)

図 4A.2.5(ケース A 偏心载荷, L4 支間中央応力)においては FEM2, 梁モデルが実測値とよく一致している. 図 4A.2.6(ケース B 対称载荷時, 支間中央応力)において G1, G2 下フランジでは FEM2, 梁モデルの順で実測値に近いが R 外側の G3 桁では実測値に比べ解析値が大きい. 全体的に実測値は解析値に比べ曲げ応力が小さく, しかも中立軸位置が高いことから, 実際の床版部分の剛性寄与が解析モデルのそれより大きいと考えられる. あるいは実橋の桁に引っ張りの軸力が作用している可能性もあるが, この場合は支点の橋軸方向の拘束が完全な可動ではないことが考えられる.

図 4A.2.7(ケース B, L6 支点近傍応力)では FEM1, FEM2 が実測値に近い値を示す. 支点部ではコンクリートにひび割れが生じ剛性が低下する結果, 実測応力は解析値に比べ, 高めとなると考えられる. 壁高欄を考慮しない FEM1, 目地を入れた FEM2 は中間支点の剛性が低い, 梁モデルでは支点部で高欄の目地が考慮されておらず, 支点位置での剛性が大きいことが差異の原因と考えられる. 梁モデルの結果は実測値に比べ下フランジ位置で半分程度の応力となっている.

## (2) FEM 応力と骨組み応力：主桁応力分布の比較

FEM では梁モデルに比べ, 局所の応力が正確に計算出来るが, 設計では, その取り扱いに苦慮する場合がある. FEM 解析による下フランジ  $\sigma_x$  (要素軸方向=フランジ軸方向応力) 分布を図 4A.2.8 に示す. 曲線桁や, 偏載荷重を受ける桁には 2 次応力が発生し, 下フランジ幅方向に応力が変化する. また, 支点近傍や荷重集中点では応力分布が乱れるが, FEM ではそのような橋直方向の分布も求められる. 図 4A.2.9 は橋軸方向の応力分布を FEM と骨組みモデルと実測値と比較して示したものである. FEM モデルでは, 荷重偏心と曲率の影響により, フランジ幅方向で応力が均一とはならないがここでは下フランジ中央線両側の要素中心の応力を平均した応力を示した. 梁モデルの応力は断面力を断面係数で割り求めた値である. 梁モデルに比べ, FEM モデルの結果は, 支点位置で応力の乱れが顕れているが, これは荷重集中点に近いこと, 支点上補剛材, 支点横桁など部材が配置されているためである. 偏載のケース A では梁モデルでは载荷しない G1 桁にも応力が発生しており, 横分配が正しくないが, FEM では G3 側に大きな応力が発生し, G1 ではほとんど応力は 0 であり, これは実測値とも一致し, FEM では横分配も正しく評価出来るといえる. ケース A の G3 桁では梁モデルでは, 荷重集中点に応力のピークをもつ三角形型の応力分布を示すのに対して, FEM モデルでは桁高間で荷重車の荷重効果が広がり, 応力が高原状になだらかに分

布しているが実測結果とも一致している。

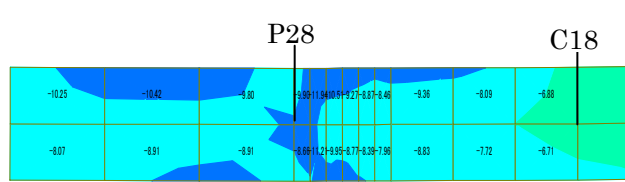
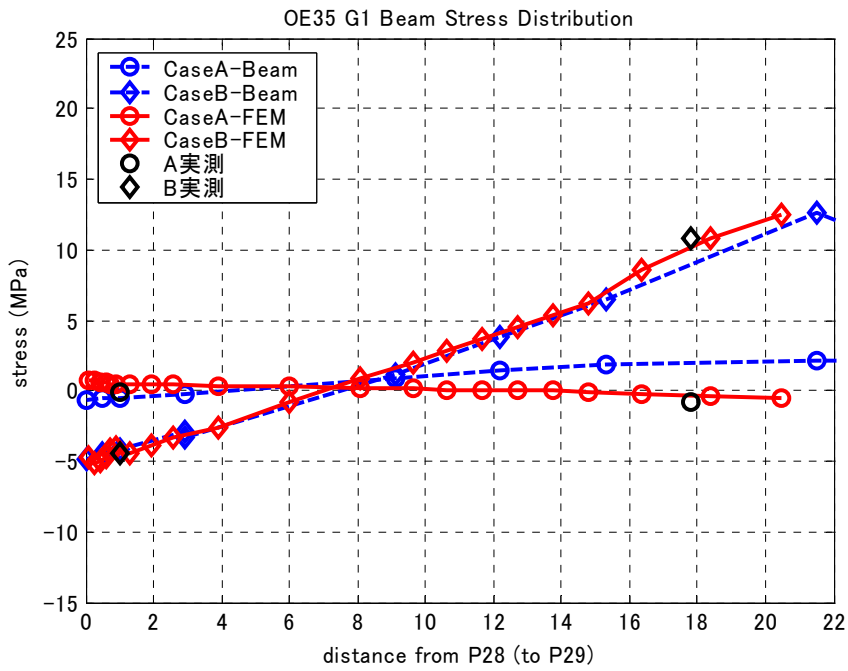
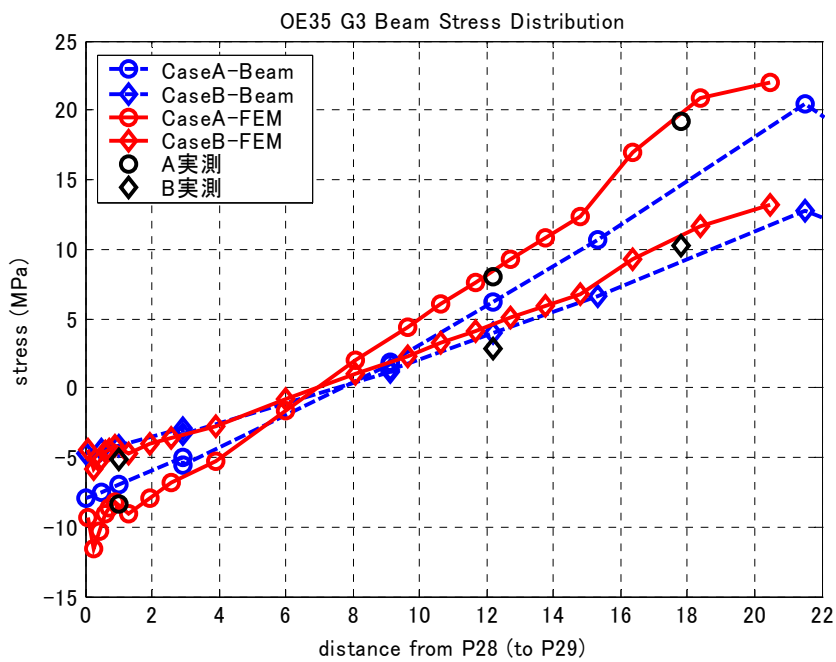


図 4A.2.8 G3 下フランジ応力分布(支点近傍)



(a) G1



(b) G3

図 4A.2.9 下フランジ直応力分布:解析値, 実測値の比較

### (3) 横方向の荷重分配

比較的構造の単純な鋼I桁橋の設計は格子解析モデルを用いて設計されてきた。格子モデルは活荷重を各主桁にその分担幅に応じて載荷する。載荷荷重に偏りがあり各桁のたわみ差が生じる場合には荷重分配横桁を介して荷重が分配される。実挙動と比べた場合、格子モデルでは再現が難しい問題が生じる。ひとつは床版による荷重の分配を扱うことが難しい点である。たとえ設計が非合成桁であっても床版の分配への寄与があることは計測等により確認されている。格子モデルで床版をモデル化しようとするれば、床版の断面を主桁、横桁に配分して、断面剛性を計算することはできる。これにより桁の曲げ剛性を修正することは可能であるが、有効幅の問題などから横桁の有効断面を正しく決定できるのか疑問である。さらに、横桁、床版間に間隔があり、合成はしないが、フレームとして機能する場合、その剛性を格子モデルに組み込む等データ準備が煩雑となる。このようなことから、通常は格子モデルでは床版の剛性は各主桁のたわみ剛性への寄与として考慮されるが、横方向分配への寄与は考えられていない。ただし、各主桁に均等に荷重が載るような場合には横部材による分配が小さくなるため、載荷条件により梁モデル、FEM モデルの差異は小さくなるが、曲線桁橋においては均等載荷であっても、偏心によるねじりが生じ、横方向分配が発生する。そして横桁、床版、主桁で構成されるフレーム構造による横方向荷重分配はFEM モデルによって考慮することが出来る。この効果をフレームモデル、FEM 解析、実測で比較した。

まず主桁中央に偏載したケース A、対称載荷したケース B について、横桁の曲げによる横桁の中央 L/2 位置(L は床版支間)、G3 より L/8 位置での直応力を解析値と実測値で比較し図 4A.2.10, 11 に示している。

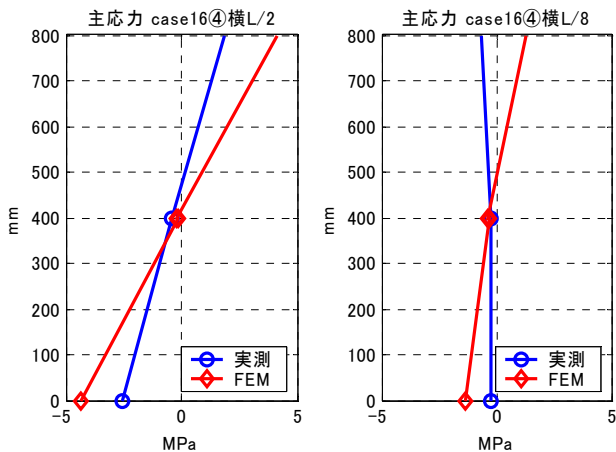


図 4A.2.10 横桁応力分布:FEMと実測の比較(偏載)

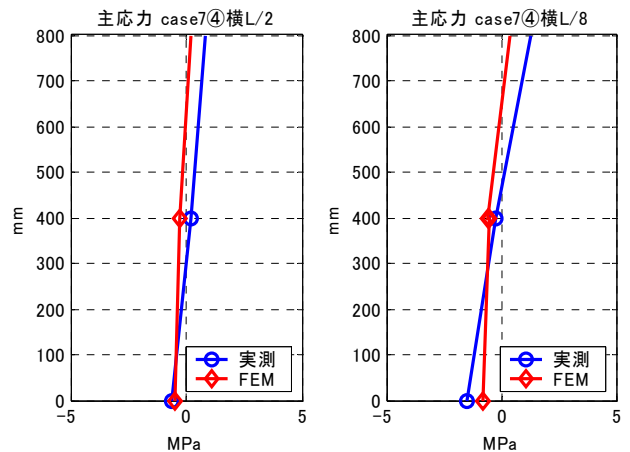


図 4A.2.11 横桁応力分布:FEMと実測の比較(対称載荷)

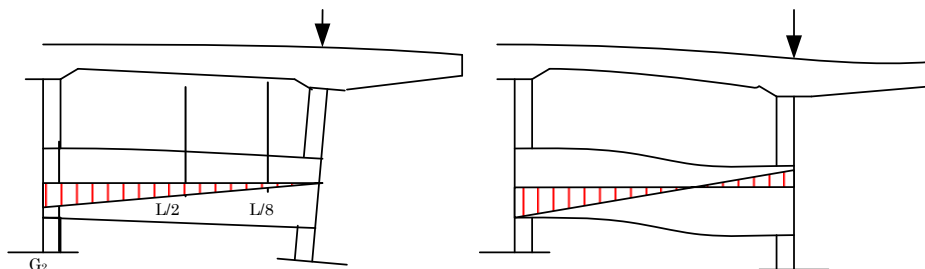


図 4A.2.12 箱断面の剛性と曲げモーメント

偏載のケース A では横桁の応力が小さいが、解析と実測は近い値である。対称荷重では横桁への荷重状態は G2 を基部とした片持ち梁の荷重に近く、比較的大きな応力が発生した。実測と解析を比較すると、解析の応力値が実測の 1.5~2 倍出ている。また、L/8 位置の曲げは小さいが実測と逆転している。これは図 4A.2.12 に示すように、FEM では閉断面フレームの捩り剛性が正しく評価できていないためにモーメント変曲点の位置が一致していないと考えられる。G3 位置での横桁の回転拘束が強ければ、図 4A.2.12 右側のような変形となり、曲げモーメントは横桁支間で反転するが、FEM モデルのウェブ面外剛性が過小であるため、FEM では左のようなモーメント分布となる。図 4A.2.13 に支間中央の横桁の G2-G3 間の主応力分布 (FEM 解析) と L/2, L/8 点のウェブ中央の実測主応力を示す。FEM では図 4A.2.12 の右図に近い応力分布を示すが、実測値はケース B で示すように L/8 ではモーメントが反転し、また、その位置では主応力も FEM に比べ大きい。

横方向の分配への床版の寄与を推定するため、FEM モデルで床版厚を変化させ、ケース A, B の荷重に対する支間中央の横梁の曲げモーメントの変化を調べ図 4A.2.14 に示す。図中 G2 は G2 桁側横桁仕口位置を示す。これによれば床版があることにより横桁の分担曲げモーメントはケース B で 1/2.5、ケース A では 1/10 以下となり床版の寄与の大きさがわかる。実測値も近い値を示している。設計上も FEM 解析結果を準用すれば、横桁断面は 1/2.5 程度に減らすことが可能であるといえる。

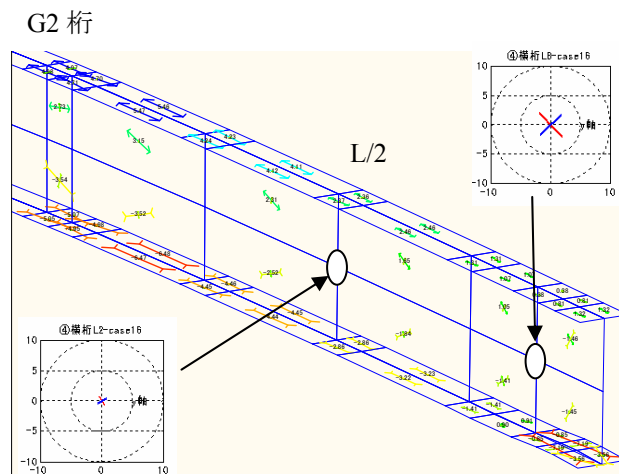


図 4A.2.13 Case16 支間中央横桁ウェブ主応力(FEM と実測値)

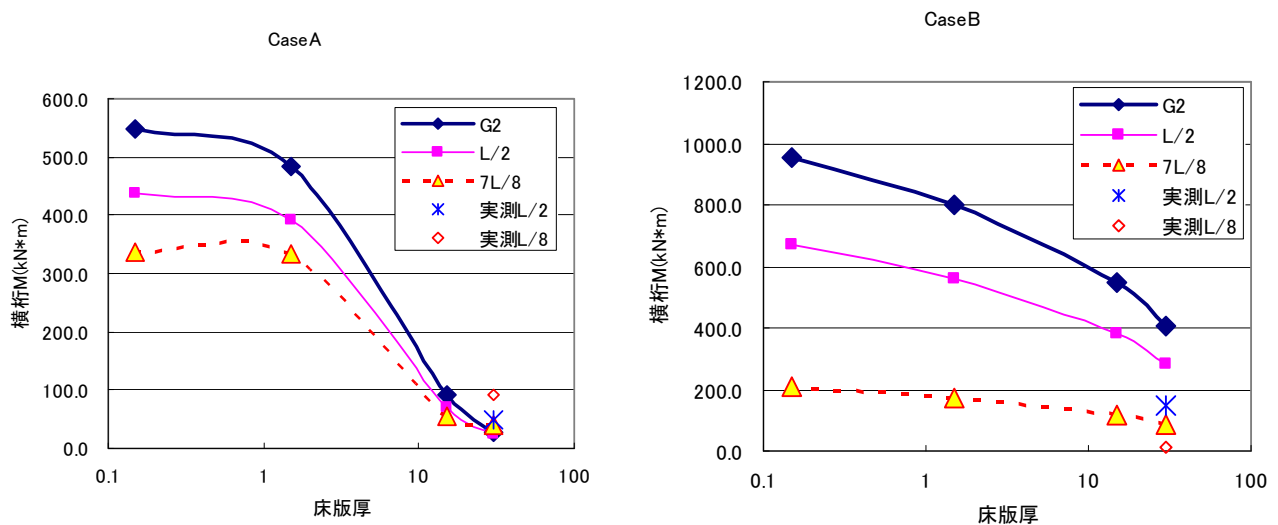


図 4A.2.14 Case16 床版厚と横桁モーメントの関係(FEM)

#### (4) 2次応力

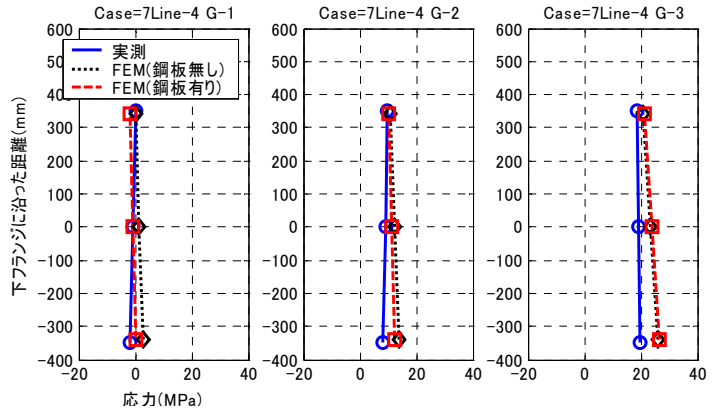
主桁フランジに発生する幅方向の応力分布の計測結果とFEM解析値を比較して図4A.2.15に示す。計測はフランジの両縁端で行い、フランジ中央の値はその平均値である。解析値は高欄、底鋼板を無視したFEM1、とそれらを考慮したFEM2の結果を示した。2次応力はフランジ幅左右両端の差の半分として算出できる。2次応力の値を図4A.2.16に示す。FEMで計算された下フランジの平均応力 $\sigma_m$ を用いて、下式(以下、「小松式」と呼ぶ)で計算される。

$$\sigma_a = \pm 0.106 \times \frac{\sigma_m}{R \cdot W_f} \left( A_f + \frac{A_w}{3} \right) \lambda^2$$

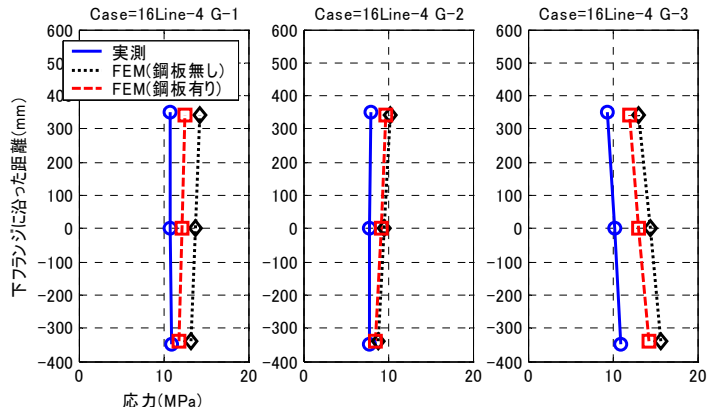
但し、 $A_f$ :フランジの断面積、 $A_w$ :圧縮側腹板の断面積、 $\lambda$ :フランジ固定点間距離(横桁間隔)、 $R$ :曲率半径、 $W_f$ :フランジの断面係数、 $\sigma_m$ :曲げによるフランジ垂直応力度である。

グラフを見ると1次応力が10MPa以下と小さいため、小松式による2次応力の大きさは、値は非常に小さくなる。2次応力の実測値は最大でもケースA Line6で1.25MPaと小さい。FEM解析値との差が最も大きいのは支間中央に偏心载荷したケースA Line6G2桁である。支点位置では桁全体の振りを拘束するため2次応力が発生すると考えられるが、これは曲率による2次応力とは別に全体構造系の応答として加わるものである。理論式にはこのような成分は含まれていないため支点付近では実測値と大きな差がでると考えられる。更に支点位置でFEM解析に比べ実測値2次応力が大きい理由として、支点近傍では、支承、端横桁、補剛材の拘束、部材の不整等の影響で応力分布が複雑であり、更に荷重が小さく発生応力が小さいため荷重-応力が線形関係からずれていることも考えられる。

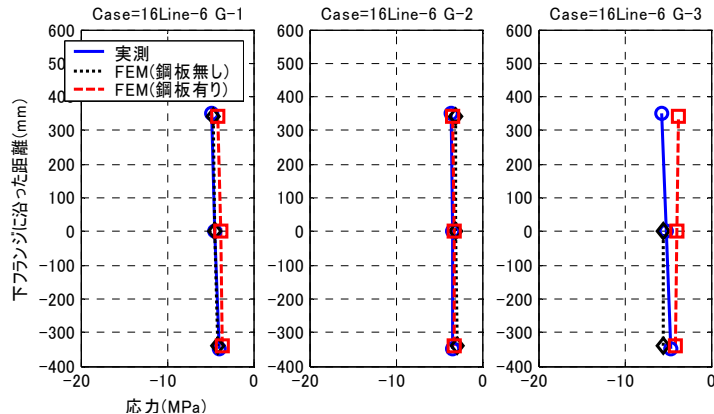
支点付近に比べ、支間中央(Line4)では小松式により実測と解析値の最大値は抑えられている。実際の設計では活荷重を移動させるため、G1,G2,G3での2次応力の差は小さくなり、最大値が抑えられれば個々の桁の2次応力の違いは大きな問題とならないと考えられる。



(a) ケース A :L4



(b) ケース B :L4



(c) ケース B :L6

図 4A.2.15 下フランジ幅方向応力分布

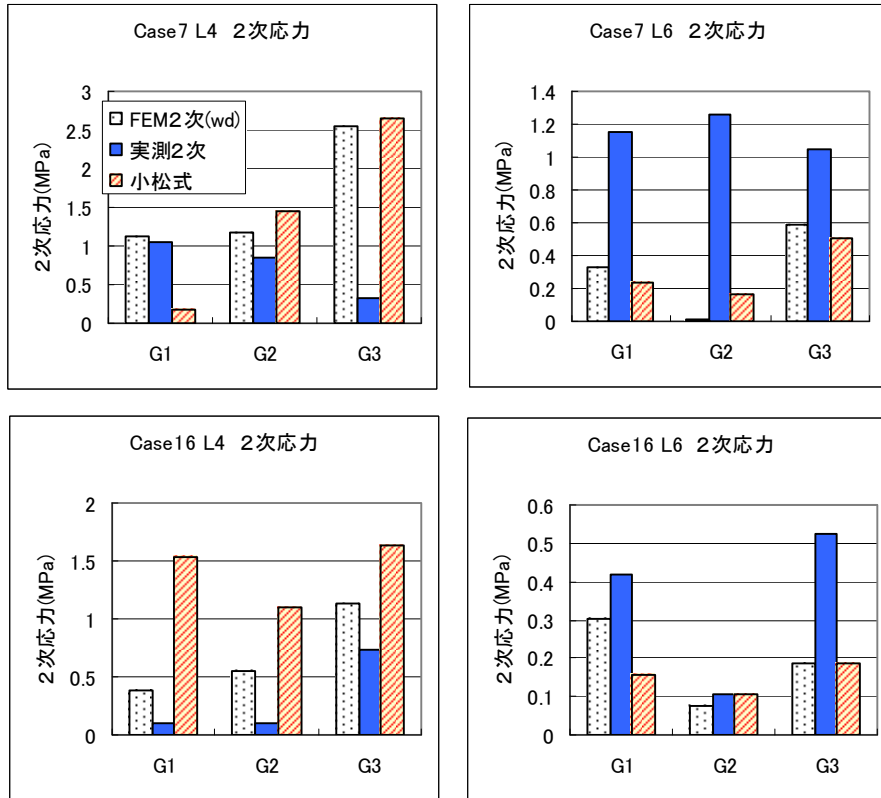


図 4A.2.16 下フランジ 2 次応力

(5) FEM 解析による設計 2 次応力の検証

FEM 解析を元に主桁下フランジの 2 次応力の設計値について考察を行った。解析は曲率 300m, 450m, 600m の立体解析モデルを用い、主として死荷重と L 活荷重の偏載に対して発生する 2 次応力を比較した。解析モデルは各径間長 (弧長), 横桁間隔を R=600m の実橋と同一とした。各々の断面照査を行い、最適断面としたうえで、全径間をシェル要素によりモデル化し L 荷重を G3 側に偏載荷した。支点条件は中間支点は橋軸方向弾性支持, 橋直方向には移動拘束とした。荷重は床版剛性を考慮しない状態で前死荷重 (D1) 荷重, 合成後の断面に後死荷重 (D2), 活荷重 (L) を載せ, それぞれの発生応力を加えて D+L での発生応力とした。R=300m と R=600m のモデルの 2 次応力分布を図 4A.2.17, 18 に示す。図中  $0.1 \times \sigma_m$  (下フランジ平均応力の 10%),  $\sigma_{FEM}$  (FEM による

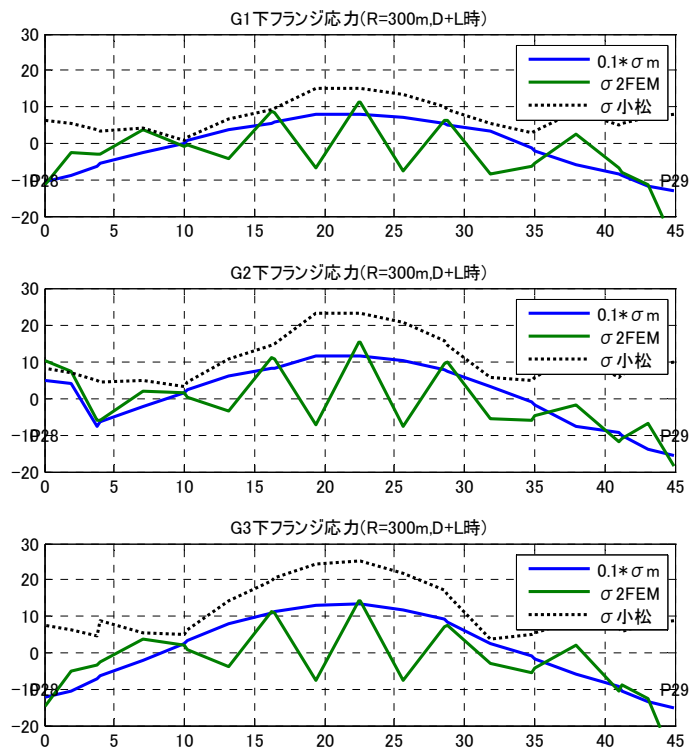


図 4A.2.17 R=300m モデルの 2 次応力分布

フランジ左右縁端応力の差の 1/2,  $\sigma_{小松}$  (小松式により求めた 2 次応力の絶対値, 平均応力は FEM の値  $\sigma_m$  を使用した。)を示した. ここでは 2 次応力の方向を考慮しており, 荷重状態 (D1, D2, L) により相殺することもある. 設計では各載荷状態での 2 次応力の絶対値を足し合わせており, 安全側の判定となる. FEM では横桁位置に大きな 2 次応力が発生し, 横桁間では小さくなり, 鋸状の分布となるが, 支間中央部では, R=300, 600 とともに小松式により, FEM による 2 次応力の最大値がほぼ抑えられている. しかし, 支点付近では一部で支間中央の最大値に比べて 2 倍近い 2 次応力が発生しており, 小松式の値を超えている. これら連続桁の中間支点に対して小松式を適用することは, その設計式の条件から考えて適当とはいえない. 中間支点 P28, P29 近傍に大きな 2 次応力は偏心載荷と桁の R による偏心振りにより生じると考えられる.

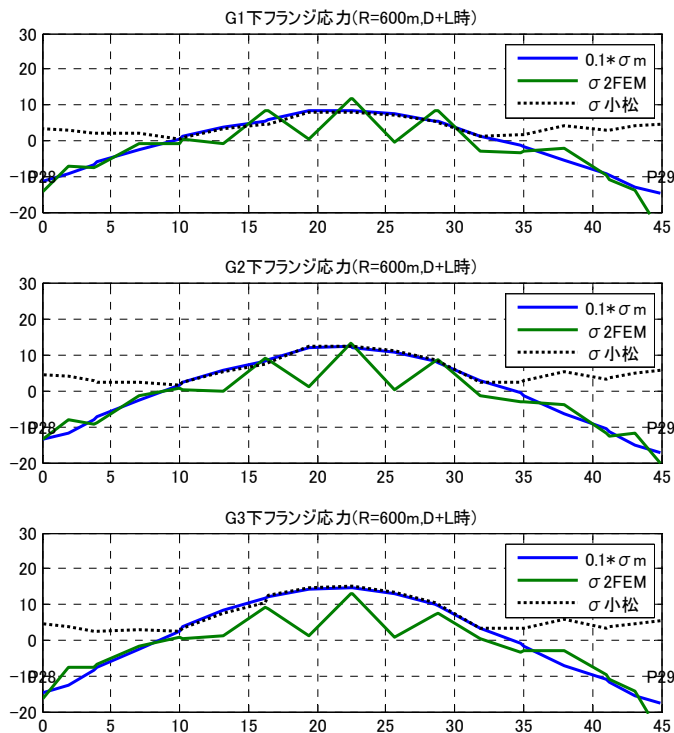


図 4A.2.18 R=600m モデルの 2 次応力分布

図 4A.2.19 に支間中央部と支点部に分けて, 2 次応力, 小松式,  $0.1 \cdot \sigma_m$  の最大値を G3 について横軸に曲率を取り, 縦軸に 2 次応力を取ってプロットした. 小松式による設計式では曲率が大きくなると 2 次応力の大きさは反比例して減少するが, FEM では曲率が大きくなっても主桁応力はほぼ一定で, 2 次応力もほぼ一定値となる. つまり小松式を適用すると R が小さい方が有利となるが, 今回の検討では曲率 R=600 でも FEM の最大値が小松式は同程度となっており, R=600 に対しても 2 次応力は小松式で計算した大きさに収まるといえる. しかし支点付近では FEM 値が小松式を大きく超過している.

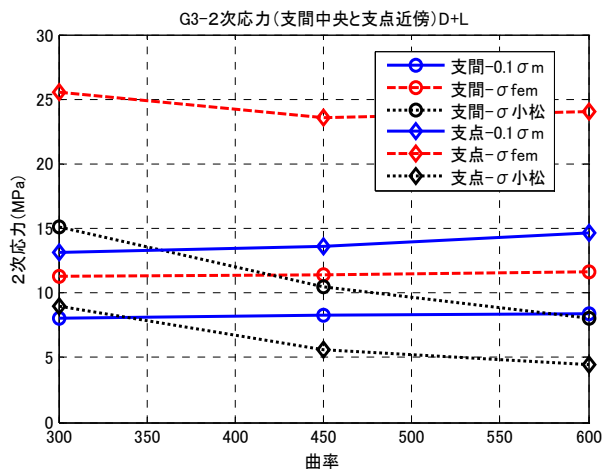


図 4A.2.19 曲率と 2 次応力最大値 (支間部, 支点部)

#### 4A.2.4 まとめ

- 1) 2 次応力:FEM 解析値について, 支間部については R と発生 2 次応力は小松式のような反比例の関係ではなく, L 荷重の偏載に対しては FEM 解析値は R によらず値はほぼ一定となった. FEM による解析値は R=600m では最大値は小松式とほぼ同程度となるため, R が小さくなると小松式より小さな値となる. 支点部については小松式を超える 2 次応力が FEM で算出されるが, 実測値も同様の傾向が見られた. これは桁全体のねじれに起因する 2 次応力で, 小松式で計算されるものとは区別して扱われるべきであ



る。ただし、実測2次応力が非常に小さく信憑性に多少問題がある。曲率に対する2次応力の検討結果を見ると、支点部の2次応力に対してはブレース等の追加によりに対処し、一般部には少補剛設計を適用することにより、 $R=300m$  程度までに対しても合理的な曲線鈹桁構造の提案が可能と考えられる。

- 2) FEMと骨組みモデル:FEMモデルにより合成曲線鈹橋の挙動をかなりの精度で解析出来た。骨組みで無理なモデル化を行うのに比べ、基本的なモデルで横分配挙動、局所的な応力についても、実橋の挙動をよく評価できた。床版の横分配への寄与も正確に評価でき、横桁断面等の設計に FEM 結果を使用することの合理性が実証された。しかし、補剛材のついたウェブ面外方向の評価とモデル化に更なる検討が必要な箇所もある。支点部等の荷重、部材集中点については、応力の乱れが顕在化し、この部分の取扱いにも今後検討が必要である。