

シンプルな横補剛システムをもつ鋼多主I桁橋の立体力学挙動

Three dimensional structural characteristics of steel multi I-girder bridges
with simplified stiffening systems

長井正嗣*, 吉田康治**, 藤野陽三***

Masatsugu NAGAI, Kouji YOSHIDA and Yozo FUJINO

*工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系(〒940-21 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

**工修 佐藤鉄工(株) 橋梁設計部(〒930-02 富山県中新川郡立山町鉾木220)

(研究当時, 長岡技術科学大学工学部大学院修士課程)

***Ph.D. 東京大学教授 大学院工学研究科 社会基盤工学専攻(〒113 東京都文京区本郷7-3-1)

This paper presents structural characteristics of multi I-girder bridges with simplified transverse stiffening systems. Effects of various types of simple cross frame on stress distribution in bridges are studied using 3-D FEM. The structural behavior, such as the load distribution, slab stress and stress in the main girders subjected to T- and L-loadings and wind loading is made clear. The behaviors of the simplified systems and conventional system are compared with each other, then the applicability of this system is presented.

Keywords : multi-I girder bridges, slab, secondary stress, FEM analysis

1. まえがき

最近, 我が国において, I桁橋を対象とし, 合理化や省力化を意図した補剛システムのシンプル化に関する検討が積極的に行われている^{1)~6)}. そこで, 従来の橋システム(I桁を横構, 横桁, 対傾構で補剛する)を対象に, 横構や対傾構の一部の省略の可能性に関する検討が行われている.

さて, 従来の橋システムに対して, 桁の本数を最少2本とし, 桁間を小型の横桁のみで連結する合成2主I桁橋が注目され, その力学特性に関する研究^{7)~10)}が我が国でも行われるとともに, 建設も行われ始めた¹¹⁾¹²⁾. このシステムは桁本数が最少2本であることから, 鋼重量とともに部材数も低減でき, 省力化が達成できる橋システムとなることが報告されている⁷⁾. また, 文献^{10), 12)}は, このシステム内において, 横桁位置の鉛直補剛材上端部近傍を除いて応力集中箇所は見られないことを報告している. しかしながら, このタイプを広幅員の橋梁に用いる場合, 床版スパンがかなり長くなる, あわせ橋スパンが長くなるにつれて, 桁高さが高くなり陸上部では輸送に制約が生じるなどの問題が予想され, あらゆる場合に適した形式とはならないと考えられる.

ところで, これまでの多主I桁では, その横補剛部材として, 横構, 分配横桁, 対傾構が配置されている. 省力化や将来のメンテナンスを容易にする観点, またこれまで疲労損傷が多く報告されている主部材と2次部材の交差部を極力少なくしてロングラ

イフ化を計る立場からは, これらの部材から成る補剛システムがシンプルな構造とできればありがたい. さて, 文献^{1), 2), 4)}は, I桁橋の省力化を達成するため, 補剛部材の省略の可能性に関する検討を行っている. その結果, 分配性能などの橋の全体挙動に着目した場合, 下横構や対傾構の一部の省略が可能であることをとを説明している. これに対し, 著者ら⁶⁾は, 応力集中が予想される部位をも含む橋全体の詳細な立体FEM解析から, 応力集中箇所(例えばウェブギャップ板)をもつこれまでのシステムにおいて, その部位を残したまま補剛部材を省略していくと, 応力集中が益々大きくなり, 別の補強対策が必要となることを明らかにしている. その対策として上記部位の増厚, 形状変更や仕上げ等のディテールの改良が考えられるが, 省力化も同時に達成でき, かつ橋システム内において応力集中箇所を持たない, つまり疲労損傷からも解放できるロングライフ化に適した新しい補剛構造の開発, 移行を推奨している.

以上の要求に対応する1つの方策として, 本研究では, 多主I桁橋(4本主桁)を対象に, その補剛システムとして, 2主I桁橋で用いられている小型の横桁のみをもつ橋システム(以後, 少補剛システムまたは本システムと言う)を検討対象とする. しかしながら, このようなシステムを用いた場合, 従来のシステムに比べて床版応力や荷重分配性能がどの程度変化するか, また新たな応力集中箇所が主桁内に

生じないか、などが疑問となり、これらの点を明らかにしておくことが欠かせない。そのため、上記システムの立体的力学挙動をFEM解析より明らかにする。そして、従来の補剛システム（分配横桁、対傾構、横構）をもつ橋システムとの比較を行う。具体的には、荷重分配性能、床版応力、主桁内応力に着目した比較検討を行い、本システムと従来補剛システムとの差異を明らかにし、あわせ適用性について考察を加える。

2. 構造モデルとパラメータ

2.1 橋の基本寸法と諸元

図-1に4本主桁をもつ橋モデル（スパン40mの単純桁）の横断面を示す。幅員は15.6m（3車線想定）、主桁間隔は4m、張出し長を1.8mとする。主桁、横桁（端および中間）及び補剛材の断面諸元を表-1に示す。主桁の断面サイズは活荷重合成桁として概略設計を行い決定しているが、スパン中央で断面決定し、スパン方向に一定としている。使用した材質はSM490Y材である。横桁の断面サイズは設計を行わずに仮定した。また、少補剛システムでは、下横構は省略している。

本検討では、従来補剛システムとの比較を行っている。従来システムの荷重分配横桁（スパン中央配置）と中間対傾構（5m間隔）の形状、下横構の配置ならびに断面諸元を図-2に示すが、このシステムでは下横構の有無の検討もあわせ行う。

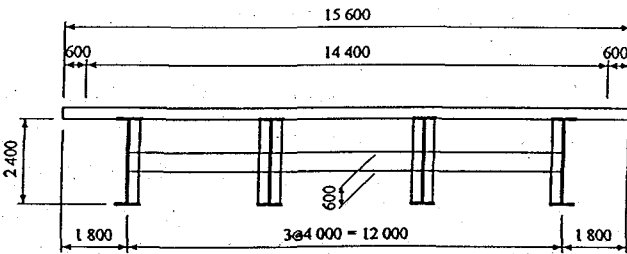


図-1 橋モデルの横断面

表-1 主桁、横桁、補剛材の断面と諸元

	主桁	端横桁	中間横桁	鉛直補剛材	
				フランジあり	フランジなし
Bu(mm)	600	400	400	400	—
tu(mm)	20	20	20	20	—
Hw(mm)	2400	1800	600	300	300
tw(mm)	12	9	9	9	9
Bl(mm)	600	400	400	—	—
tl(mm)	50	20	20	—	—
A(cm ²)	708	322	214	107	27
Ix(cm ⁴)	6.943E+06	1.762E+06	1.700E+05	1.067E+04	1.823E+00
Iy(cm ⁴)	1.260E+05	2.134E+04	2.134E+04	7.193E+03	2.025E+03

2.2 床版

床版厚は道路橋示方書¹³⁾¹⁴⁾（以後、道示と言う）を参照して、RC版を想定して30cm、PC版を想定して20cm、さらに両者の中間として25cmの3種類について検討を行う。なお、本モデルではハンチを考慮していない。また、床版のヤング係数は鋼の1/7、ポアソン比は0.167とする。

2.3 横桁の腹板高さ方向取付け位置と間隔

横桁の取付け位置は、図-3に示す、上、中及び下段の3ケースとした。また、横桁の橋スパン方向の配置間隔は5,10mの2ケースを選んだ。鉛直補剛材の配置間隔は、道示の規準（腹板高さの1.5倍まで）より広い5mとした。

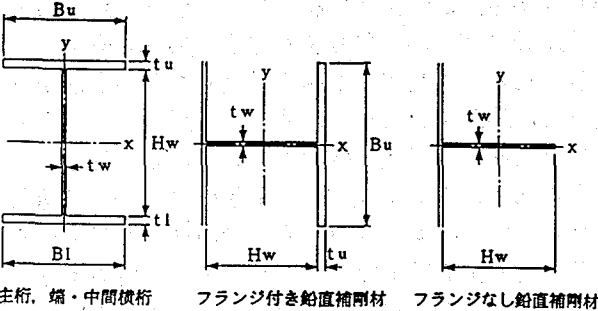
2.4 横桁の腹板への取付け詳細

横桁位置の鉛直補剛材にフランジがある場合と無い場合の2ケースを考えた。フランジを取り付ける例はヨーロッパで多く見られる。そこで補剛材の発生応力に与えるフランジの効果を見るため、フランジ付きモデルをパラメータとして選んだ。取付け詳細は、3.FEM解析の要素分割図（図-5参照）に示す。なお、FEMモデルでは、補剛材フランジと下フランジが接合されている。これは疲労に対して好ましくない詳細で、ヨーロッパの例でもこのような詳細は一切採用されていない¹⁵⁾。そのため、実施に当たっては補剛材フランジ下端部を絞って接合しないよう配慮が必要である。

3. FEM解析¹⁶⁾

図-4に橋モデルの有限要素分割を示す。また、図-5,6に横桁と横断面の要素分割を示す。床版は8節点ソリッド要素、主桁（フランジ、腹板）は4節点シェル要素でモデル化している。スパン中央位置の横桁と鉛直補剛材のフランジはシェル要素でモデル化しているが、その他位置の横桁と鉛直補剛材のフランジははり要素でモデル化している。

図-2に従来の補剛システム（分配横桁、中間対傾構）を示した。この場合の要素分割では、鉛直補剛材を含む主桁と床版の分割は少補剛システムと同じ



で、分配横桁をシェル要素、対傾構と下横構部材をはり要素でモデル化している。

スパン方向には1m間隔で要素分割を行い、スパン中央部の2m区間では、0.2m間隔で要素分割を行っている。

本モデルでは、床版にハンチを設けていない。そのため、横桁を上段配置した場合、床版下面と横桁上面が同一高さとなるが、両者は結合していない。

橋全体モデルを対象に精度の検討を行った。スパン中央位置の幅員方向に等分布荷重 (5tf/m) を載荷し、はり理論解との比較を行った。はり理論では、床版の有効幅を考慮した断面2次モーメントを算出し計算を行った。その結果、応力については床版、鋼桁ともに良い一致を示した。また、たわみはFEM解が10%程度大きい値を示したが、これは、せん断変形の影響^{8)~10)}と考えられる。

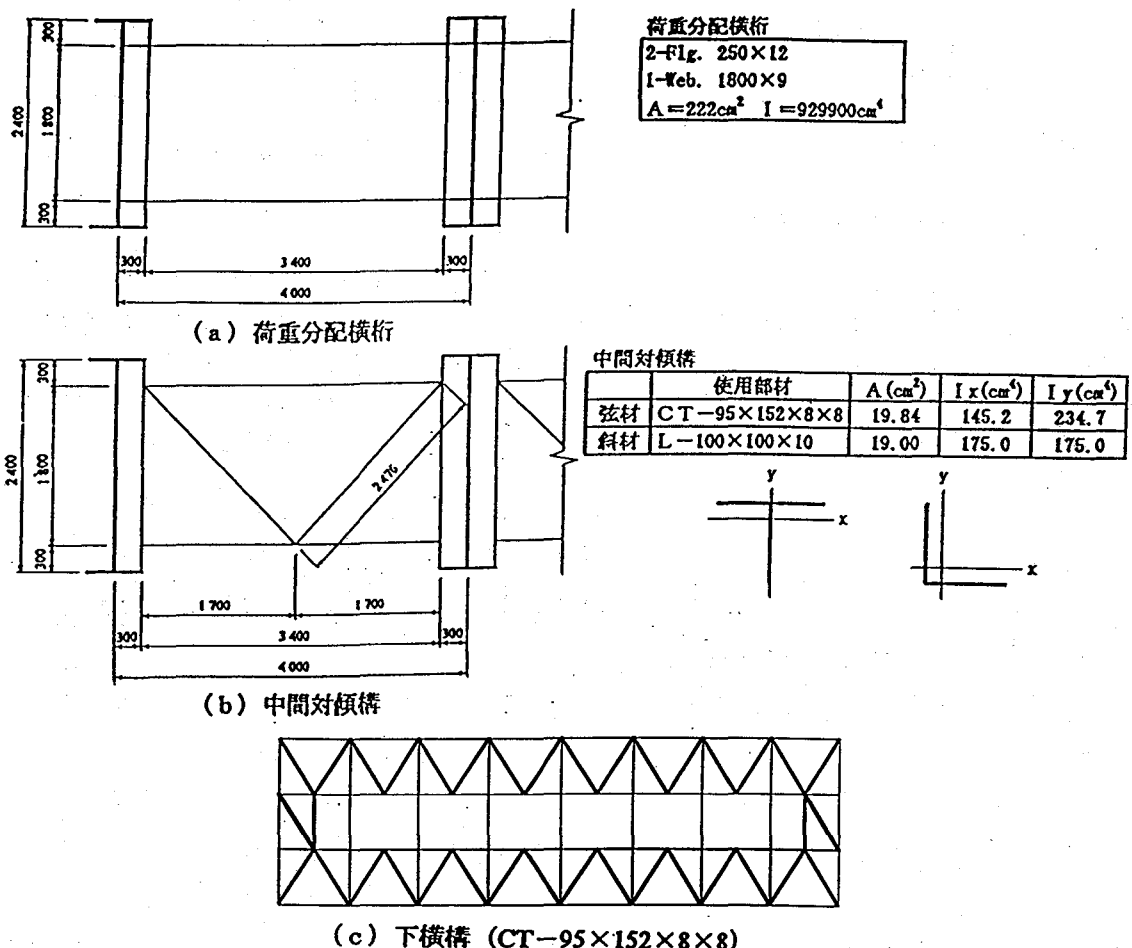


図-2 従来補剛システム (分配横桁, 中間対傾構)

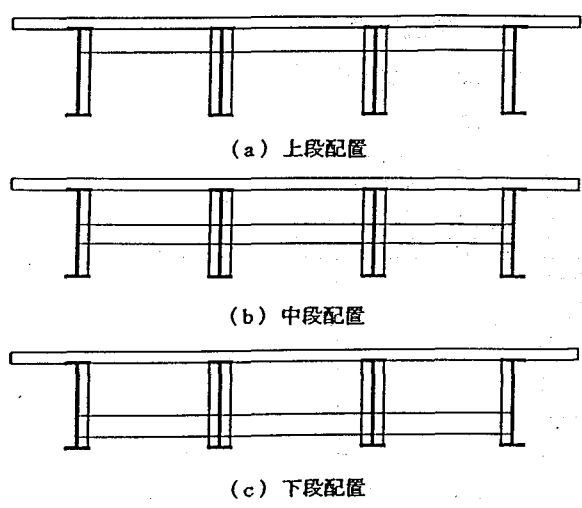


図-3 横桁取付位置

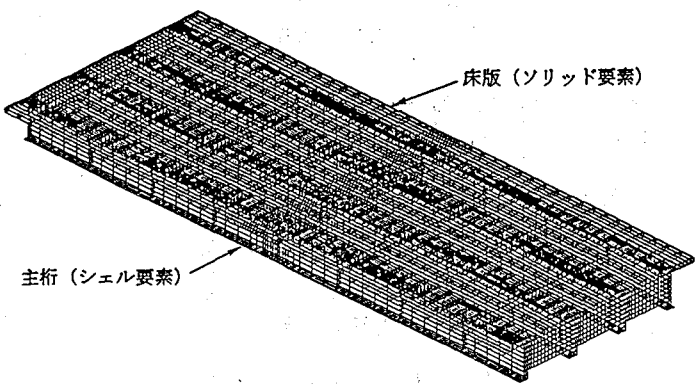


図-4 橋全体の有限要素分割

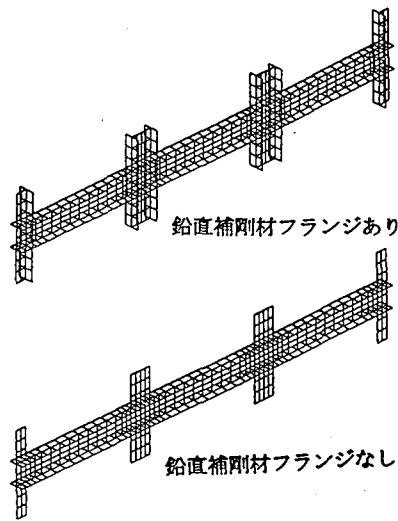


図-5 横桁の有限要素分割

4. 荷重

本検討では、荷重分配性能を調査するために単一荷重、床版と鉛直補剛材の応力を調査するためにT荷重載荷、また橋の全体的な挙動を調査するためにL荷重と風荷重を載荷する。

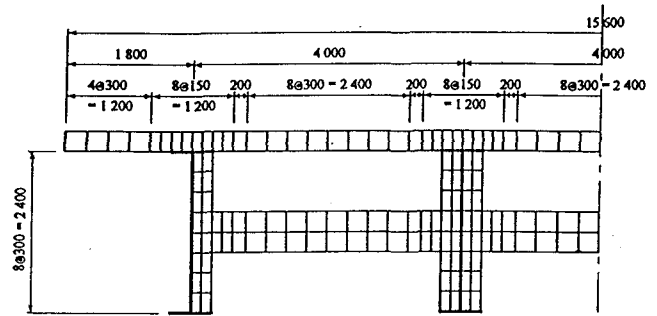
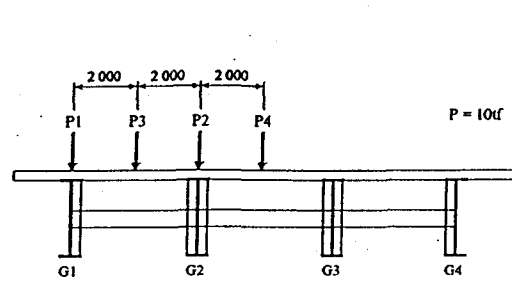
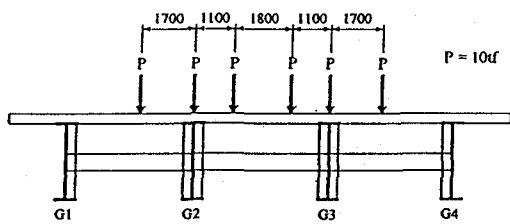


図-6 橋横断面内の有限要素分割

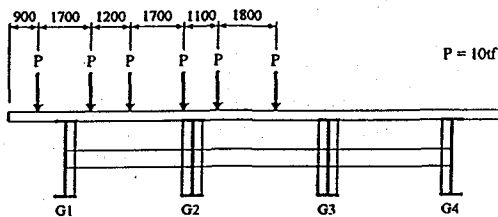
図-7にT荷重の載荷状態（スパン中央位置に載荷）を示す。図-8にL荷重の載荷状態を示す。偏載荷重の載荷幅は、外桁（G1桁）の影響線を求めて（格子剛度の計算には図-2に示した分配横桁の剛性を用いた、本モデルの格子剛度は約17である）決定



(a) 集中荷重

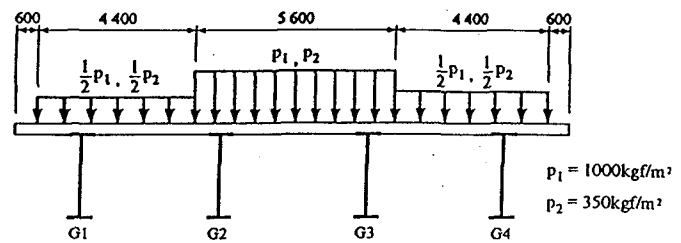


(b) T荷重対称載荷

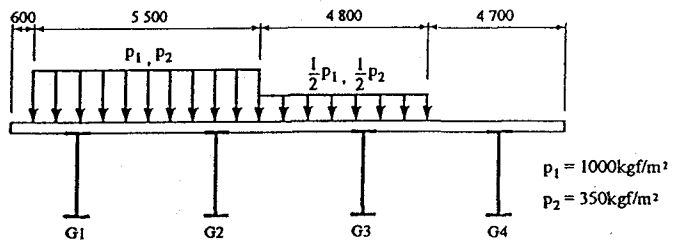


(c) T荷重偏載載荷

図-7 集中、T荷重



(a) L荷重対称載荷



(b) L荷重偏載載荷

図-8 L荷重

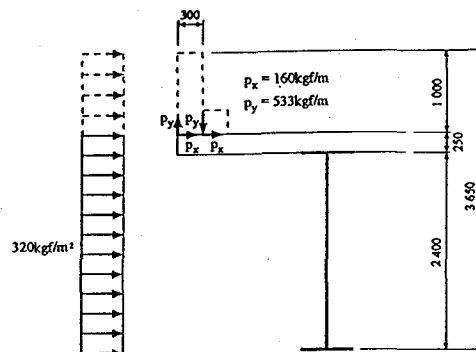


図-9 風荷重

している。なお、対称荷重では、有限要素分割の関係から、主荷重幅が5600mmとなっている。図-9に風荷重載荷を示す。道示¹³⁾を参照し、320kgf/m²の荷重を風上側に作用させる。その際、壁式防護柵（床版上面、高さ1mを仮定）に作用する風荷重を、図に示すように、水平力とねじれモーメントとして床版端部の節点に作用させる。

5. 荷重分配性能

ここでは、横桁の取付け位置、床版の有無と厚さをパラメータとした検討とあわせ従来補剛システムとの差異を検討する。なお、分配係数は、下フランジの応力から計算している。

5.1 横桁取付け位置の影響

図-10に、床版厚25cmの場合の荷重分配係数を示す。図中、○、◇、☆印は、それぞれ上、中及び下段配置としたときの結果である。これより、横桁の取付け位置による差異は小さいことがわかる。また、床版厚を20,30cmとした場合の計算も行っているが、横桁取付け位置による差異はみられなかった。

5.2 床版の有無の影響

図-11に床版無し、床版有り（横桁無し、有り）の比較結果を示す。この場合の床版厚は25cmである。鋼桁のみ（図中の実線）の分配係数は、床版を

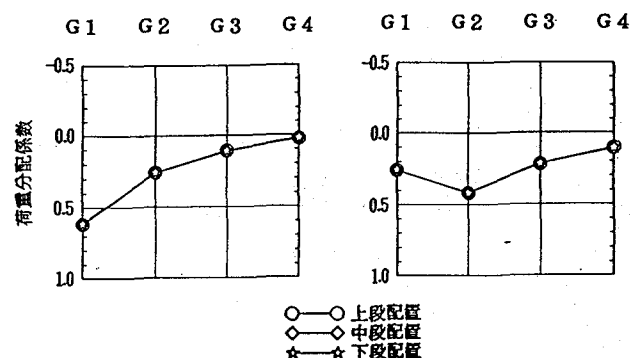


図-10 横桁取付け位置による荷重分配

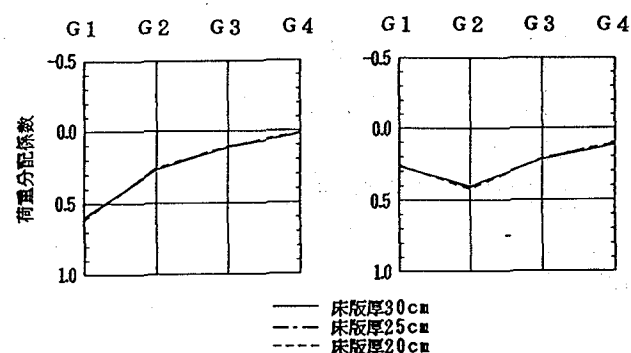


図-12 床版厚による荷重分配

取り付けることによって変化する。G1桁の変化が大きく、G1桁の分配係数の最大値は0.78から0.60となる。横桁を取り付けることで、分配性能は多少よくなるが、床版の効果に比べて程度は小さい。設計では、床版の板曲げ作用を考慮しない分配係数が用いられるが、実際の挙動を考えると、床版の効果を検討する必要があると言える。

5.3 床版厚の影響

図-12に床版厚の影響を示す。床版厚を厚くすることによって分配性能がよくなるが、荷重分配係数（G1, G2桁の最大値）は、床版厚を20,25,30cmと厚くするにつれてそれぞれ0.01変化し、その程度はわずかである。

5.4 従来補剛システムとの差異

図-13に比較結果を示す。両システムともに床版厚は25cmの結果である。少補剛システムの結果は横桁を中段に配置した場合の結果で、従来システムでは下横構を省略している。これより、少補剛システムの荷重分配係数（最大値）は5%（G1）、15%（G2）程度変化し、性能は多少悪くなるものの、両者の差異は小さいと言える。なお、たわみについても同様のことが言える。従来システムにおいて、下横構を設置した場合の検討も行った。下横構がある場合、G1桁分配係数の最大値が0.04変化するが、G2桁の変化はほとんどみられない。図-2に示したト

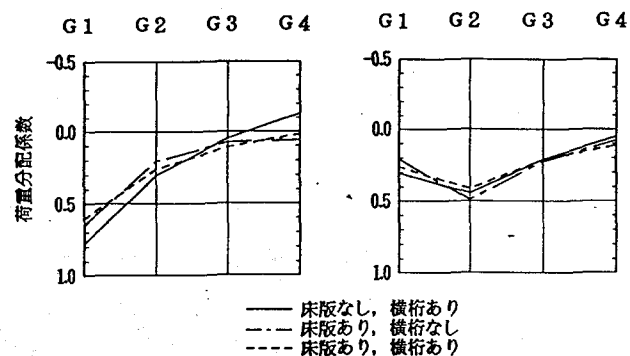


図-11 床版の有無による荷重分配

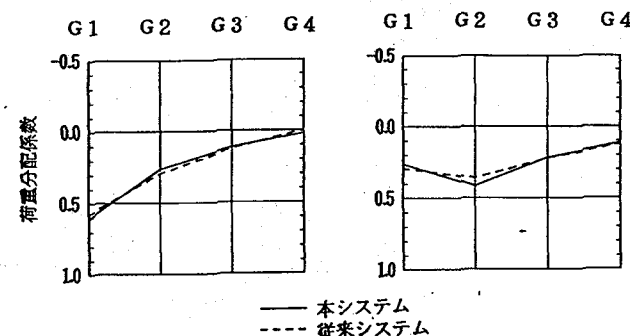
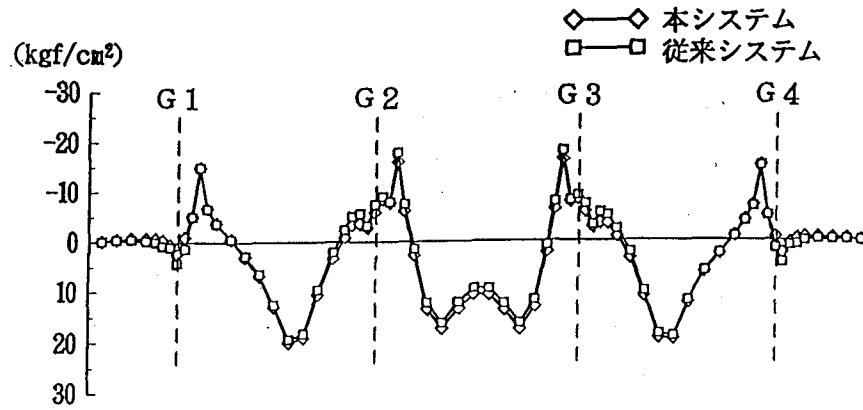


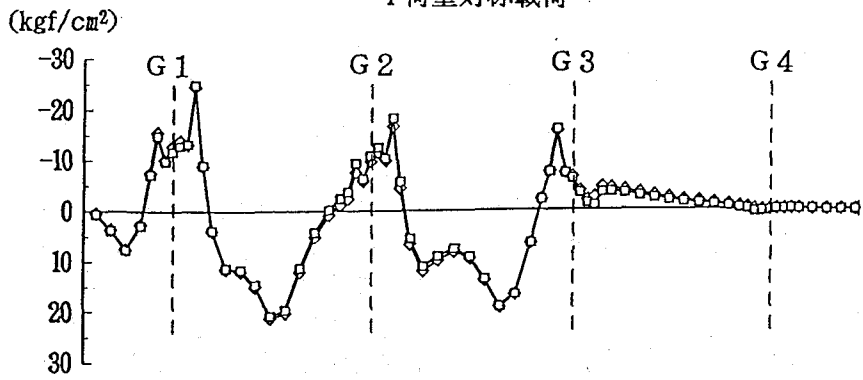
図-13 補剛システムによる荷重分配

ラスの組み方では、その程度はわずかと言える。
 以上より、本システムは小型の横桁のみを配置し

ているが、分配性能は従来システムに比べて大きく
 低下しないことがわかる。

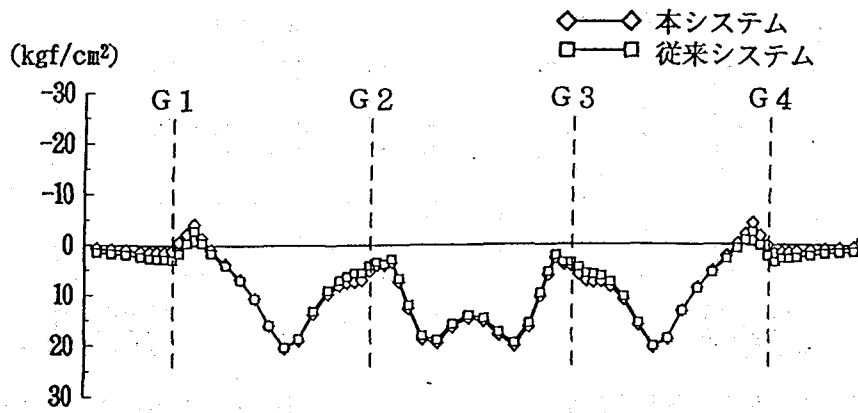


T 荷重対称載荷

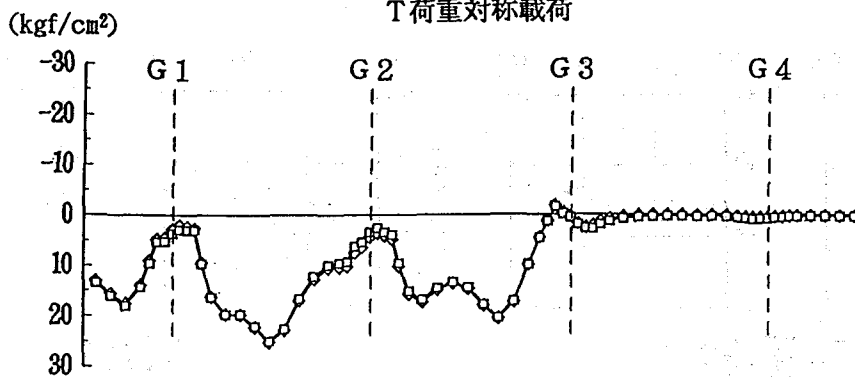


T 荷重偏載載荷

図-14 主筋方向の床版応力



T 荷重対称載荷



T 荷重偏載載荷

図-15 配力筋方向の床版応力

6. T荷重載荷重時の挙動

6.1 床版の応力

図-14,15に、対称および偏載載荷時の主筋および配筋方向の床版曲げ応力を示す。なお、床版厚25cmの結果である。

図-14は主筋方向の応力で、図中、◇、□印がそれぞれ少補剛システム、従来システム（下横構無し）の値である。両者の差異が小さいことがわかる。図-15は配筋方向の応力で、この場合も両システム間での差異が小さいことがわかる。道示の設計式を用いて床版応力を計算（全断面有効）し本計算結果と比較した。道示の設計式による応力はFEM解に比べて主筋、配筋方向でそれぞれ20,10%程度大きい値となった。道示を適用して算出した応力と本計算結果との差異は配筋方向が小さくなるが、これは、主桁の弾性変形の影響と考えられる。

以上、T荷重載荷による床版応力は少補剛システムと従来システムの間で大きな差異は生じない。また、本システムの床版応力の算定には道示の設計式が適用できる。

6.2 鉛直補剛材の応力

図-16に鉛直補剛材上端部の応力（重力方向の垂直応力）を示す。応力はシェル要素の積分点での値で、上フランジと補剛材の接合部に最も近く、かつ腹板から最も離れた位置にある積分点での値である。図中、左側は断面内対称載荷、右側は偏載載荷の結果である。これより、横桁を中、下段配置とした場合の応力は大きく、上段配置（主桁と横桁上フランジ面を同一レベルとする）とすると大幅に低減できる。また、鉛直補剛材にフランジを取り付けると応力レベルはさらに小さくできる。中、下段配置の最大応力はいずれの荷重ケースも外桁（G1桁）

鉛直補剛材に生じ、上段配置では内桁（G2桁）の鉛直補剛材に最大応力が生じている。

少補剛システム、従来システムの外、内桁間中央の床版上に集中荷重（1個）を載荷して補剛材応力の比較を行った。なお、床版厚は25cmである。本システムの中段配置では300kgf/cm²、下段配置では270kgf/cm²程度の応力が生じている。従来システム（分配横桁位置）の応力は260kgf/cm²で、本システムの方が15%程度大きい。

従来の補剛システムをもつ一部の橋では、この部位に疲労損傷が報告されている。したがって、本システムでも応力低減のための対策が欠かせないと考ええる。図-16に、鉛直補剛材にフランジを取付けた場合の応力を示した。フランジを取り付ける手間が生じるが、この対応によって、応力が大幅に低減できる。ただし、今回は400（幅）x20（厚み）のフランジを用いた計算のみのため、フランジサイズと低減の度合いについては今後検討が必要と考える。この他に、本文ではパラメータとしなかったが、フランジ取付けに代わって、補剛材そのものの板厚を厚くする対応が考えられる。この効果はフランジ取付けに比べて小さかったが¹⁰⁾、製作性の観点からは検討に値すると考える。

7. L荷重載荷重時の挙動

ここでは、従来システムとの差異を中心に説明する。

7.1 腹板の応力

図-17に、少補剛システム及び従来システムの腹板面内応力の比較を示す。なお、横桁間隔は5mで、着目位置はスパン中央から10cm離れた位置、荷重は断面内対称載荷である。図中、□印が従来シ

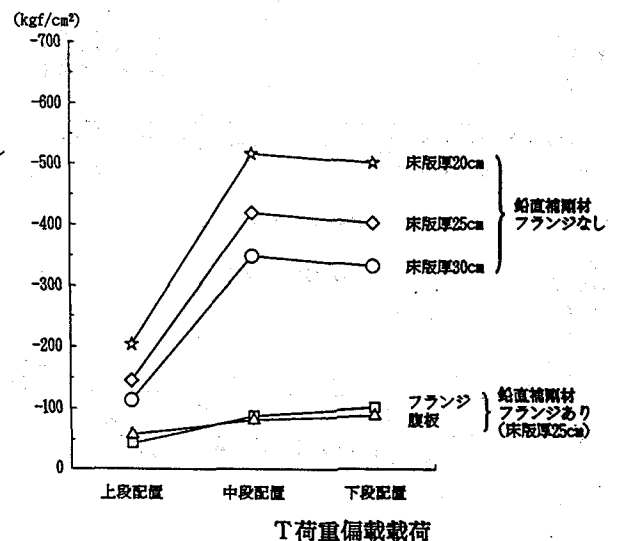
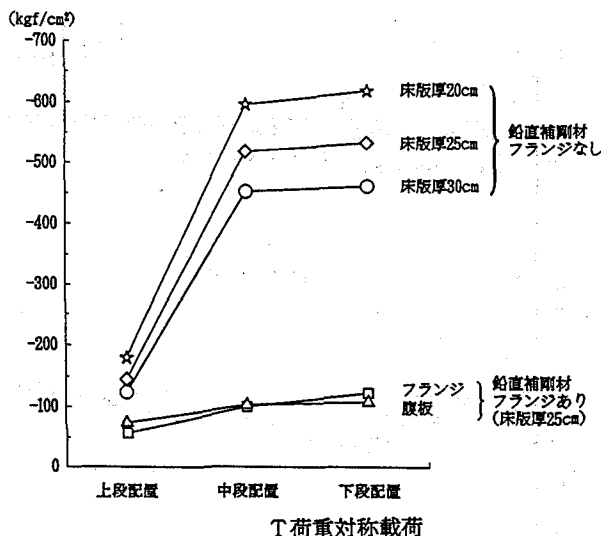


図-16 鉛直補剛材の応力

ステムの応力で、左側が外桁（G1桁）、右側が中桁（G2桁）の応力である。外桁に着目する場合、少補剛システムと従来システムの差異は小さく、また応力値も100kgf/cm²程度である。本システムで、横桁間隔を10mとした場合でも200kgf/cm²程度と小さい。なお、偏載載荷の場合も同程度の応力レベルであった。内桁では、面内応力は腹板上方から下方に直線的に変化（±40kgf/cm²）し、従来システムも同様であり、応力レベルは小さいと言える。

7.3 横桁の応力

図-18に対称荷重載荷時の横桁応力（横桁間隔10m，鉛直補剛材フランジなし）を示す。なお、鉛直補剛材にフランジがある場合の結果とは大きな差異はみられない。軸力による応力は横桁上段配置の場合が大きい。曲げ応力に差異はみられない。また、軸力と曲げによる合計の応力度は250kgf/cm²程度と大きくない。図-19は偏載載荷の結果であるが、この場合も横桁を上段に配置した場合の応力が大きい

が、軸力と曲げによる合計応力度は150kgf/cm²程度である。これらより、多主桁に小型の横桁を用いる本システムでも、横桁応力は小さいことがわかる。なお、横桁間隔を5mと狭くすると、応力度はさらに小さくなる。

7.4 下フランジの応力

図-20に外桁（G1桁）下フランジの面内応力を示す（横桁間隔5m）。応力は、少補剛システム、従来システム（図中、□印）ともに小さいことがわかる。なお、本システムで横桁間隔を10mとしても、応力は40kgf/cm²程度と小さい。図-21は偏載載荷による外桁の応力であるが、この場合も両者の応力レベルは同程度で、かつ値は小さい。橋の一端で応力の符号が反転するのは、本モデルでは下フランジの面内変形を固定支持しているためである。なお、本モデルは単純桁であるが、連続桁では中間支点部下フランジが圧縮となるため、横桁間隔の選定には座屈安定性を考慮する必要がある。

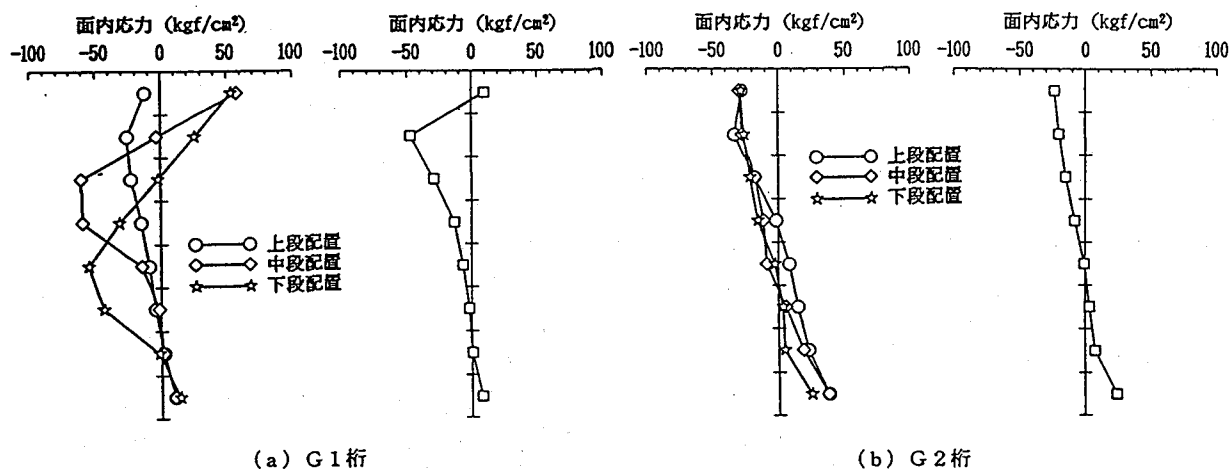


図-17 腹板高さ方向面内応力

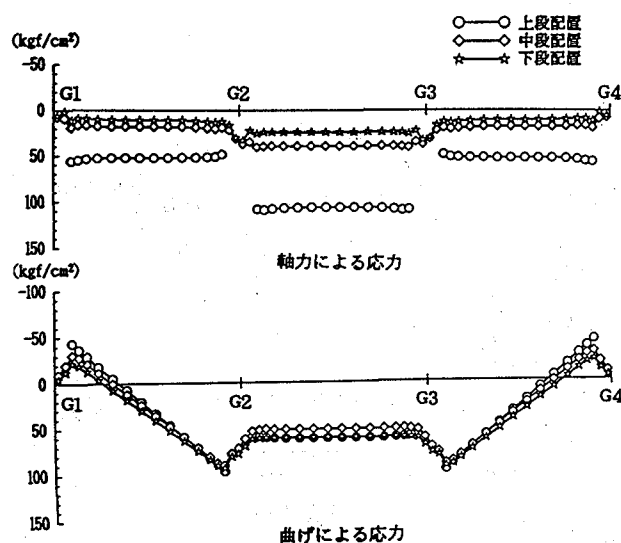


図-18 横桁応力（L 荷重対称載荷）

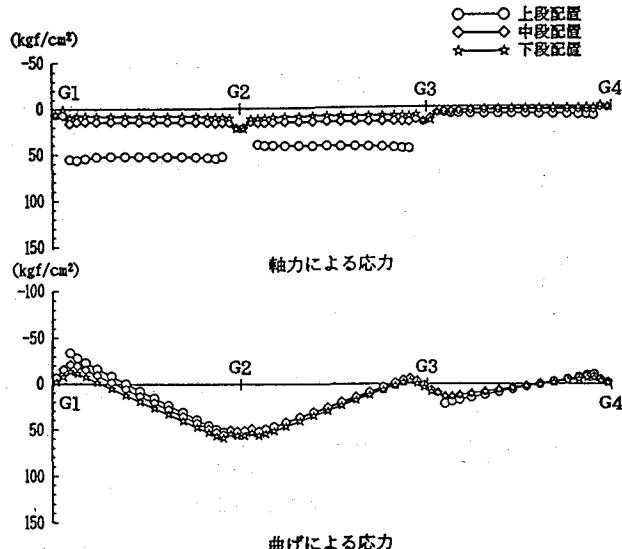


図-19 横桁応力（L 荷重偏載載荷）

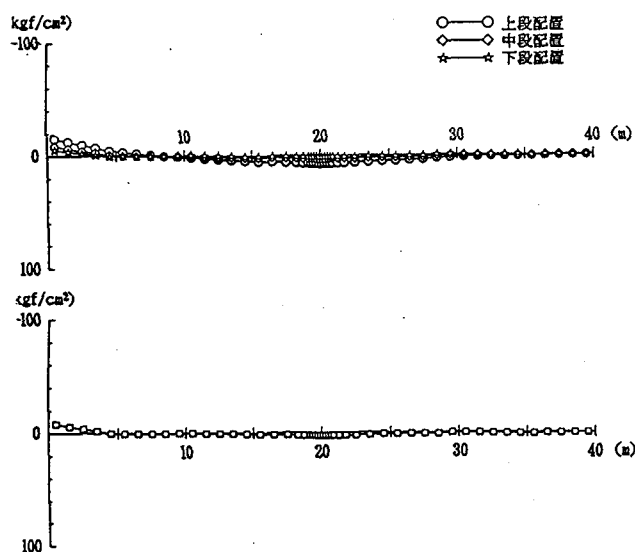


図-20 下フランジの応力 (L 荷重対称載荷)

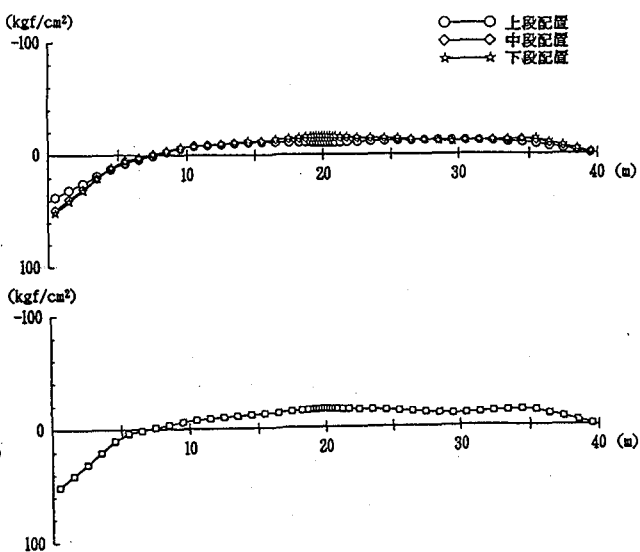


図-21 下フランジの応力 (L 荷重偏載載荷)

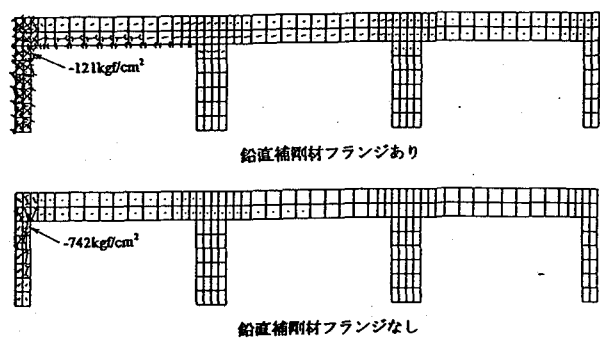


図-22 横桁、鉛直補剛材の主応力

8. 風荷重載荷重時の挙動

ここでは、横桁位置の鉛直補剛材、下フランジ及び床版応力に着目した検討を行う。

8.1 鉛直補剛材の主応力

横桁を上段に取り付けたケースで、鉛直補剛材に大きな応力が生じる。図-22に鉛直補剛材のフランジ有り無しでの主応力度を示す(横桁間隔5m)。

鉛直補剛材は横桁下フランジ位置を固定とした片持ばりの挙動を示し、固定端に対応する箇所では大きな応力が生じる。鉛直補剛材にフランジがある場合、最大応力度120kgf/cm²と小さい。一方、フランジがない場合は740kgf/cm²程度となって大きくなる。また、横桁間隔を10mとすると、1000kgf/cm²程度となる。なお、横桁を中、下段配置とした場合は、鉛直補剛材のフランジがない場合でも、それぞれ210,80kgf/cm²程度と小さい(横桁間隔5m)。

従来システムにおいて、分配横桁位置および中間対傾構位置(スパン中央から5m位置)の補剛材応力はいずれも80kgf/cm²程度で、少補剛システムの応力がかかなり大きいことがわかる。しかし、本検討では、風荷重として風速40m/s(ガスト応答係数1.9)を対象としており、本システムに生じている

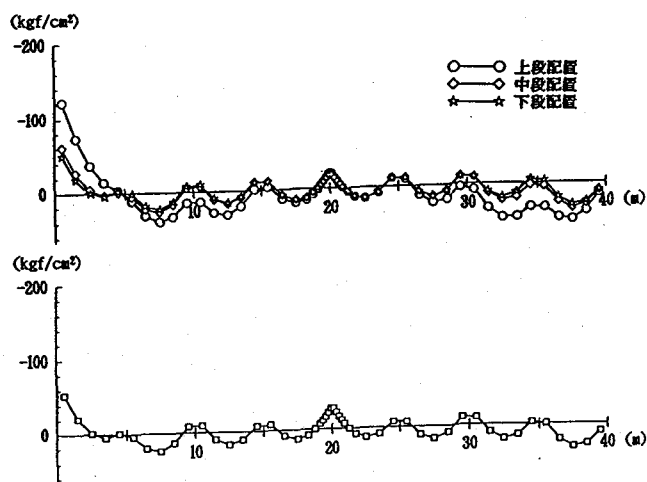


図-23 下フランジ応力

1000kgf/cm²程度の応力は、設計上とくに問題にならないと考える。

8.2 下フランジの応力

図-23に、横桁間隔5mの場合の下フランジ応力を示す。図中、□印が(a)が従来システム(下横構なし)の応力である。これより、両者の差異が小さいこと、また、応力値自体も小さいことがわかる。なお、本システムにおいて、横桁間隔を10mとした場合の応力は、最大でも150kgf/cm²程度であり、問題になる程大きくない。

8.3 床版応力

床版(ソリッド)要素重心で得られた応力の最大値は2.5kgf/cm²である。この応力は、床版を単純ばり(スパン40m)としてはり理論より計算した値と同程度である。これより、風荷重のほとんどが床版に流れていることがわかる。

9. まとめ

本検討結果をまとめると以下ようになる。

(1)荷重分配性能について（床版が鋼桁と一体）

(a)少補剛システムの荷重分配性能は従来システムに比べて低下するが、その程度はわずかである。

(b)少補剛システムで、横桁を上，中，下段配置としても、荷重分配性能の差異はほとんどみられない。

(c)床版が荷重分配作用に大きく寄与しており、この効果を考慮する必要があると考える。しかし、本検討の範囲では、設計に結びつける定量的な考察が行われていない。今後、床版付きのモデルによる検討を行う必要があると考える。

(2)T荷重による床版応力について

(a)少補剛システムと従来システムで、応力に差異はみられない。

(b)少補剛システムを用いた場合でも、床版の主筋及び配筋方向の断面力評価には、道示の設計式が適用できる。

(3)T荷重による鉛直補剛材上端部の応力について

(a)少補剛システムにおいて、横桁を中，下段配置とした場合に、鉛直補剛材（フランジなし）に大きな応力が生じる。この値は従来システムに比べて大きい。

(b)従来システムをもつ一部の橋では、この部位に疲労損傷が報告されている。そのため、応力を低減する対策が欠かせないと考える。

(c)以上の応力は、横桁を上段配置とすることで大幅に低減できる。また、施工などの問題で上段配置できない場合、補剛材にフランジを取り付けることで低減できる。また、本文では検討の対象としなかったが、補剛材の板厚を厚くすることでも応力低減は可能となる。

(4)L荷重載荷重時の挙動について

(a)腹板応力、下フランジ応力ともに、少補剛システムと従来システムでの差異は小さく、また応力値も小さい。

(b)少補剛システムの横桁応力は、上段配置の場合が、中，下段配置に比べて大きくなるが、その値は最大でも 250kgf/cm^2 程度である。

(5)風荷重載荷重時の挙動について

(a)少補剛システムにおいて横桁を上段配置とした場合、鉛直補剛材（フランジなし）の横桁下フランジ位置に、 1000kgf/cm^2 程度の大きな主応力が生じるが、SM400材の許容応力度以下である。

(b)下フランジの応力は従来システムと差異がない。

(c)床版応力は、床版を単純ばりとして計算した場合の応力と同程度となる。これより、風荷重のほとんどが床版を介して端横桁に流れるものと考えられる。

以上の検討結果をふまえ、本システムの適用性を考察すると以下ようになる。少補剛システムの適用にあたり、従来システムに比べて大きな応力が予想され、何らかの対策を必要とするのは、鉛直荷重に対しては鉛直補剛材の上端部である。横桁の上段配置により、また中，上段配置でも鉛直補剛材の増厚やフランジ取付けなどの対策を行えば、応力レベルは低減できる。この他に、本システムでは風荷重時の鉛直補剛材（横桁上段配置で、フランジを付けない場合）に大きな応力が生じる。実施設計では照査を行う必要があるが、今回の計算ではSM400材の許容応力度を超えない。

以上より、鉛直補剛材の補強を前提として、本少補剛システム内に大きな応力集中箇所は無くなると考える。しかし、補剛材の応力値に着目すると、今回のFEM解析（要素分割）では少補剛、従来システム間での応力差が得られたのみで、応力集中そのものの評価ができていない。そのため、建設に当たっては、実験等により、この部位に疲労損傷が生じないことを確認しておく必要があると考える。また、検討の対象とした鋼桁システムの挙動は床版が健全であることが前提となっている。応力解析より床版の挙動を明らかにしたが、耐久性の確保については今後検討を行う必要があると考える。

本システムは従来システムと異なるため、建設を推進する上では、今後設計ガイドライン等の作成が検討されるものとする。本文がそのような対応において役立てば幸いと考える。

謝辞

本検討は、土木学会鋼構造委員会新技術小委員会設計法WG（主査：東京大学藤野陽三教授）の主テーマの1つである、ロングライフに適した橋システムの開発研究の一貫として行ったものである。WGメンバー（東京工業大学三木千壽教授、岐阜大学奈良敬教授、関西大学坂野昌弘助教授、建設省土木研究所西川和廣室長他）の方々には貴重なご意見を頂いた。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1)（社）日本橋梁建設協会・設計部会：プレートガーダー橋の下横構の省略に関する一考察、橋梁と基礎，Vol.23, No.9, pp.37-40, 1989年9月
- 2)名取暢，明石克良，尾下里治：鋼I桁における構造形式の簡略化に関する検討，横河ブリッジ技報，No.21, pp.13-30, 1992年1月
- 3)（財）高速道路調査会：橋梁の単純化に関する調査検討報告書，1993年10月
- 4)大塚勝，佐藤哲也，竹中裕文，和地輝男：下横構

- を横略したプレートガーダー橋の提案，橋梁と基礎，Vol.27, No.11, pp.33-39, 1993年11月
- 5)山縣敬二：省力化に対応した橋梁構造，JSSC, No.13, pp.2-13, 1994年7月
- 6)長井正嗣，藤野陽三，黒田充紀，山崎和夫，柄川伸一，下見成明：I桁橋の横方向補剛材撤去に伴う鉛直荷重下の全体，局所変形挙動：土木学会構造工学論文集，Vol.42A, pp.1081-1091, 1996年3月
- 7)高橋昭一，志村勉，橋吉宏，水野宏：PC床版2主I桁橋による合理化検討，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，pp.268-269, 1994年9月
- 8)坂井藤一，八部順一，大垣賀津雄，橋本靖知，友田富雄：合成2主桁橋の立体挙動特性に関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol.41A, pp.945-954, 1995年3月
- 9)長井正嗣，本田晃英，中山康士，坂井藤一，八部順一：合成2主桁橋の対称鉛直荷重下の断面変形挙動，鋼構造年次論文報告集，Vol.3, pp.297-304, 1995年10月
- 10)長井正嗣，吉田康治：合成2主I桁橋の横補剛材をパラメータとした2次応力に関する検討，土木学会構造工学論文集，Vol.42A, pp.1061-1072, 1996年3月
- 11)日本道路公団他：Horonai River Bridge (パンフレット)，1995年
- 12)高橋昭一，志村勉，橋吉宏，小西哲司：PC版2主I桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験研究，橋梁と基礎，Vol.30, No.2, pp.23-30, 1996年2月
- 13)（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編，1990年
- 14)（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，Ⅲコンクリート橋編，1994年
- 15)坂井藤一，八部順一，長井正嗣：フランスの鋼，コンクリート合成2主桁橋梁の設計指針（上）（下），橋梁と基礎，Vol.29, No.3,4, pp.33-41, pp.35-42, 1995年3,4月
- 16)動力炉，核開発事業公団：汎用非線形構造解析システムFINAS version 12.0 使用説明書，1993年
(1996年9月6日受付)