

鋼 I 桁橋の変形挙動に関する基礎的考察

Fundamental study of mechanical behaviors of steel I-girder bridges

山口栄輝*, 山下健二**, 原田和洋**, 村越潤***, 高橋実***, 竜田淳美****

Eiki Yamaguchi, Kenji Yamashita, Kazuhiro Harada, Jun Murakoshi, Minoru Takahashi, Atsumi Ryuen

*Ph. D., 九州工業大学教授, 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1)

**修 (工), ジェイアール九州コンサルタンツ (〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 1-13-6)

(研究当時, 九州工業大学大学院 工学研究科博士前期課程)

***工修, (独) 土木研究所構造物研究グループ橋梁構造チーム (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

****九州工業大学大学院工学研究科建設社会工学専攻 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

Thanks to the advancement of computer technology and finite element software, now it is not difficult to carry out three-dimensional finite element analysis of a bridge, using shell and solid elements, which can yield realistic structural behavior. However, there still remain tasks to overcome. For example, it is not very clear yet how to construct a good finite element model of a bridge. In the present study, a finite element mesh that yields little discretization error is investigated first. Using the mesh obtained through that investigation, the three-dimensional finite element analyses of steel I-girder bridges are conducted. Based on the numerical results, the roles of members in the bridges are discussed. It is found that some members play a role that is not assumed in design.

Key Words: steel I-girder bridge, three-dimensional finite element analysis, behaviors of members, design analysis,

キーワード: 鋼 I 桁橋, 3次元FEM 解析, 部材挙動, 設計解析

1. はじめに

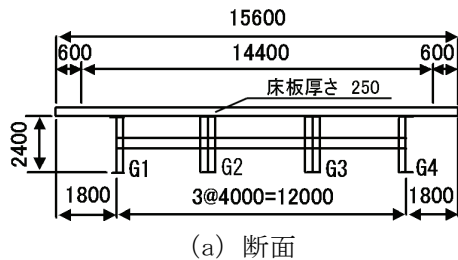
代表的な鋼橋として鋼 I 桁橋が挙げられ, 建設数も多い. これは, 基本的には鋼桁と床版からなる構造物であるが, 通常, 横桁, 対傾構, 横構, 水平補剛材, 垂直補剛材などが多数設置され, 複雑な構造になっている. その設計においては, 部材ごとに役割が想定され, その役割を満足するよう寸法が決定される. 例えば, 床版は交通荷重を直接支持し, 主構造に伝える (合成桁では主構造の一部としても機能する), 荷重分配横桁は複数の主桁に荷重を分配する, 垂直補剛材は腹板のせん断座屈を防止する, といった具合である¹⁾. 各部材が担った役割を果たすのは当然のことであるが, 一方で, これらの部材が想定外の役割を果たしても設計上は考慮されない. 想定外の役割は, 設計上の変形挙動と実橋の変形挙動の違いとして現れる. 鋼道路橋の疲労設計指針²⁾に応力の実測値と計算値の比を示す図が掲載されている. これによると, 実際の鋼橋に作用する応力は, 設計応力の 0.5~0.8 程度の値に過ぎない.

近年のコンピュータ技術の発展には目覚しいものがあり, 有限要素法 (FEM) の発展, 汎用有限要素解析ソフトウェアの開発・普及も著しい. その結果, これまでは非常に困難と考えられていた複雑な構造物の解析も比較的容易にできる環境が整ってきている. シェル要素やソリッド要素を用いた 3次元有限要素解析 (以下では, 3次元 FEM 解析と呼ぶ) によって得られる鋼橋の応力は, 実際の橋梁で作用する値を再現し得ることが知られている²⁾. しかしながら, 鋼橋の 3次元 FEM 解析を行う際のモデル化について様々な検討が行われてはいるものの³⁾, 例えば精度よく解析を行うための要素分割数のガイドラインなどは, 十分に確立されたとは必ずしもまだ言えない状況である.

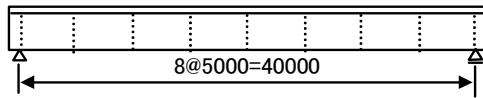
こうした点に鑑み, 本研究では, 鋼 I 桁を対象として, その 3次元 FEM 解析における要素分割の影響を検討する. その結果に基づき, 離散化誤差が十分に小さいと判断される要素分割を用いて, 鋼 I 桁の 3次元 FEM 解析を行い, その変形挙動, 特に部材が果たしている役割を応力に着目して考察する. なお, 本解析には Nastran⁴⁾ を用いる.

表－１ 要素分割数（橋梁Ⅰ主桁）

	フランジ 幅方向	ウェブ 高さ方向	橋軸方向
N1	4	16	400
N2	8	32	800
N3	16	64	1600
N4	32	128	3200

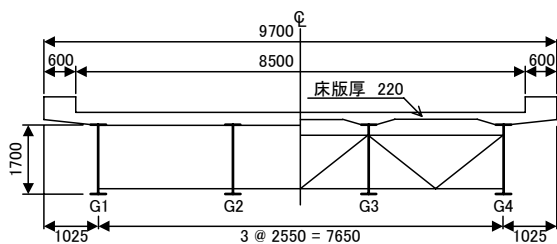


(a) 断面

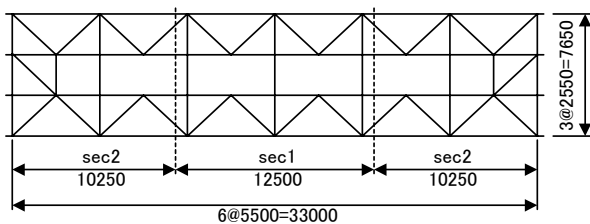


(b) 側面

図－１ 橋梁Ⅰ（単位：mm）



(a) 断面



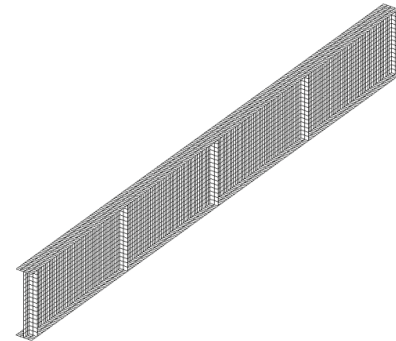
(b) 平面

図－２ 橋梁Ⅱ（単位：mm）

２．解析対象橋梁

２．１ 橋梁Ⅰ

文献５)で検討対象とされた鋼４主Ⅰ桁橋を取り上げ、橋梁Ⅰとする。図－１に示す通り、この橋は幅員 15.6m、ウェブ高 2.4m、主桁間隔 4m の単純合成桁橋である。スパンは 40m、床版厚は 25cm、断面はスパン方向に一定となっている。鋼材のヤング係数、ポアソン比はそれぞれ $2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、0.3、コンクリートのヤング係数は鋼材の 1/7、ポアソン比は 0.167 とする。床版の鉄筋は無視する。この橋梁モデルには、横桁、垂直補剛材が 5m 間隔で設置されており、図－１(b)の破線がその設置位置を示している。



図－３ N1 分割（橋梁Ⅰ G2 桁）

２．２ 橋梁Ⅱ

文献６)の鋼４主Ⅰ桁橋を取り上げ、橋梁Ⅱとする。図－２に示す通り、幅員 9.7m、ウェブ高 1.7m、主桁間隔 2.55m の単純合成桁橋である。スパンは 33m、床版厚は 22cm、断面はスパン方向に変化し、外桁と内桁で寸法が異なっている。また、横桁、垂直補剛材に加えて、水平補剛材、対傾構、横構が設置されている。材料定数は橋梁Ⅰと同じとし、床版の鉄筋は無視する。橋梁Ⅰはシンプルな補剛システムを有する鋼Ⅰ桁橋であるのに対し、橋梁Ⅱは従来型の一般的な鋼Ⅰ桁橋である。

３．要素分割の検討

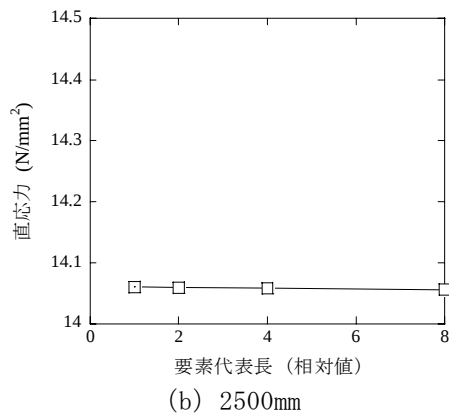
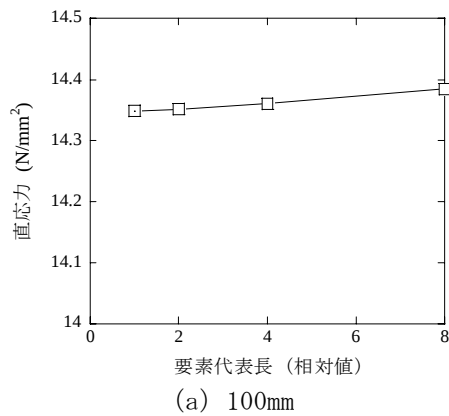
ここでは、各橋梁の主桁を対象に、精度よい結果を得るための要素分割を検討する。

３．１ 橋梁Ⅰ

(１) 解析対象

G1 桁、G2 桁を対象に、要素分割の検討を行なう。これらの桁の違いは垂直補剛材の配置にあり、G1 桁では片側（内側）のみに設置されているのに対し、G2 桁では両側に設置されている。ここでは対称性を考慮し、スパン方向 1/2 のみを対象として 4 節点シェル要素で解析する。

要素分割は G1 桁、G2 桁で同じとし、分割数を表－１に示している。N2～N4 の分割数は、N1 の分割数を 2, 4, 8 倍したものである。要素形状はすべての要素分割で同じであり、分割数の増加に伴い、要素の大きさ（面積）が 1/4, 1/16, 1/64 と減少する。図－３に G2 桁の N1 分割の図を示す。荷重は鉛直下向きの等分布荷重（線荷重 5.4N/mm）とし、ウェブ直上に作用させる。



図－４ ウェブ上端橋軸方向直応力と要素代表長との関係（橋梁Ⅰ G1 桁）

表－２ 相対誤差（橋梁Ⅰ主桁）

	相対誤差 (%)							
	G1 桁				G2 桁			
	100mm		2500mm		100mm		2500mm	
	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
N1	1.06	0.28	-0.02	-0.03	1.56	-0.05	-0.02	-0.03
N2	0.43	0.11	-0.01	-0.02	0.75	0.03	-0.01	-0.02
N3	0.17	0.04	-0.003	-0.01	0.33	0.02	-0.003	-0.01
N4	0.09	0.02	-0.001	-0.004	0.17	0.01	-0.002	-0.004

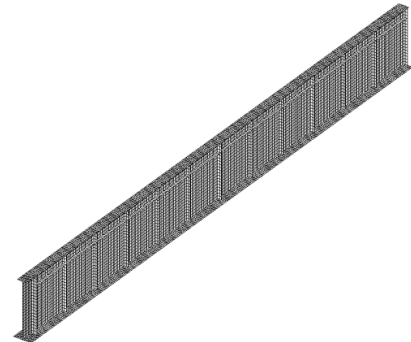
（２）解析結果

解析結果の例として図－４に G1 桁のウェブ上端における橋軸方向直応力と要素代表長との関係を示している。着目位置はスパン中央から 100mm, 2500mm 離れた位置で、図中の要素代表長は N4 分割の要素長を 1 とした相対値で表している。なお、100mm は垂直補剛材近傍、2500mm は 2 本の垂直補剛材の中央点となる。

図－４では、応力と要素代表長の関係が直線状になる傾向が認められる。これは有限要素法の理論的考察と合致する結果である⁷⁾。このことを利用し、解の精度を向上する手法が **Multimesh Extrapolation** 法である⁷⁾。これは、異なった要素分割の解析結果を用いて、外挿により要素長がゼロの場合の結果を算定するものである。この手法を用いるには、粗

表－３ 要素分割数（橋梁Ⅱ主桁）

	上フランジ 幅方向	下フランジ 幅方向	ウェブ 高さ方向	橋軸方向
H1	6	10	20	528
H2	12	20	40	1056
H3	24	40	80	2112



図－５ H1 分割（橋梁Ⅱ G2 桁）

い方の要素分割のすべての節点が、細かい方の要素分割の節点として使用されている必要がある。N1～N4 の要素分割はこの条件を満たしており、ここでは、N3, N4 の結果を用いた外挿で要素代表長がゼロの応力値を算定した。その値を参照値とし、それとの違いを誤差としてまとめたのが表－２である。これは、スパン中央から 100mm, 2500mm 離れた位置でのウェブ内橋軸方向直応力の結果である。N1 分割では最大で 1.56% の誤差が認められるが、要素分割数が増えるにつれて誤差は減少し、N4 分割での誤差は最大でも 0.17% である。

３．２ 橋梁Ⅱ

（１）解析モデル

G1 桁、G2 桁で要素分割の検討を行なう。これらの桁では断面寸法が異なる。また橋梁Ⅰと同様に、G1 桁では垂直補剛材が片側（内側）のみに設置されているのに対し、G2 桁では両側に設置されている。ここでは対称性を考慮し、スパン方向 1/2 のみを解析対象として 4 節点シェル要素で解析する。

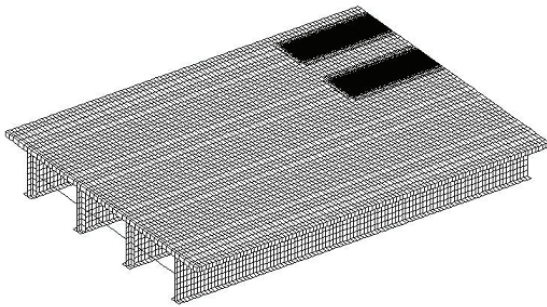
要素分割は G1 桁、G2 桁で同じとし、分割数を表－３に示している。H2, H3 の分割数は、H1 の分割数を 2, 4 倍して決定している。要素形状はいずれにおいても同じであり、分割数の増加に伴い、要素の大きさ（面積）が 1/4, 1/16 と減少する。図－５に G2 桁の H1 分割の図を示す。荷重は鉛直下向きの等分布荷重（線荷重 5.0N/mm）とし、ウェブ直上に作用させる。

（２）解析結果

この場合にも、応力と要素代表長が直線状の関係になることが確認され、H2, H3 の結果を用いた **Multimesh**

表－４ 相対誤差（橋梁Ⅱ主桁）

	相対誤差（％）							
	G1 桁				G2 桁			
	62.5mm		2062.5mm		62.5mm		2062.5mm	
	上端	下端	上端	下端	上端	下端	上端	下端
H1	0.33	0.25	-0.04	-0.02	0.61	0.11	-0.04	-0.02
H2	0.11	0.07	-0.04	-0.01	0.29	0.09	-0.04	-0.01
H3	0.05	0.03	-0.02	-0.01	0.15	0.04	-0.02	-0.004



図－６ 要素分割（橋梁Ⅰ）

Extrapolation 法で要素長がゼロの場合の結果を算定した．その値を参照値とし，それとの違いを誤差としてまとめたのが表－４である．これはスパン中央から 62.5mm，2062.5mm 離れた位置でのウェブ内橋軸方向直応力の結果である．なお，62.5mm は垂直補剛材近傍，2062.5mm は隣接する 2 本の垂直補剛材の中央点となる．H1 での最大誤差は 0.61％であるが，要素分割数が増えるにつれて誤差は減少し，H3 分割では，誤差は最大でも 0.15％になっている．

４．鋼Ⅰ桁橋の変形挙動

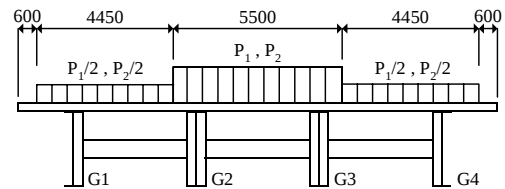
４．１ 橋梁Ⅰ

（１）解析モデル

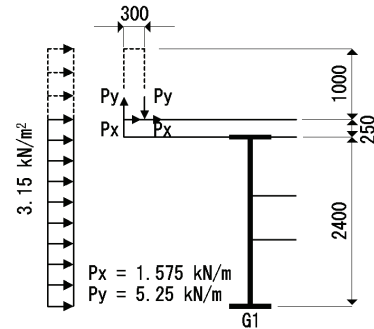
主桁，垂直補剛材，スパン中央の横桁は 4 節点シェル要素，スパン中央以外の横桁は 2 節点梁要素，床版は 8 節点ソリッド要素でモデル化する．着目位置（スパン中央から 100mm，2500mm 離れた G1 桁，G2 桁の断面）を含む長さ約 5m 区間には N4 分割を適用し，それ以外の領域は N1 分割とする．橋梁モデルⅠ全体を N4 分割でモデル化すると，本研究で使用するコンピュータでは解析不能となるため，このような措置を講じた．なお，ここで採用した要素分割方法で，再度 G1 桁，G2 桁のみの解析を行い，着目位置では先と同じ結果が得られることは確認した．

有限要素分割は図－６に示している．対称性を利用してスパン 1/2 のみをモデル化しており，用いた要素数はソリッド要素 63525 個，シェル要素 179340 個，梁要素 246 個である．

この橋梁においては，端横桁以外の横桁を取り除



(a) L 荷重



(b) 風荷重

図－７ 荷重状態（橋梁Ⅰ）

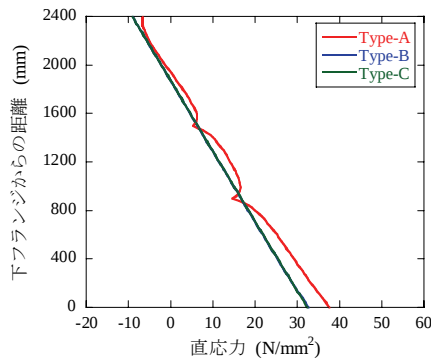
いた橋梁，さらに端部以外の垂直補剛材を取り除いた橋梁を構築し，解析対象とする．以下では，本来の橋梁Ⅰを Type-A，他の橋梁をそれぞれ Type-B，Type-C と呼ぶ．

荷重には，道路橋示方書⁸⁾に定める活荷重と風荷重を考慮する．活荷重には L 荷重（B 活荷重）を用いる．風荷重は 3.15kN/m²を G1 桁外側に載荷するが，文献 5) にない，壁式防護柵（高さ 1m）に作用する風荷重は，水平力およびねじれモーメントとして，床版端部の節点に作用させる．図－７に示す通り，荷重状態は満載とする．

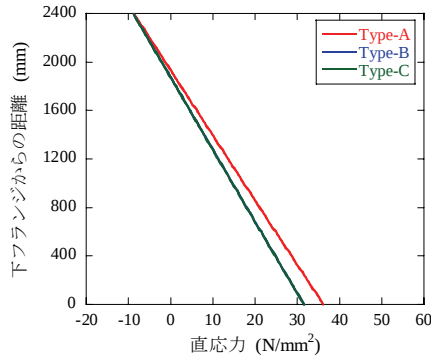
（２）L 荷重の解析結果

図－８，図－９にウェブ内の橋軸方向直応力分布を示す．Type-B，Type-C はほぼ同じ応力分布であり，差は非常に小さい．G1 桁，G2 桁のいずれにおいても，スパン中央から 100mm の断面において，Type-A で応力分布に乱れが見られる．乱れは横桁取り付け位置で生じており，横桁のない Type-B，Type-C では見られない現象であるため，横桁が応力分布を乱していると考えられる．なお，スパン中央から 1300mm の断面でも応力分布を求めたが，乱れは認められなかった．横桁による応力の乱れは局所的な現象と考えられる．

Type-A，Type-B の応力分布を比較すると，横桁を取り外すことで，G1 桁の応力は減少し，G2 桁の応力が増加している．これは，横桁除去に伴い荷重分配機能が低下し，上部に主載荷荷重が載荷されている G2 桁の負担が増したためと理解される．応力

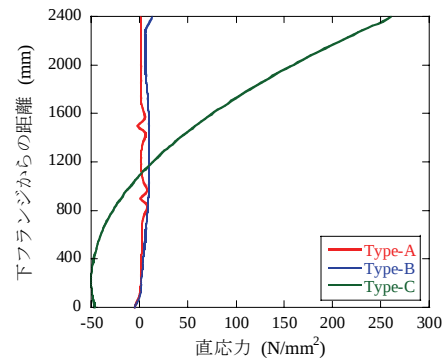


(a) 100mm

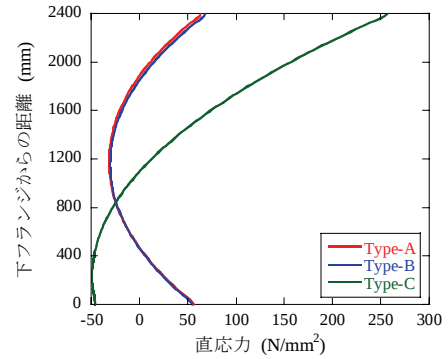


(b) 2500mm

図ー 8 ウェブ内橋軸方向直応力分布
(L 荷重；橋梁 I G1 桁)

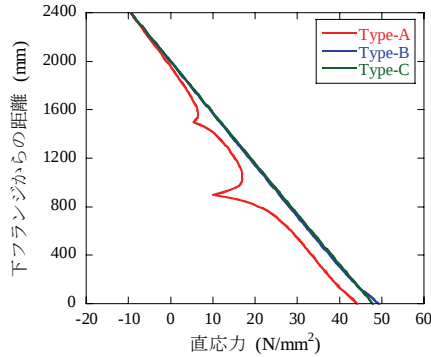


(a) 100mm

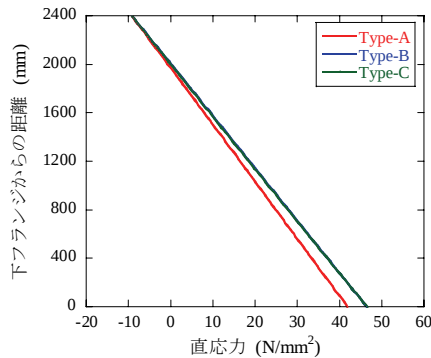


(b) 2500mm

図ー 10 ウェブ内鉛直方向板曲げ応力分布
(風荷重；橋梁 I G1 桁)



(a) 100mm



(b) 2500mm

図ー 9 ウェブ内橋軸方向直応力分布
(L 荷重；橋梁 I G2 桁)

の変化は G2 桁ウェブ下端で大きく、 5.1N/mm^2 である。これは作用応力の約 10%に相当する。

文献 9) には、同じ载荷条件で橋梁 I (Type-A) に作用する応力を、現行設計で用いられている解析法（従来解析）で求めた結果が掲載されている。Type-B の応力分布は従来解析の結果と非常に近い。現行設計では横桁のみで荷重が分配されると仮定しており、ここでの解析結果は、床版が横桁と同程度の荷重分配機能を有していることを示すものである。横桁の荷重分配機能を無視し、床版も主桁間で各々単純支持されているという仮定に基づいたのが慣用計算法（1-0 法）¹⁰⁾ である。この計算法により G1 桁、G2 桁の作用応力を算定すると、Type-B に比して、G2 桁に発生する橋軸方向直応力は増加し、G1 桁では減少する。変化量は約 5N/mm^2 であり、これもまた、床版の荷重分配機能が横桁と同程度であることを示唆している。

Type-B、Type-C 間では作用応力にほとんど差はない。線形挙動の範囲では、鉛直荷重に対して、垂直補剛材は特に機能していないと判断される。

(3) 風荷重の解析結果

風荷重下では、G1 桁のウェブは水平方向に変位し、曲げ変形が生じる。そこで、図ー 10 には、ス

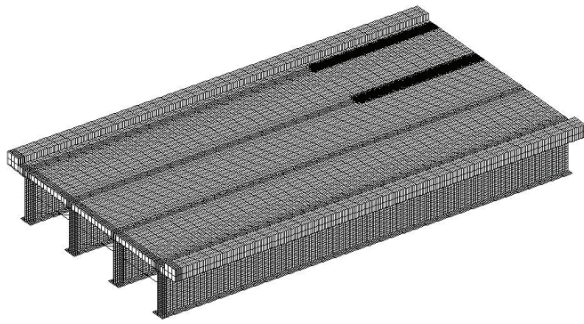


図-11 要素分割（橋梁Ⅱ）

パン中央から 100mm, 2500mm 離れた G1 桁断面におけるウェブの板曲げ応力分布（板厚中央とウェブ表面での鉛直方向直応力の差）を示している。

この図を見ると、Type-A と Type-B の応力分布はほぼ同じであるが、Type-C の応力分布は大きく異なっている。この結果より、風荷重に対して垂直補剛材が大きく抵抗することがわかる。垂直補剛材に近い 100mm の断面で Type-A, Type-B の作用応力が小さく、垂直補剛材から離れると大きくなっているのも同様の理由である。

4.2 橋梁Ⅱ

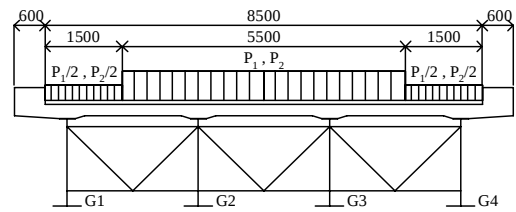
（1）解析モデル

主桁、垂直補剛材、水平補剛材、スパン中央の横桁は 4 節点シェル要素、対傾構、横構は 2 節点梁要素、床版は 8 節点ソリッド要素でモデル化する。着目位置（スパン中央から 62.5mm, 2062.5mm 離れた G1 桁、G2 桁の断面）を含む長さ約 5m 区間には H3 分割を用い、それ以外の領域は H1 分割とする。橋梁モデルⅡ全体を H3 で分割することは、本研究で使用するコンピュータの能力では難しく、このような措置を講じた。なお、ここで採用した要素分割方法で、再度 G1 桁、G2 桁のみの解析を行い、着目位置では先と同じ応力値が得られることは確認した。

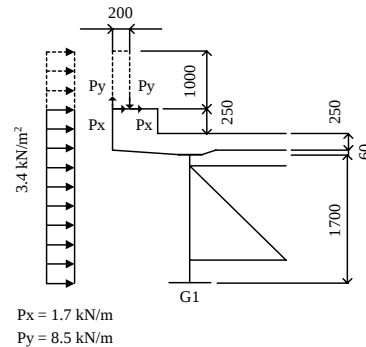
有限要素分割を図-11 に示している。対称性を利用してスパン 1/2 のみをモデル化しており、用いた要素数はソリッド要素 70664 個、シェル要素 140316 個、梁要素 865 個である。

ここでも部材が果たしている役割を検討するため、部材を取り外した橋梁を構築して解析を行う。本来の橋梁Ⅱを Type-A、そこから横構、対傾構、横桁、水平補剛材、垂直補剛材を順次取り除き、それらを Type-B～Type-F と呼ぶ。したがって、ここでは 6 種類の橋梁を解析する。

荷重には、橋梁Ⅰと同様、道路橋示方書⁸⁾に定める L 荷重（B 活荷重）と風荷重を考える。載荷状態は図-12 に示す通り、満載とする。



(a) L 荷重



(b) 風荷重

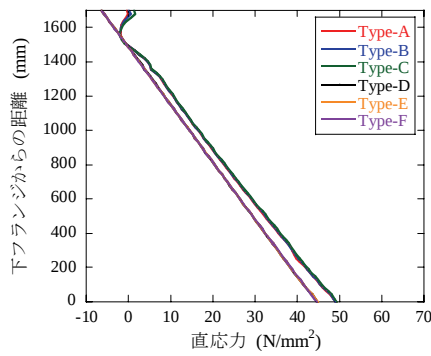
図-12 載荷状態（橋梁Ⅱ）

（2）L 荷重の解析結果

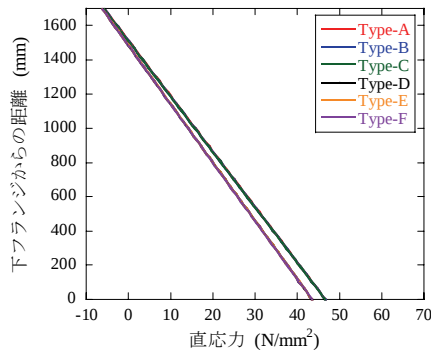
図-13、図-14 にウェブ内の橋軸方向直応力分布を示す。G1 桁の Type-A～Type-C のウェブ上端近傍で応力分布の乱れが見られる。橋梁Ⅰの場合よりも小さいが、横桁のない Type-D～Type-F ではスムーズな応力分布が得られていることから、この乱れも横桁設置に伴う現象と判断される。

板曲げ応力（板厚中央とウェブ表面での橋軸方向直応力の差）を調べてみると、一般には小さいものの、Type-A～Type-C のウェブ上端近傍で大きな値となっている（図-15）。このような大きな板曲げ応力は橋梁Ⅰでは生じていない。シンプルな補剛システムを有する橋梁Ⅰは主桁ウェブの曲げ剛性が相対的に大きく、このことが、横桁設置に伴う応力分布の乱れ方の違いを引き起こす原因と考えられる。

ここでの解析結果を見ると、Type-A～Type-C に大きな違いはなく、また Type-D～Type-F もほぼ同様の応力分布となっている。2 グループの違いは横桁の有無であり、橋梁Ⅰの場合と同様に、横桁の除去により G1 桁の応力は減少し、G2 桁の応力が増加している。応力の変化は G2 桁ウェブ下端で大きく、 5.7N/mm^2 である。これは作用応力の約 10% に相当する。その結果、Type-A～Type-C では G1 桁、G2 桁にほぼ同じ応力が作用しているのに対し、Type-D～Type-F では G1 桁と G2 桁の応力に 25% 程度の差が見られる。しかしながら、慣用計算法では、G1 桁、G2 桁の作用応力に 2 倍以上の開きが生じる結果と

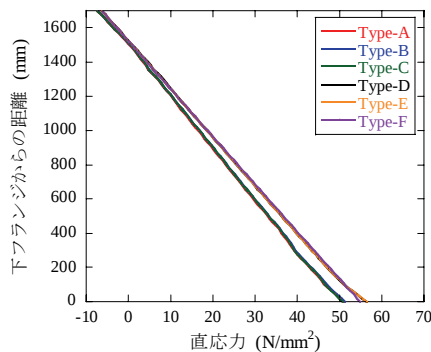


(a) 62.5mm

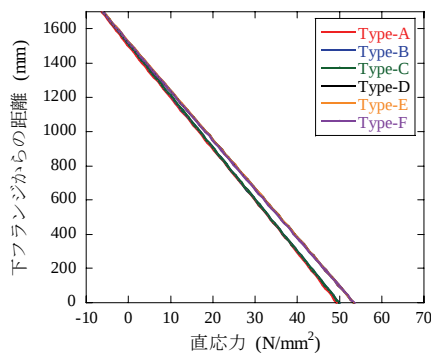


(b) 2062.5mm

図-13 ウェブ内橋軸方向直応力分布
(L 荷重；橋梁Ⅱ G1 桁)



(a) 62.5mm



(b) 2062.5mm

図-14 ウェブ内橋軸方向直応力分布
(L 荷重；橋梁Ⅱ G2 桁)

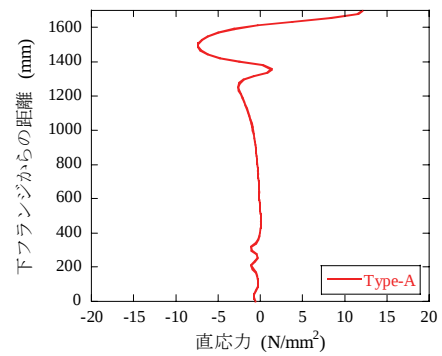
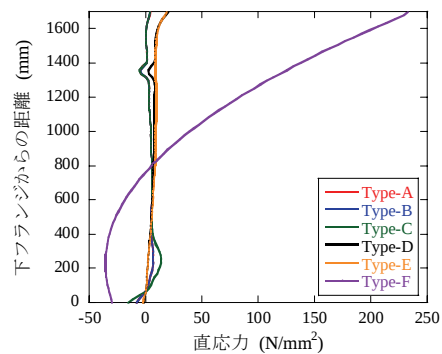
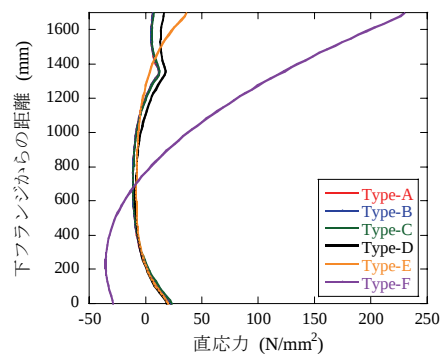


図-15 ウェブ内橋軸方向板曲げ応力分布
(L 荷重；橋梁Ⅱ G1 桁；62.5mm 位置)



(a) 62.5mm



(b) 2062.5mm

図-16 ウェブ内鉛直方向板曲げ応力分布
(風荷重；橋梁Ⅱ G1 桁)

なり，ここでも床版の荷重分配機能が認められる．横桁以外の部材を取り外しても，応力分布にほとんど違いは生じない．最大でも 1N/mm^2 程度の変化である．このことより，線形挙動の範囲では，鉛直荷重に対して，横桁以外は特に機能していないと判断される．

(3) 風荷重の解析結果

図-16 にスパン中央から 62.5mm, 2062.5mm 離れた G1 桁断面におけるウェブの板曲げ応力分布 (板厚中央とウェブ表面での鉛直方向直応力の差) を示

している。

Type-A～Type-C のスパン中央から 62.5mm の断面では横桁位置、Type-A～Type-D ではすべての断面の水平補剛材位置で応力分布に乱れが見られる。横桁、水平補剛材を取り外した橋梁では、それらの設置位置での応力の乱れはなくなっており、横桁、水平補剛材の設置に伴う乱れであることが確認される。

横構や対傾構の設計には風荷重が考慮される。しかしながら、Type-A～Type-C の変形挙動に大きな差はなく、特に横構除去に伴う変化は 1N/mm^2 にも満たず非常に小さい。対傾構の取り外しにより、ウェブ下端で 7.1N/mm^2 の応力変化が生じるが、横桁、水平補剛材の取り外しに伴う応力変化の方が大きい。水平補剛材はウェブの変形を抑制しており、水平補剛材を除去すると、応力分布性状が変わり、ウェブ上端近傍で応力増加が認められる。最も大きな変化は、垂直補剛材の取り外しにより生じ、垂直補剛材をなくした Type-F では、他の橋梁に比して格段に大きな応力が作用している。これは、橋梁 I の結果と符合している。

5. まとめ

本研究では、まず鋼 I 桁の 3 次元 FEM 解析を行う際の要素分割を検討した。要素分割数を変化させると、応力値は理論に沿った変化性状を示すことを確認し、その上で Multimesh Extrapolation 法を適用して離散化に伴う誤差が十分に小さくなる要素分割を見出した。今回採用した手法で離散化誤差は制御可能と考えられるが、こうして得られた要素分割ではかなり細かな要素を使用することになる。今後、この点を踏まえて、さらに検討を加える必要性を感じている。

要素分割の検討結果をもとに、鋼 I 桁橋の 3 次元 FEM 解析を実施し、その変形挙動を考察した。その結果、床版が荷重分配機能を有していること、風荷重には垂直補剛材や水平補剛材が抵抗し得ることなどが判明した。後者では、特に垂直補剛材が非常に大きな役割を果たすとの結果が得られた。設計で

は、これらの部材に風荷重によるウェブの変形抑制を期待しておらず、想定外の役割である。一方で、風荷重を用いて設計する横構や対傾構の役割は明確でない。中でも横構は、取り外しても応力変化がほとんど生じない結果となった。

部材が設計で想定していない役割を担うことで、必ずしも直ちに不都合が生じるわけではない。隠れた安全率となっている場合もあると考えられる。しかしながら、そうした違いを把握しておくこと自体は必要で、例えば、設計の合理化を図る際や既設橋の補修・補強を行う際には非常に有用な情報になり得る。このような観点から、今後さらに検討を続ける予定である。

参考文献

- 1) 長井正嗣：橋梁工学，共立出版，1994.
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.
- 3) 3 次元 FEM 解析の鋼橋設計への適用に関する研究小委員会：3 次元 FEM 解析の鋼橋設計への適用に関する研究小委員会報告書，土木学会鋼構造委員会，2007.
- 4) MSC.visual Nastran, professional, 2003.
- 5) 長井正嗣，吉田康治，藤野陽三：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，構造工学論文集，Vol. 43A, pp. 1141-1151, 1997.
- 6) 日本橋梁建設協会：合成桁の設計例と解説，2005.
- 7) Cook R.D., Malkus D.S. and Plesha M.E.: Concepts and applications of finite element analysis, 3rd Edition. New York, John Wiley & Sons, 1989.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2002.
- 9) 山口栄輝，山本悟，村越潤，高橋実，山下健二：鋼 4 主 I 桁橋の設計計算に関する一考察，構造工学論文集，Vol. 52A, pp. 893-900, 2006.
- 10) 日本橋梁建設協会：合成桁の設計例と解説，1995.

(2007 年 9 月 18 日受付)