

## ハイブリッド桁における曲げ-せん断相互作用とウェブ挙動に関する一考察

Study on moment-shear interaction and behavior of web plates for hybrid girders

大橋和洋\*, 野阪克義\*\*, 奥村学\*\*\*, 伊藤満\*\*\*\*

Kazuhiro Ohashi, Katsuyoshi Nozaka, Manabu Okumura and Mitsuru Ito

\*工修, ジェイアール東海建設(株) (〒453-0014 愛知県名古屋市中村区則武 1-15-7)

\*\*Ph. D., 立命館大学准教授, 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

\*\*\*博(工), 片山ストラテック(株) 技術本部設計部 (〒551-0021 大阪府大阪市大正区南恩加島 6-2-21)

\*\*\*\*工博, 立命館大学名誉教授 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

Hybrid girders have been considered as an economical solution, especially if they are adopted in the performance based design. In this paper, five hybrid girders were tested experimentally to investigate moment-shear interaction and behavior of web panels. In addition, hybrid and homogeneous girders with various web slenderness ratios were tested analytically. Experimental results indicated no significant moment-shear interaction. Shear strength of the experimental tests were reasonably estimated by the nominal strength in LRFD, although those of analytical results were approximately 90% of the nominal strength. Analytical results revealed that yielding of the web panels occurs in different order based on the web slenderness ratio and whether hybrid or homogeneous girders.

*Key Words: LRFD, tension field action, shear strength, hybrid plate girder*

キーワード: 荷重抵抗係数設計法, 斜張力場作用, せん断耐荷力, ハイブリッド桁

## 1. まえがき

構造物の設計法において性能照査型設計法(限界状態設計法など)への改訂が検討されており, 許容応力度設計法では適用が難しかったハイブリッド桁に関する検討<sup>1)~4)</sup>が再び行われてきている。また, 鋼橋の合理化という観点から鋼少数 I 桁橋へのハイブリッド桁の適用も期待される。

我が国では, 過去にハイブリッド桁の耐荷特性, 疲労特性などを検証する試み<sup>5)~7)</sup>は行われており, 施工事例<sup>8)</sup>などもあるが, 普及するまでには至っていない。ハイブリッド桁では, 曲げを受けた場合, フランジより先にウェブが降伏するという特徴があり, 許容応力度設計法が基本となっている現行の道路橋示方書<sup>9)</sup>では, ハイブリッド桁の実橋への適用を難しくしていると思われる。

一方, AASHTO では既に設計基準<sup>10)</sup>に取り入れられ, 実用にも供されており<sup>11)</sup>, ハイブリッド桁を用いて経済的な設計が可能であるという研究結果も発表されている<sup>12, 13)</sup>。ハイブリッド桁の曲げとせん断の相互作用に関しては, 以前の設計基準<sup>14)</sup>では考慮されており, 相互作用の存在を提案する研究成果も<sup>15)</sup>も報告され

ていたが, 最新の研究成果<sup>16)</sup>をもとに 2004 年度版 LRFD<sup>10)</sup>の中で, ハイブリッド桁のせん断耐荷力式にホモジニアス桁のものと同じで, 斜張力場作用を考慮した式を規定し, さらに曲げとせん断の相互作用がないものとした。

著者らは, 曲げ-せん断の相互作用の有無を確認すること, および我が国独自のせん断耐荷力式の提案を目的として, おもにウェブ幅厚比が 150 であるハイブリッド桁についての静的載荷試験を行ってきた<sup>17), 18)</sup>。その結果, フランジの断面積・剛性の斜張力場作用への影響がわずかであること, 顕著な曲げとせん断の相互作用が見受けられないこと, LRFD で規定されているせん断耐荷力式を用いてハイブリッド桁とホモジニアス桁の耐荷力を予測できること, などを確認した。また, 過去に提案されたせん断耐荷力予測式<sup>19)~21)</sup>を参考に, 斜張力場作用は認められるが, 終局強度はおもにウェブの座屈変形により生じる局所的な降伏によって決定されている, との観点からせん断耐荷力予測式を提案した。

しかしながら, 限られたパラメーターでの実験結果であるため, より多くのパラメーターを組み合わせたハイブリッド桁での検証が必要であると考えられる。特に, ウ

表-1 供試体実測寸法

供試体	b	t <sub>f</sub>	D	t <sub>w</sub>	d <sub>o</sub>	L
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
HY-W1	120.0	10.2	539.7	4.3	539.3	2396.8
HY-W2	120.2	10.1	539.0	4.4	539.7	1398.5
HY-W3	120.0	10.0	538.8	4.4	537.7	1068.5
HY-W4	120.3	10.0	539.5	4.4	539.0	798.7
HY-W5	120.2	10.0	539.8	4.4	538.3	538.7

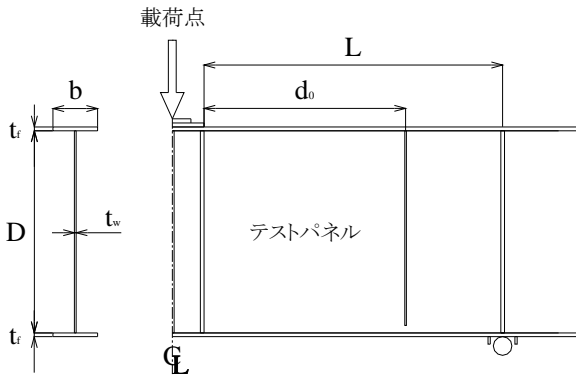


図-1 供試体概略図

ウェブ幅厚比が小さいほうが曲げの影響を受けやすいと予測され、その検証が必要であると考えた。

本研究では、比較的厚肉なウェブ（幅厚比 120）を有する I 型断面桁を用いた静的荷重実験を行い、ハイブリッド桁の耐荷力、曲げとせん断の相互作用、およびウェブの座屈変形について検討した。また、FEM 解析を行い、ハイブリッド桁とホモジニアス桁における、ウェブ幅厚比の違いによるウェブ挙動の違いについて検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 供試体寸法

実験供試体は HY-W1～HY-W5 の 5 体を製作した。供試体実測寸法を表-1、供試体概略図を図-1 に示す。各供試体は、ウェブとフランジの断面積比  $A_f/A_w=1$ 、テストパネルのアスペクト比  $d_o/D=1.0$ 、フランジ幅厚比  $b/2t_f=6.0$ 、ウェブ幅厚比  $D/t_w=120$  となるように設計し、フランジに SM570 材、ウェブに SS400 材を用いたハイブリッド桁である。

テストパネルは図-1 に示すように荷重点の右側だけに設け、テストパネル以外の部分では垂直補剛材間隔を狭め、予測耐荷力までせん断座屈を起こさないように設計した。

曲げとせん断の相互作用、およびウェブの座屈変形と斜張力場作用について検討するため、ウェブ幅厚比を比較的小さくし、せん断座屈に比べ早期にウェブ降伏が生じるように設計した。ここで、 $D/t_w=120$  というのは LRFD に規定される幅厚比制限値以内であり、水平補剛材の無い、SM570 を使用した場合の日本の道路橋

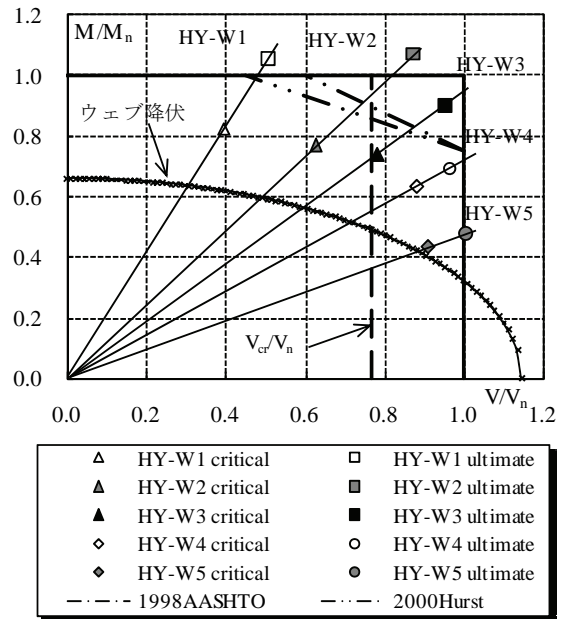


図-2 曲げ-せん断相関図

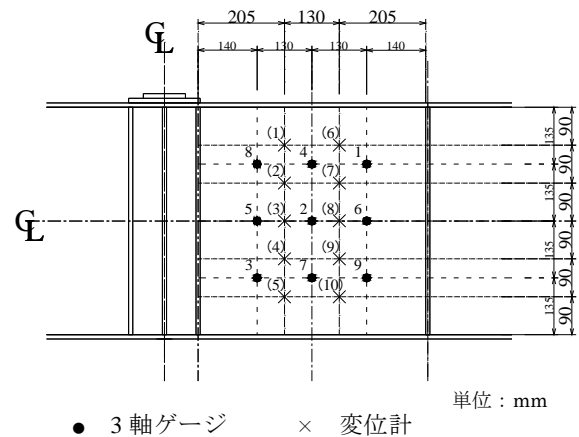


図-3 ゲージおよび変位計位置

示方書で規定されているウェブの最小幅厚比  $D/t_w=110$  のホモジニアス桁と比べて、ウェブ厚がおなじであれば同等以上の曲げ強度を得られるものとして決定した。

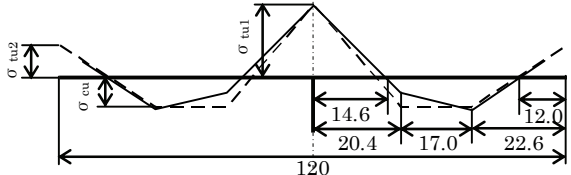
供試体スパン  $L$  については、曲げとせん断の相互作用を調べるため、表-1 に示すように各供試体のスパンを変化させ、図-2 の供試体荷重経路をたどるように決定した。図中、縦軸はモーメント、横軸はせん断力をそれぞれ LRFD で規定されている公称曲げ強度  $M_n$ 、公称せん断強度  $V_n$  で無次元化したものである。 $M_n$ 、 $V_n$  の算出式は付録に記述した。本実験供試体において、HY-W1 が最も曲げが卓越している供試体であり、1～5 の順にせん断卓越の供試体へと変化する。

### 2.2 実験方法

供試体の荷重形式は、単純ばり中央一点荷重とした。荷重は、計算降伏荷重付近までは、荷重をほぼ等

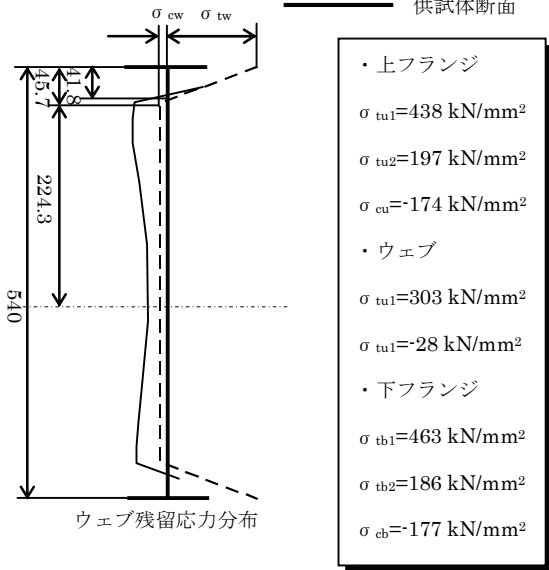
表-2 引張試験結果

	鋼材	板厚 t (mm)	断面幅 b (mm)	降伏応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_y/\sigma_u$	降伏ひずみ $\epsilon_y$ ( $\times 10^{-6}$ )	ひずみ硬化 ひずみ $\epsilon_{st}$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\epsilon_{st}/\epsilon_y$	ポアソン比 $\mu$	弾性係数 E (kN/mm <sup>2</sup> )
Web	SS400	4.84	25.09	303.4	399.6	0.76	1,610	10,881	6.76	0.28	188.7
Flange	SM570	10.09	25.02	508.1	609.5	0.83	2,456	24,073	9.80	0.25	206.7



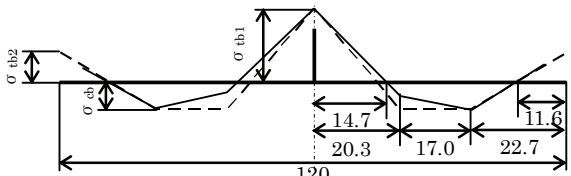
上フランジ残留応力分布

— 残留応力実験値  
 - - - 残留応力モデル化  
 — 供試体断面



ウェブ残留応力分布

・上フランジ  
 $\sigma_{tu1}=438 \text{ kN/mm}^2$   
 $\sigma_{tu2}=197 \text{ kN/mm}^2$   
 $\sigma_{cu}=-174 \text{ kN/mm}^2$   
 ・ウェブ  
 $\sigma_{tu1}=303 \text{ kN/mm}^2$   
 $\sigma_{tu2}=28 \text{ kN/mm}^2$   
 ・下フランジ  
 $\sigma_{tb1}=463 \text{ kN/mm}^2$   
 $\sigma_{tb2}=186 \text{ kN/mm}^2$   
 $\sigma_{cb}=-177 \text{ kN/mm}^2$



下フランジ残留応力分布

図-4 実験供試体残留応力分布

間隔で増加させる荷重制御で行い、その後は変位制御で行った。供試体中央下側に設置した変位計により、载荷中のたわみを測定した。

図-3 にひずみゲージ、変位計位置を示す。载荷時のウェブ挙動を検討するため、図-3 の●印で示す位置(1~9)の表(F)と裏(B)に3軸ゲージを貼り付け、×印で示す位置(1~10)に変位計を取り付けた。

### 2.3 実験結果および考察

#### (1) 引張試験結果および残留応力測定結果

供試体寸法決定に先立ち、使用鋼材の引張試験を行った。JIS規格5号試験片<sup>22)</sup>をフランジ(材質SM570,

表-3 座屈時および終局時のせん断力

供試体	$V_{cr\_ex}$	$V_u$	$V_n$	$V_{cr\_ex}/V_n$	$V_u/V_n$
	kN	kN	kN		
HY-W1	142	181	358	0.40	0.51
HY-W2	225	313	358	0.63	0.87
HY-W3	281	343	359	0.78	0.95
HY-W4	323	353	366	0.88	0.97
HY-W5	328	363	360	0.91	1.01

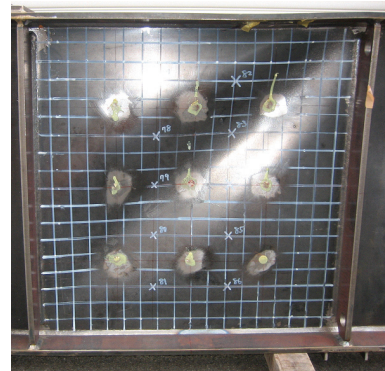


図-5 HY-W5 荷試験後のウェブ座屈変形

板厚 10mm)とウェブ(材質 SS400, 板厚 4.5mm)の鋼材各3本製作し、引張試験を行った結果の平均値を表-2に示す。引張試験より得られた降伏応力を用いて供試体寸法を決定した。

残留応力測定供試体は、供試体 HY-W5 を長さ 1300mm 余分に製作し、供試体製作後に切断したものである。残留応力測定方式としては、機械的分割法による応力解放方式を採用した。残留応力の計測値とともに、ウェブ、上フランジ、下フランジそれぞれの部材内力が自己釣合いを保つよう修正し、モデル化したものを図-4に示す。

#### (2) 耐荷力および曲げとせん断の相互作用

表-3 にウェブ座屈時および終局時のせん断力(V)を示す。表中の添え字 cr\_ex, u はそれぞれ、実験で得られた座屈強度、終局強度を示す。前述の図-2 に座屈時と終局時の強度をプロットした。図中、critical, ultimate はそれぞれ、座屈強度、終局強度を示す。最大モーメントとしては、テストパネル内で変化するため、最大のモーメント値を用いた。

座屈強度は、変位計により計測されたウェブの面外変形や、3軸ゲージにより計測されたひずみを用いて算出した。しかしながら、初期変形があるために座屈荷

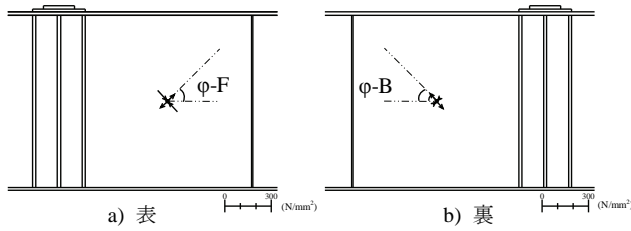


図-6 降伏前の主応力図 ( $V/V_n=0.42$ )

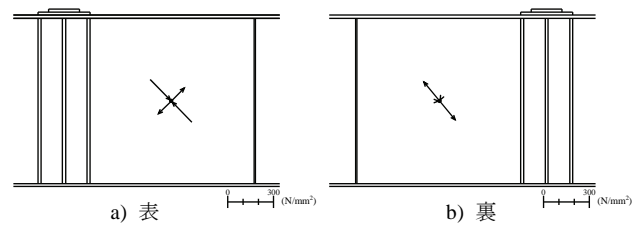


図-7 表側降伏直前の主応力図 ( $V/V_n=0.75$ )

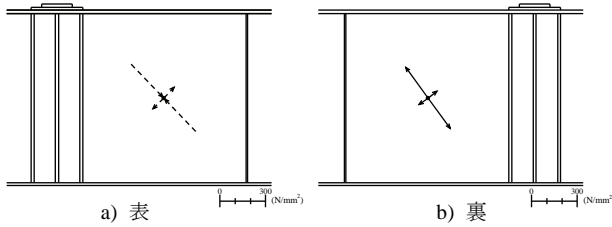


図-8 座屈時の主応力図 ( $V/V_n=0.91$ )

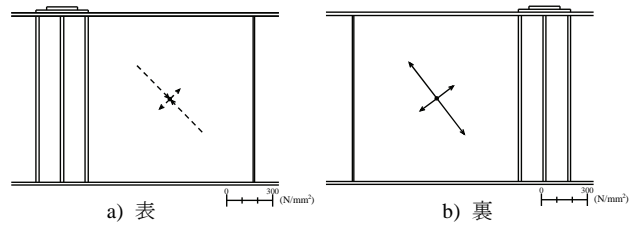


図-9 裏側降伏直前の主応力図 ( $V/V_n=0.95$ )

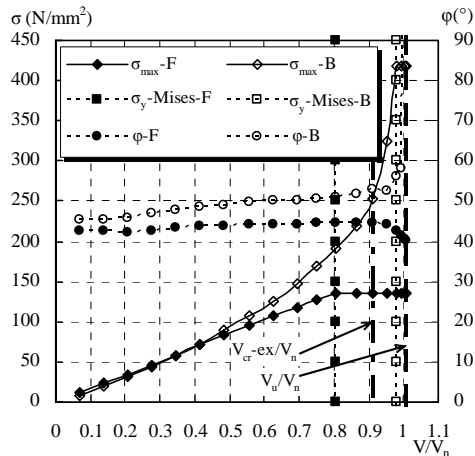


図-10 最大主応力と最大主ひずみ方向の変化

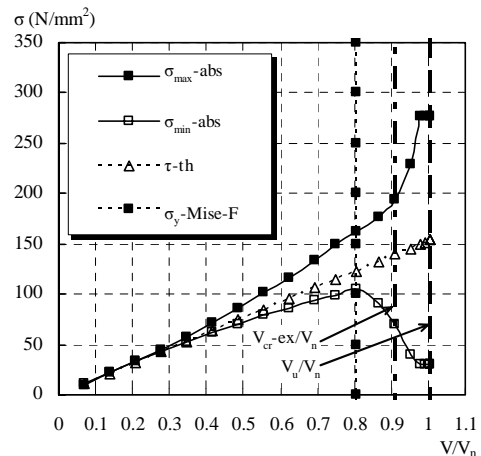


図-11 主応力平均値の変化

重を判断することは難しく、ここに示す値は参考値であることを注記しておく。

太線は曲げとせん断の相互作用がないものとした現行のLRFDによる予測耐荷力、一点鎖線、二点鎖線はそれぞれ、曲げとせん断の相互作用があるとした1998AASHTO<sup>14)</sup>、2000Hurst<sup>15)</sup>の予測耐荷力曲線である。

終局強度が、曲げとせん断の相互作用が無いものとした現行のLRFD予測値以下となったものはHY-W3とHY-W4であり、その差は約3~5%である。HY-W3は曲げとせん断両方が卓越した供試体であるが、曲げとせん断の相互作用があるとした1998AASHTO、2000Hurstの予測値を大幅に上回った。

過去のウェブ幅厚比150のハイブリッド桁に対する実験結果においては、実験値は現行のLRFD予測値の90%程度という結果が得られており、今回の実験結果ではウェブ幅厚比120のほうが予測値との整合性が良い結果となった。一方、曲げとせん断の相互作用に

関しては、ウェブ幅厚比150の供試体と同様、顕著な相互作用は確認できなかった。

### (3) ウェブの座屈変形と斜張力場作用

斜張力場作用とせん断座屈による座屈変形について検討するため、せん断卓越の供試体であるHY-W5に着目する。以降、ウェブの座屈波形に関する考察を行うが、HY-W5はせん断座屈による面外変形が、図-1のように見て、裏側に凸の供試体であった。

HY-W5のテストパネル中央における応力状態の変化を確認するため、図-3に示す計測点2に貼り付けられた3軸ゲージの値から求められる応力を用いて、図-6~9に主応力図を描いた。図中、a)は表側、b)は裏側における主応力図を示す。主応力は、計測点に向かう矢印が圧縮応力、外に向かう矢印が引張応力を示し、点線はvon Misesの降伏条件により降伏したと判断されたことを示す。

図-6~9はそれぞれ、ウェブ降伏前、表側のみ降

伏する直前、座屈時、裏側が降伏する直前の主応力図を示す。

図-6 を見てわかるように、テストパネル中央が降伏する前は、表側と裏側でほぼ同じような主応力状態である。しかし、図-7 に示すように、表側が降伏する辺りから、裏側の圧縮応力が減少し始め、図-8 の座屈をする頃には裏側の圧縮応力が引張応力に変化しているのが確認できる。さらに、図-9 の裏側も降伏する頃には、座屈変形の進展により引張応力が増加しているのが確認できる。

図-10 に計測点 2 (図-3) における HY-W5 の最大主応力 ( $\sigma_{max}$ ) および最大主ひずみの水平方向に対する傾き (図-6 中の  $\phi$ -F および  $\phi$ -B) の変化を示す。図中、F はテストパネル表側、B は裏側に貼り付けた 3 軸ゲージより得られたデータを示し、 $\sigma_y$ -Mises はゲージの値より算出された相当応力が降伏応力度に達した時点を示す。なお、それぞれの相当応力が降伏応力度に達した後は、ひずみ値からの弾性計算では相当応力が求められないため、最大主応力を一定としてプロットしている。

図-10 より、载荷直後の最大主応力は表側と裏側で同じ挙動を示すが、载荷が進むにつれて面外変形が凸である裏側の最大主応力は増加しているのが分かる。さらに、表側と裏側では相当応力が降伏する時期に違いがあり、ウェブ表面での面外変形による降伏が先行していたものと考えられる。本実験供試体はウェブが比較的厚肉であり、板厚方向のひずみの変化が大きく、ウェブに低強度鋼を用いたハイブリッド桁のために局所的な降伏が生じたのではないかと考えられる。

最大主ひずみ方向は、ウェブ片側が降伏するまで表側と裏側でほぼ同じ挙動を示し、ほとんど変化していない。そこで、図-11 に同じ計測点 2 における表側と裏側の最大主応力 (引張応力、 $\sigma_{max}$ ) および最小主応力 (圧縮応力、 $\sigma_{min}$ ) の平均値 (すなわち板厚中心の値) の絶対値を示す。図中、 $\tau$ -th は中立軸上のせん断応力の理論値 (=せん断力/ウェブ断面積) を示す。

図-11 より、ウェブ片側が降伏するまでは、板厚中心においてはほぼ理論値と一致していることがわかる。一方、斜張力場作用が対角線方向 (45 度) に発達すると仮定すると、図-10 においてせん断座屈後に最大主ひずみの方向が 45 度より大きく変化しており、明確な斜張力場作用は確認できない。

以上より、本実験で用いたウェブ幅厚比においては、ウェブが座屈変形 (面外変形) により局所的に降伏し、なおかつ座屈荷重が終局荷重に近いこともあり、明確な斜張力場作用が計測できなかったことがわかる。著者らが行ったウェブ幅厚比 150 のハイブリッド桁実験の結果と比較すると、ウェブの面外変形の影響は厚肉になるほど顕著になると考えられ、今後、斜張力場作用による後座屈強度が明確に現れるウェブ幅厚比の検

表-4 解析モデル寸法

供試体	b	t <sub>f</sub>	D	t <sub>w</sub>	d <sub>o</sub>	L
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
HY-W110	120.0	10.0	495.0	4.5	495.0	760.0
HY-W120	120.0	10.0	540.0	4.5	540.0	800.0
HY-W130	132.0	11.0	585.0	4.5	585.0	980.0
HY-W140	132.0	11.0	630.0	4.5	630.0	1020.0
HY-W150	132.0	11.0	675.0	4.5	675.0	1060.0
HO-W110	120.0	10.0	495.0	4.5	495.0	550.0
HO-W120	120.0	10.0	540.0	4.5	540.0	580.0
HO-W130	132.0	11.0	585.0	4.5	585.0	690.0
HO-W140	132.0	11.0	630.0	4.5	630.0	710.0
HO-W150	132.0	11.0	675.0	4.5	675.0	730.0

討が必要と考えられる。

### 3. ウェブ挙動に関する解析的検討

本研究で行った载荷試験においては、ウェブの両面にひずみゲージを貼り付け、ウェブ座屈後の挙動を検討した。せん断座屈変形によりウェブの表側、裏側の挙動が異なることが確認された。そこで、ウェブの座屈挙動は幅厚比によって異なると考えられるため、ウェブ幅厚比を変化させたハイブリッド桁およびホモジニアス桁について有限要素 (FEM) 解析を行った。FEM 解析には、汎用非線形構造解析プログラム MARC<sup>23)</sup> を使用した。

以下、主にせん断力によるウェブ変形への影響のみに限定して検討を行った。曲げによるハイブリッド桁およびホモジニアス桁のウェブ変形については、既往の研究<sup>24)</sup> で検討しているのでそちらを参考にしたい。

#### 3.1 解析モデル概要

解析モデルは、表-4 に示す寸法を基に作成した。ウェブとフランジの断面積比  $A_f/A_w \approx 1$ 、テストパネルのアスペクト比  $d_o/D=1.0$ 、フランジ幅厚比  $b/2t_f=6.0$  となるように設計し、ウェブ幅厚比を  $D/t_w=110 \sim 150$  の範囲で変化させた。また、ウェブ幅厚比の違いによるウェブ挙動の変化について比較検討するために、供試体スパン  $L$  を変化させ、全てのモデルが同じせん断卓越の载荷経路 (実験供試体 HY-W4 と同じ载荷経路) を通るように設計した。実験供試体において最もせん断が卓越していた供試体 HY-W5 と同じ载荷経路を用いたためであるが、幅厚比によってはスパンが制限され実現できないために HY-W4 を選択した。幅厚比間の比較であり問題ないと判断した。

ハイブリッド桁モデルとして、フランジに SM570、ウェブに SS400 を用いた HY-W シリーズ (5 本)、ホモジニアス桁モデルとしてフランジとウェブに SM570 を用いた HO-W シリーズ (5 本) の計 10 モデルを作成した。

SS400 (4.5mm) 材、SM570 (10mm) 材の鋼材特性は、表-2 の引張試験結果を基に、図-12 に示す 4 直線近似



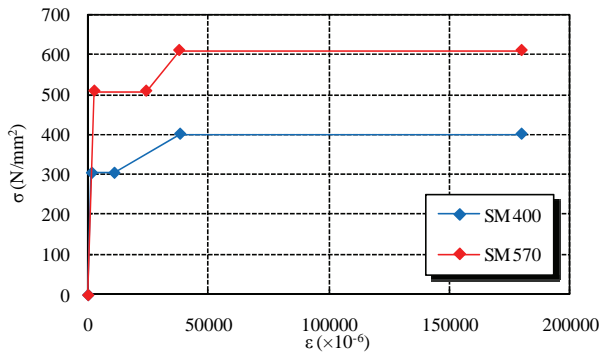


図-12 解析に用いた応力-ひずみ近似曲線

した応力-ひずみ曲線を採用した。また、HO-W シリーズを作成する際、フランジとウェブの降伏比が 1.0 となるように、SM570 材の鋼材特性については板厚に関係なく全て SM570(10mm)材の鋼材特性を用いた。

全てのモデルには、初期変形としてウェブの初期面外たわみの最大値が、道路橋示方書の制限値(D/250)の半分 D/500 となる正弦波波形を、ウェブ中央が最大となるようテストパネルに与えた。予備解析において、D/500 の場合とあまり結果に差が生じないことを確認したことを注記しておく。残留応力は、図-4 に示すモデル化した残留応力分布を全ての解析モデルに適用した。

要素分割は、予備解析の結果より、1 要素がおおよそ 20mm×20mm の正方形となるように各部材を分割することとした。全ての要素には 4 節点シェル要素(要素番号 75)を用い、要素厚さ方向の層数(Layer 数)は MARC 解析マニュアルが推奨する 7 層に設定した。なお、使用した要素では厚さ方向のせん断の影響も考慮されている。

本解析の境界条件は、実験で行った拘束条件と同様にするため、支点、載荷点、横補剛位置に対して次の 4 種類の拘束条件、および強制変位を与えた。①横補剛：横倒れを防止するため、実験供試体に設けた横補剛と同じ位置のウェブとフランジの接合節点に、橋軸直角方向の変位に対する拘束、②可動支点：支点位置において、全ての下フランジ節点の鉛直方向変位を拘束、③回転支点：支点位置において、全ての下フランジ節点の鉛直方向及び橋軸方向変位を拘束、④載荷点：ウェブとフランジの接合節点に橋軸直角方向変位の拘束、および解析モデル中央(載荷点)の全ての上フランジ節点に対して鉛直下向き強制変位。

### 3.2 解析結果および考察

#### (1) 座屈強度および終局強度

表-5 にウェブ座屈時および終局時のせん断力(V)を示す。表中の添え字\_th は理論値(LRFD で規定されている公称強度)を示し、\_an は解析結果より算出された値を示す。

表-5 解析結果

供試体	$V_{u\_an}$ (kN)	$V_{cr\_an}$ (kN)	$V_{u\_an}/V_n$	$V_{cr\_an}/V_n$	$V_{cr\_th}/V_n$	$V_{cr\_an}/V_{cr\_th}$
HY-W110	321.9	289.1	0.89	0.80	0.88	0.90
HY-W120	331.9	257.9	0.88	0.68	0.80	0.85
HY-W130	343.2	227.3	0.88	0.58	0.72	0.81
HY-W140	356.3	178.0	0.88	0.44	0.64	0.69
HY-W150	371.8	165.8	0.88	0.39	0.58	0.68
HO-W110	485.3	300.6	0.92	0.57	0.62	0.91
HO-W120	500.5	254.4	0.90	0.46	0.55	0.84
HO-W130	524.0	206.2	0.90	0.35	0.48	0.74
HO-W140	546.8	159.7	0.89	0.26	0.42	0.62
HO-W150	549.9	135.7	0.86	0.21	0.38	0.56

表-6 各 Layer の Mises 相当応力降伏時期(V/Vn)

供試体	Layer 1	Layer 4	Layer 7
HY-W110	0.90	0.98	1.00
HY-W120	0.86	0.97	0.98
HY-W130	0.81	0.95	0.94
HY-W140	0.76	0.94	0.91
HY-W150	0.75	0.93	0.89
HO-W110	0.76	0.96	0.94
HO-W120	0.74	0.95	0.91
HO-W130	0.69	0.95	0.87
HO-W140	0.69	0.94	0.86
HO-W150	0.68	0.96	0.85

解析モデル HY-W120 は実験供試体 HY-W4 とほぼ同じであるが、両者の無次元化耐荷力はそれぞれ 0.88, 0.97 となり 10% 程度異なる結果となった。解析モデルにおいて境界条件を変化させて解析を行ったところ耐荷力の変化が見られた。実験供試体と解析モデルとの境界条件の微妙な違いも原因と考えられるが、ここでは、安全側の解析結果となり、解析モデルの境界条件を統一するために前節で述べたとおりの境界条件を採用した。

表-5 より、ウェブ幅厚比の違いによるせん断座屈強度を比較すると、HY-W シリーズ、HO-W シリーズともに、理論値を下回る結果であり、さらにウェブ幅厚比が大きくなるほど、その差が大きくなっていることがわかる。この原因については未だ確認できていないが、前述の通り解析(実験)結果より座屈強度を読み取ることは非常に難しく、この点も影響しているものと考えられる。

せん断終局強度に関しても、全てのモデルにおいて、解析値が理論値を下回る結果であった。ハイブリッド桁とホモジニアス桁で比較すると、ハイブリッド桁の解析結果はウェブ幅厚比に関係なく理論値をおおよそ 12% 下回っているのに対し、ホモジニアス桁では、ウェブ幅厚比が大きくなるほどその差異が大きくなるという結果となった。

#### (2) ウェブの座屈変形と斜張力場作用

テストパネル中央における応力状態の変化を確認す

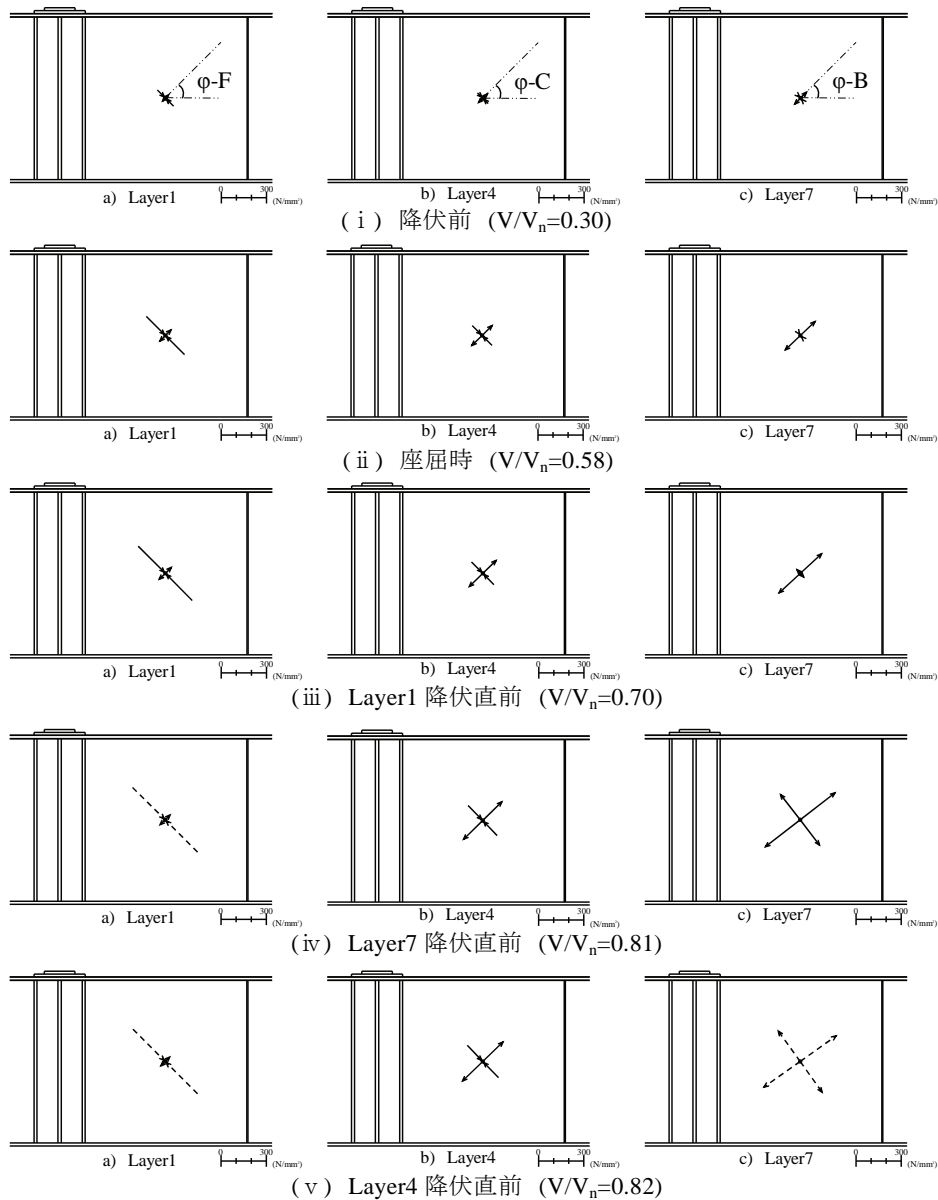


図-13 HY-W130 主応力分布図

るため、図-13にHY-W130の主応力図を描いた。図中、(i)、(ii)、(iii)、(iv)、(v)はそれぞれ、ウェブ降伏前、座屈時、Layer1降伏直前、Layer7降伏直前、Layer4降伏直前の主応力図を示す。ここで、Layer1、4、7はそれぞれ、ウェブ表側、ウェブ板厚中心、ウェブ裏側のデータであることを示す。全てのモデルにおいて、応力状態の変化は、ほぼ同じような挙動を示したため、全ての主応力分布図を載せることは省略する。なお、全てのモデルにおいて、座屈による面外変形は裏側に凸となっていた。例として、HY-W130におけるテストパネルの面外変形の様子を図-14に示す。図-14では面外変形(手前が正)のコンター図が描かれており、濃い青色(-4.11mm)から黄色(2.699m)までの変形が10段階で表現されている。

図-13を見てわかるように、荷重開始から、徐々に面

外変形が凸である裏側のLayer7の主応力が、最大主応力、最小主応力ともに引張方向に増加し始め、座屈を過ぎた辺りから、各Layerが降伏を開始するまでに、急激な引張応力が発達しているのがわかる。また、テストパネルの板厚中心であるLayer4の主応力は、斜張力が作用すると考えられるパネル対角線方向に引張応力、それと直交する方向には圧縮応力が確認できた。

図-15には例として、HY-W130のテストパネル中央における最大主応力( $\sigma_{max}$ )の変化を示す。図-15より、座屈付近から面外変形が凸である裏側の最大主応力が急激に増加し、表側の最大主応力はほぼ一定となっていることがわかる。このように、解析結果からでも座屈変形によるウェブの面内方向の応力分布の違いが確認できたため、各計測位置(表側、中心、裏側)にお

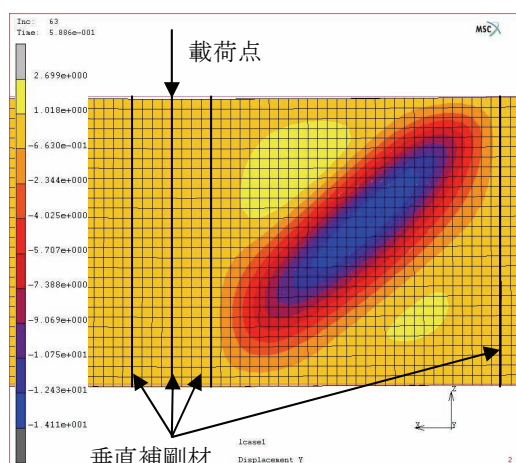


図-14 HY-W130 の終局時ウェブ面外変形

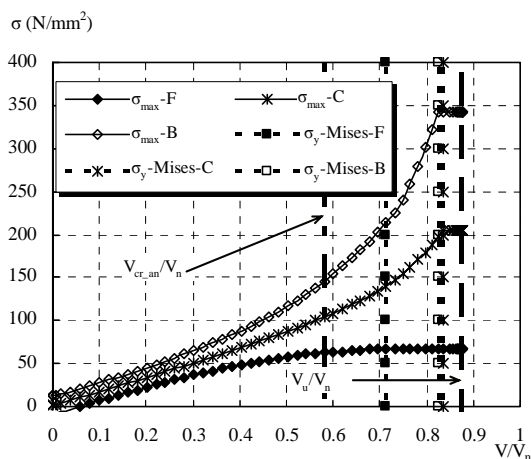


図-15 最大主応力の変化(HY-W130)

いて相当応力が降伏する時期を比較した結果を表-6に示す。

表-6はテストパネル中央節点における各 Layer の相当応力が降伏したと判断されたせん断力を、終局強度で無次元化したものである。表より、同じウェブ幅厚比であれば HO-W シリーズの方が、同じシリーズであればウェブ幅厚比が大きい方がテストパネル表面(Layer1, Layer7)の値が小さく、終局強度に対して降伏時期が早いことがわかる。

斜張力場作用による応力はウェブ板厚方向に一定に作用すると考えれば、ウェブパネルの外側が降伏した後に、中心が斜張力場応力によって降伏し、終局荷重に達するはずである。この点を考慮すると、ハイブリッド桁(HY-W シリーズ)においてはウェブ幅厚比が 130 程度までは斜張力場作用の影響よりも、ウェブ面外変形による影響が大きいと推測される。一方、ホモジニアス桁(HO-W シリーズ)においては、全ての幅厚比においてウェブ板厚中心位置が最後に降伏しており、斜張力場の影響が顕著であったと推測される。

以上より、本解析結果においては、ウェブパネルは面外変形による降伏が先行しており、座屈変形が降伏時期に与える影響が大きいことがわかった。また、板厚中心が降伏する時期は、ウェブ幅厚比やハイブリッド桁かホモジニアス桁であるか応じて変化していることが分かった。

#### 4. あとがき

本研究では比較的厚肉なウェブを有するI型断面桁を用いた静的荷重実験を行い、曲げ-せん断の相互作用およびウェブの挙動に関して検討を行った。さらに、ウェブ幅厚比を変化させたハイブリッド桁とホモジニアス桁モデルを用いて FEM 解析を行い、ウェブ幅厚比の違いによるウェブ挙動の変化について検討した。

本研究で検討した項目に関する主な結論としては以

下に示す通りである。

- ① ウェブ幅厚比 120 である本実験供試体のせん断強度は現行の LRFD 予測値とほぼ一致していたが、解析結果は既往の実験供試体(ウェブ幅厚比 150)と同様に予測値の 90%程度となった。
- ② 実験結果は顕著な曲げ-せん断の相互作用を示さなかった。
- ③ 実験結果より、ウェブ幅厚比 120 の供試体においては、ウェブは最初に面外変形により降伏しており、明確な斜張力場作用は存在していない。
- ④ 解析結果から、ウェブ幅厚比に関係なく、ウェブパネルは座屈による面外変形によって局所的な降伏が生じる。
- ⑤ ハイブリッド桁においてはウェブ幅厚比が 130 程度までは斜張力場作用の影響よりも、ウェブ面外変形による影響が大きいと推測されるが、ホモジニアス桁においては、ウェブ幅厚比 110 においても斜張力場作用が顕著になると推測される。
- ⑥ 斜張力場作用が顕著になる時期は、ウェブ幅厚比やハイブリッド桁かホモジニアス桁であるかに応じて変化していることが分かった。

今後、ウェブ幅厚比やアスペクト比を含むさらに多くのパラメータを変化させた場合の曲げ-せん断相互作用関係に関して検討する必要がある。

#### 付録

##### 1) LRFD で規定されている公称曲げ強度 $M_n$

LRFD における公称曲げ強度は、ある一定値以上のウェブ幅厚比を有する桁に対しては局部座屈抵抗、または横ねじれ座屈抵抗によって制限されるものとし、それぞれを求めた後、小さい値を採用するものとしている。なお、これらの式はフランジ応力の形で表記されているため、公称曲げ強度  $M_n$  は局部座屈抵抗、横ねじれ座屈抵抗に断面係数を乗じて



算出した。主な断面所領に関する変数は図-1 を参照のこと。

局部座屈抵抗:

$\lambda_f \leq \lambda_{pf}$  ならば,

$$F_{nc-1} = R_b R_h F_{yc} \quad (A-1)$$

その他の場合には,

$$F_{nc-1} = \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left( \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \quad (A-2)$$

ここで,

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad (A-3)$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (A-4)$$

$$\lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (A-5)$$

である。

また,  $F_{yc}$ : 圧縮フランジの降伏応力,  $F_{yw}$ : ウェブの降伏応力,  $F_{yr}$ :  $0.7 F_{yc}$  か  $F_{yw}$  の小さい方, かつ  $0.5 F_{yc}$  より大きいもの, である。  $R_h$  と  $R_b$  は, それぞれ, ハイブリッド係数, ウェブ低減係数と呼ばれ, 以下の式で与えられる。

$$R_h = \frac{12 + \frac{2D_c t_w}{b_{fc} \times t_{fc}} \left[ 3 \frac{F_{yw}}{F_{yc}} - \left( \frac{F_{yw}}{F_{yc}} \right)^3 \right]}{12 + 2 \frac{2D_c t_w}{b_{fc} \times t_{fc}}} \quad (A-6)$$

$$R_b = 1 - \left( \frac{2D_c t_w / b_{fc} t_{fc}}{1200 + 600D_c t_w / b_{fc} t_{fc}} \right) \left( \frac{2D_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \right) \quad (A-7)$$

ハイブリッド係数はウェブの先行降伏の影響を, ウェブ低減係数はウェブの曲げ座屈による有効断面の減少を考慮するための係数である。

横ねじれ座屈抵抗:

$L_b \leq L_p$  ならば,

$$F_{nc-t} = R_b R_h F_{yc} \quad (A-8)$$

$L_p < L_b < L_r$  ならば,

$$F_{nc-t} = C_b \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (A-9)$$

$L_b > L_r$  ならば,

$$F_{nc-t} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (A-10)$$

ここで,

$L_b$  : 固定点間距離 (= 横補剛間隔)

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (A-11)$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad (A-12)$$

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left( \frac{f_1}{f_2} \right) + 0.3 \left( \frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (A-13)$$

(モーメント勾配修正係数)

$$F_{cr} = \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left( \frac{L_b}{r_t} \right)^2} \quad (A-14)$$

$$r_t = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_f t_f} \right)}} \quad (A-15)$$

また,  $D_c$ : 弾性範囲での圧縮側ウェブ高,  $f_2$ : フランジ補剛間隔のどちらか一方の端における、横曲げを考慮しない最も大きな圧縮応力(すなわちフランジの圧縮応力),  $f_0$ :  $f_2$  に対応するものと反対側の補剛点における横曲げを考慮しない応力,  $f_{mid}$ : 考慮中のフランジ補剛間隔の中間における横曲げを考慮しない応力,  $f_1$ : 次式で与えられる値。

$$f_1 = 2f_{mid} - f_2 \geq f_0 \quad (A-16)$$

## 2) LRFD で規定されている公称せん断強度 $V_n$

LRFD では, 補剛された平板桁の内部パネルのせん断耐荷力は, 一定の条件の下でウェブのせん断座屈強度と後座屈強度を足し合わせたものとしてよいと規定している。 LRFD で規定されているせん断耐荷力式は, 1961 年 Basler<sup>13)</sup> が提案した理論を基にしたものである。

水平補剛材がなく, アスペクト比が 3.0 を超えない間隔で垂直補剛材が配置されている内部パネルにおいては, 式(1.3.17)を満たすホモニアス桁およびハイブリッド桁のせん断耐荷力式は式(1.3.24)を用い, それ

以外の場合は式(1.3.25)を用いるよう規定されている。  
外部パネルのせん断耐荷力式はウェブのせん断座屈強度を制限値とし、式(1.3.18)を用いるよう規定されている。

$$\frac{(b_{fc} t_{fc} + b_{ft} t_{ft})}{Dt_w} \geq 0.8 \quad (A-17)$$

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right] \quad (A-18)$$

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2 + \left(\frac{d_o}{D}\right)}} \right] \quad (A-19)$$

ここで、 $b_{fc}$ :圧縮側フランジ幅、 $t_{fc}$ :圧縮側フランジ厚、 $b_{ft}$ :引張側フランジ幅、 $t_{ft}$ :引張側フランジ厚、 $d_o$ :垂直補剛材間隔、 $V_p$ :塑性せん断強度、 $C$ :せん断座屈応力とせん断降伏応力である。

$V_p$ ,  $C$ については、以下のように求められる。

$V_p$ :

$$V_p = \frac{F_{yw}}{\sqrt{3}} Dt_w \quad (A-20)$$

$C$ :

$$\frac{D}{t_w} < 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ の時} \quad C = 1.0 \quad (A-21)$$

$$1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ の時} \quad C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (A-22)$$

$$\frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ の時}$$

$$C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) \quad (A-23)$$

$k$  はせん断座屈係数であり、次式で求められる。

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} \quad (A-24)$$

#### 参考文献

- 1) 利根川太郎, 浦野友樹, 杉浦那征, 山口隆司, 渡邊英一, 中村雅樹: 高機能鋼材を用いた合成ハイブリッド箱桁の正曲げ耐荷特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.3, pp.643-655, 2006.
- 2) 利根川太郎, 山口隆司, 杉浦那征, 渡邊英一: 薄肉少補剛ウェブ合成ハイブリッド箱桁の正曲げ終局強度に関する解析的研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.2, pp.300-311, 2006.
- 3) 日本鋼構造協会: 限界状態設計法に基づいたハイブリッド桁の設計基準(案), JSSC テクニカルレポート, No.53, 2002.
- 4) 日本鋼構造協会: 合成桁の限界状態設計法試案, JSSC テクニカルレポート, No.70, 2006.
- 5) 國広哲男, 古庄通隆: ハイブリッドゲッターその力学的挙動と経済性一, 橋梁と基礎, pp. 1-8, 1974.
- 6) 井上啓一: ハイブリッドげた, 土木技術資料 17-7, pp.353-356, 1975.
- 7) 前田幸雄, 石橋正夫, 川井豊: 薄肉ハイブリッドガーダーの疲労強度に関する研究, 川崎製鉄技報, Vol.6, No.1, 1974.
- 8) 久保源三, 石橋正夫, 大方茂: ハイブリッドビームの実橋への適用一その経済性と新井橋の架設一, 川崎製鉄技報, Vol.6, No.2, 1975.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, 2002.
- 10) American Association of State Highway and Transportation Officials: LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Edition, AASHTO, Washington, D.C., 2004.
- 11) U.S. Department of Transportation: High Performance Steel Designers' Guide, second edition, 2002.
- 12) Clingenpeel, B. F. and Barth, K. E.: Design Optimization Study of a Three-Span Continuous Bridge Using HPS70W, Engineering Journal,

- AISC, Vol.40, No.3, pp. 149-158, 2003.
- 13) Barker, M. G. and Schrage, S. D.: High-Performance Steel Bridge Design and Cost Comparisons, Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board 1740, pp. 33-39, 2000.
  - 14) American Association of State Highway and Transportation Officials: LRFD Bridge Design Specifications, 2nd Edition, AASHTO, Washington, D.C., 1998.
  - 15) Barker, M. G., Hurst A. M. and White, D. W.: Tension Field Action in Hybrid Steel Girders, Engineering Journal, AISC, Vol. 39, No. 1, pp.52-62, 2002.
  - 16) Azizinamini, A., Hash, B., Yakel, A. J. and Farimani, R.: Shear Capacity of Hybrid Plate Girders, Journal of Bridge Engineering, Vol. 12, No. 5, pp.535-543, 2007.
  - 17) 前田亮太, 野村昌孝, 野阪克義, 奥村学, 伊藤満: ハイブリッド桁の斜張力場作用を考慮したせん断耐荷力に関する研究, 構造工学論文集 Vol.53A, pp. 97-108, 2007.
  - 18) 竹谷純一, 野阪克義, 奥村学, 伊藤満: 曲げ-せん断組み合わせ荷重を受けるハイブリッド桁のせん断耐荷力性状に関する一考察, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.530-541, 2008.
  - 19) Basler, K.: Strength of Plate Girders in Shear, J. Structural Division, ASCE, Vol. 87, ST7, pp.151-180, 1961.
  - 20) Basler, K.: Strength of Plate Girders under Combined Moment and Shear, J. Structural Division, ASCE, Vol. 87, ST7, pp.181-197, 1963.
  - 21) Porter, D. M., Rockey, K. C. and Evans, H. R.: The Collapse Behavior of Plate Girders Loaded in Shear, The Structural Engineering, Vol. 53, No. 8, pp.313-325, 1975.
  - 22) 日本規格協会: JIS ハンドブック 鉄鋼 I II, 2002.
  - 23) MSC: MARC User's Guide, 2005.
  - 24) 増田友哉, 野阪克義, 鈴木正典, 伊藤満: HT690 材の非弾性設計への適用に関する実験的研究, 鋼構造年次論文報告集, Vol. 11, pp.393-400, 2003.

(2008年9月18日受付)