

SBHS を用いた鋼 I 桁の耐荷力特性に関する実験的研究

Experimental study on the strength of SBHS I-girder

野阪克義*, 奥井義昭**, 小室雅人***, 宮下剛****, 野上邦栄*****, 長井正嗣*****

Katsuyoshi Nozaka, Yoshiaki Okui, Masato Komuro, Takeshi Miyashita, Kuniei Nogami and Masatsugu Nagai

* 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 草津市野路東 1-1-1)

**工博, 埼玉大学教授, 大学院理工学研究科 環境社会基盤国際コース
(〒338-8570 さいたま市桜区下大久保 255)***博 (工), 室蘭工業大学大学院講師, 暮らし環境系領域社会基盤ユニット
(〒050-8585 室蘭市水元町 27 番 1 号)

****博 (工), 長岡技術科学大学准教授, 環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

*****工博, 首都大学東京教授, 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

*****工博, 長岡技術科学大学教授, 環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

Recently, High Performance Steel, HPS, especially for bridge construction has been developed, named SBHS. Although SBHS has high strength and high weldability, SBHS steel has not been widely adopted in bridge constructions in Japan, because SBHS steel has not been specified in the Specifications for Highway Bridges in Japan. In this research, bending and shear strength of SBHS I-girder were experimentally investigated, and test results indicated that SBHS I-girders can be designed safely using concepts adopted in current specifications. In addition, residual stress distributions in SBHS I-girder were measured to confirm no negative impact exist against the strength.

Key Words: Strength, SBHS, local buckling, shear buckling

キーワード: 耐荷力, SBHS, 局部座屈, せん断座屈

1. はじめに

近年, 橋梁構造物はライフサイクルコストの削減, 作業工程の省力化, 構造安全性の向上を目指して, その構造や使用される材料に改良が加えられてきた。

構造形式としては, 少数主桁橋に代表されるように, 用いられる部材数を減らし, シンプルな構造とすることが, 安全性の向上, コスト削減などの合理化に有効であるとされている。水平補剛材などを省略することが多い少数主桁橋では, 部材厚が比較的厚くなり, これまでよりも厚肉な断面が用いられるのが特徴である。

一方, 橋梁構造物に用いられる材料そのものも改良されてきており, これらは高性能鋼材と呼ばれている。高性能鋼材とは, 強度, じん性, 溶接性, 耐食性などにおいて, よりすぐれた性能を有する鋼材のことであり, 橋梁用高性能鋼材としては, SBHS (Steels for Bridge High Performance Structure) がある。SBHS は, 2003 年に提案¹⁾されてから, 溶接性²⁾や 2 主 I 桁橋への適用方法などが

検討³⁾され, 2009 年には設計・製作のためのガイドラインも出版されている⁴⁾。SBHS は, 当初 BHS (Bridge High Performance Steel) として提案されたが, JIS のルールに従い, SBHS と名付けられた。

SBHS の適用実績は少なからずあるものの, 2012 年に改訂された道路橋示方書⁵⁾ (以降, 道示と呼称する) では, 材料として紹介されているのみであり, 具体的な設計法が示されるには至っていない。文献 3), 4) には, 道示のフォーマットに従って SBHS に対する照査式が掲載されているが, 実際の鋼 I 桁への適用例がなく, 照査式の妥当性, 安全性を含めた検討が必要であると思われる。

本研究では, SBHS500, SBHS700 を用いた鋼 I 桁の静的載荷試験を行い, その挙動を把握するとともに, 提案されている照査式と耐荷力とを比較し, 照査式の妥当性を検討した。主にフランジ局部座屈により耐荷力が決定されるケースの曲げ試験, およびせん断座屈により耐荷力が決定されるケース (アスペクト比が 1.5) のせん断試験を行った。さらに, 溶接性が良いとされている SBHS

を用いて溶接鋼 I 桁を製作したため、残留応力の計測試験も行った。

降伏強度で無次元化された現行道示の設計式では、従来の SM570 以下の鋼種に対しては妥当性が実証されている。本研究では、SM570 以上の降伏強度を有する SBHS500, 700 が従来鋼と同様の設計式で評価可能な同質性を有することを実証する。

2. 実験概要

2.1 供試体

本研究ではせん断耐荷力、曲げ耐荷力、および残留応力測定のための 3 種類の実験を行った。

せん断試験体と曲げ試験体には、ウェブおよびフランジに SBHS500 または SBHS700 を用いたホモジニアス桁として 2 種類の供試体、合計 4 体の供試体を製作した。なお、垂直補剛材にも SBHS500, SBHS700 を用いた。

各供試体の実測寸法および概略図をそれぞれ表-1、図-1、2 に示す。表中、 b_f はフランジ幅、 t_f はフランジ厚、 D_w はウェブ高さ、 t_w はウェブ厚さ、 d_0 はテストパネルの

垂直補剛材間隔、 L はスパン長、 L_l および L_r は曲げ試験体における支点から荷重点までの長さ、 A_f および A_w はフランジとウェブの断面積、 λ_w 、 R_f はウェブとフランジの幅厚比パラメータである。

せん断試験体 (SBHS500S および SBHS700S) は単純梁の 1 点集中荷重とし、曲げ試験体 (SBHS500M および SBHS700M) は 2 点荷重で等曲げモーメント領域を設けた。テストパネルは、せん断試験体では荷重点両側、曲げ試験体では荷重点に挟まれた等曲げモーメント区間である。せん断・曲げ試験両方において、試験体自身は面外方向に拘束されておらず、荷重ジャッキが固定されているため、荷重点のみ面外方向に拘束されている。支点には鋼製の円柱を用いた。

せん断試験体については、ウェブ高さを 900mm、ウェブ厚を 9mm、アスペクト比を 1.5 とした。曲げ試験体については、フランジ局部座屈で耐力が決まるように $R_f=0.9$ (SBHS500), 1.0 (SBHS700) を目標にフランジの幅と厚さを決定、ウェブ高さと同様にせん断試験体と同じとした。 $\lambda_w=1.0$ 程度までは降伏曲げモーメントまで達することができると考え $\lambda_w=1.0$ 程度を想定して製作したが、

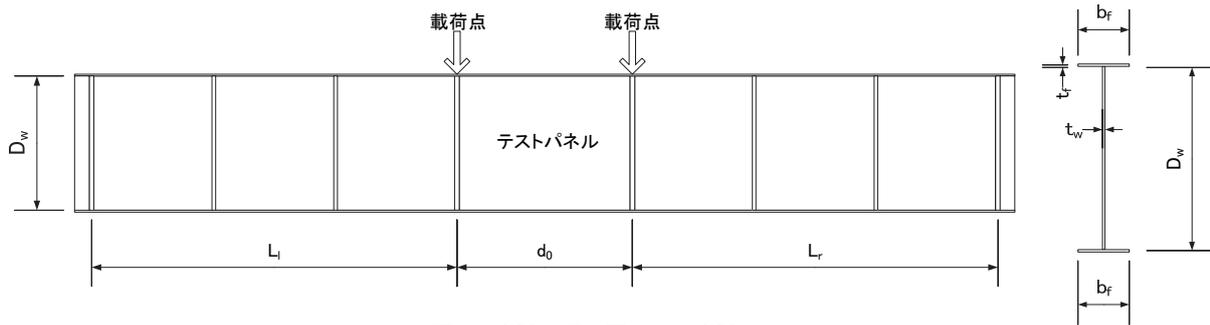


図-1 供試体概略図 (曲げ供試体)

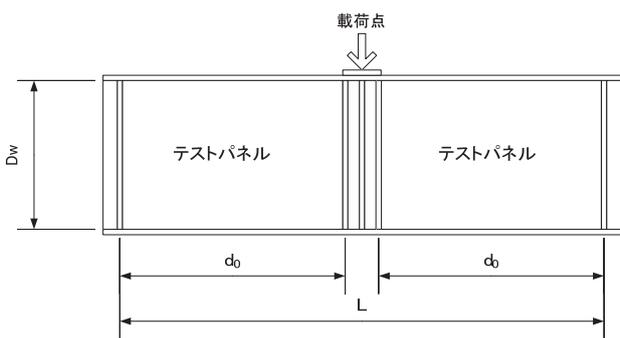


図-2 供試体概略図 (せん断供試体)

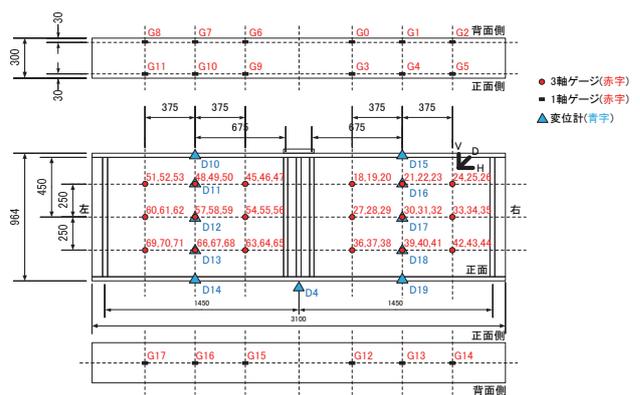


図-3 ゲージ等配置図 (せん断供試体)

表-1 供試体実測寸法

供試体名	荷重形式	b_f (mm)	t_f (mm)	D_w (mm)	t_w (mm)	d_0 (mm)	L (mm)	d_0/D_w	A_f/A_w	λ_w	R_f
SBHS500M	曲げ	250.4	12.2	900.8	9.0	1198	6199	1.33	0.38	1.12	0.85
SBHS500S	せん断	301.1	32.2	899.5	9.0	1346	2896	1.50	1.19	1.12	0.39
SBHS700M	曲げ	250.2	12.6	901.4	9.0	1195	7788	1.33	0.39	1.30	0.94
SBHS700S	せん断	300.4	32.2	899.0	9.1	1349	2898	1.50	1.18	1.28	0.44

後述する引張試験結果を考慮した結果、ウェブ幅厚比パラメータが多少大きくなった。

残留応力試験体は、せん断試験用の供試体をあらかじめ長さ1000mm余分に製作しておき、供試体製作後に切断、残留応力測定用の供試体とした。残留応力測定用の供試体はSBHS500、700それぞれにつき1体の計2体である。なお、溶接方法については文献⁴⁾を参考にCO₂アーク溶接(電流:300A,電圧:33V,速度:曲げ試験体-32cm/min,せん断試験体-25cm/min,すべて1パス)を用いたが、予熱は100度以上とした。

鋼材の材料特性を把握するために、JIS 5号試験片(板厚9mm,12mm)とJIS 1A号試験片(板厚32mm)の3種類を製作し、それぞれ3体の引張試験を行った。

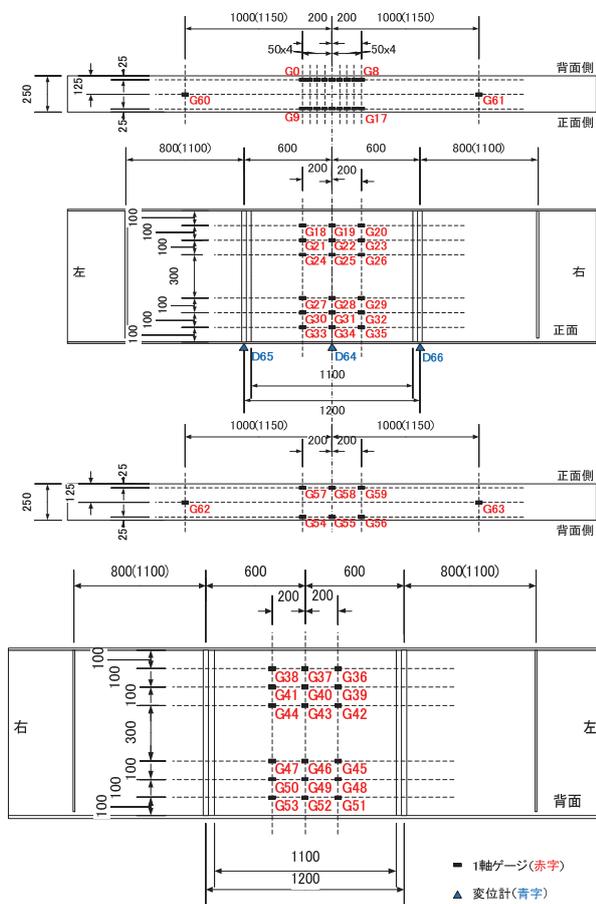


図-4 ゲージ等配置図(曲げ供試体)

2.2 実験方法および計測

せん断試験および曲げ試験の荷重は、降伏領域までは荷重制御で行い、その後はたわみ制御で行った。

図-3にせん断試験体、図-4に曲げ試験体におけるひずみゲージおよび変位計設置位置を示す。たわみは供試体中央下側に変位計を設置して測定した。1軸ゲージは黒四角、3軸ゲージは赤丸、変位計は三角で示しており、ゲージ番号もあわせて示している。1軸ゲージの番号には先頭に“G”の文字をつけている。せん断試験体の3軸ゲージ番号は図中のH, V, Dの順に示してある。

残留応力測定用の試験体のひずみゲージ位置を図-5に示す。フランジ、ウェブとも両面にゲージを接着し、板厚方向での残留応力を測定した。残留応力測定は機械式切断法であり、図中の赤破線が切断位置である。まず、

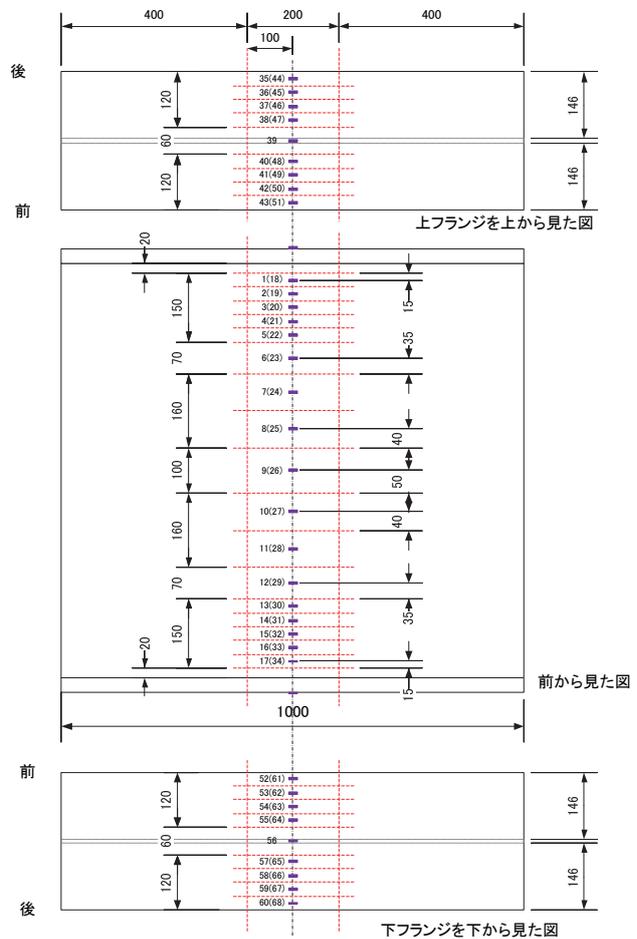


図-5 残留応力試験体ゲージ配置図

表-2 引張試験結果

供試体	板厚 t (mm)	断面幅 b (mm)	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	σ_y/σ_u	降伏ひずみ ϵ_y (μ)	ポアソン比	弾性係数 E (N/mm ²)	破断伸び (%)
SBHS500-9mm	9.00	25.01	573	646	0.89	2,501	0.24	230,000	28
SBHS500-12mm	11.99	25.09	566	625	0.91	2,729	0.25	208,000	23
SBHS500-32mm	31.92	40.12	558	654	0.85	2,634	0.26	212,000	21
SBHS700-9mm	9.09	25.10	775	805	0.96	3,801	0.28	204,000	27
SBHS700-12mm	12.20	25.13	739	818	0.90	3,487	0.26	212,000	30
SBHS700-32mm	32.34	40.16	721	759	0.95	3,589	0.25	212,000	20

長さ 1000mm を 200mm まで切断し、その後フランジとウェブを切り分け、最後に各板を短冊状に切断した。長さを 200mm に切断する際からひずみの計測を行い、最終的なひずみの変化量を計測、残留応力に換算した。

3. 実験結果および考察

3.1 引張試験結果

引張試験結果を表-2 に示す。結果は各板厚 3 供試体の平均値である。降伏強度はすべての板厚において規格値（板厚によらず、SBHS500 で 500N/mm^2 以上、SBHS700 で 700N/mm^2 以上）を満足する結果となった。図-6 は各鋼種の代表的な応力-ひずみ曲線であるが、SBHS700 に

おいても降伏棚が確認できる。

3.2 残留応力

SBHS500 と SBHS700 の残留応力測定結果を図-7、図-8 に示す。それぞれ、上下フランジ、ウェブの両側表面の値を載せている。横軸（ウェブでは縦軸）は中心からの距離を示しており、縦軸（ウェブでは横軸）は残留応力の値をその板厚の降伏強度で無次元化した値である。

過去に立命館大学で計測された、フランジに SM570、ウェブに SM400 を用いた鋼桁の残留応力分布⁶⁾ではウェブとフランジの溶接部には降伏強度と同値の残留応力が存在していたが、今回の実験結果では降伏強度に満たない値となった。SBHS は降伏強度が高いため、溶接に

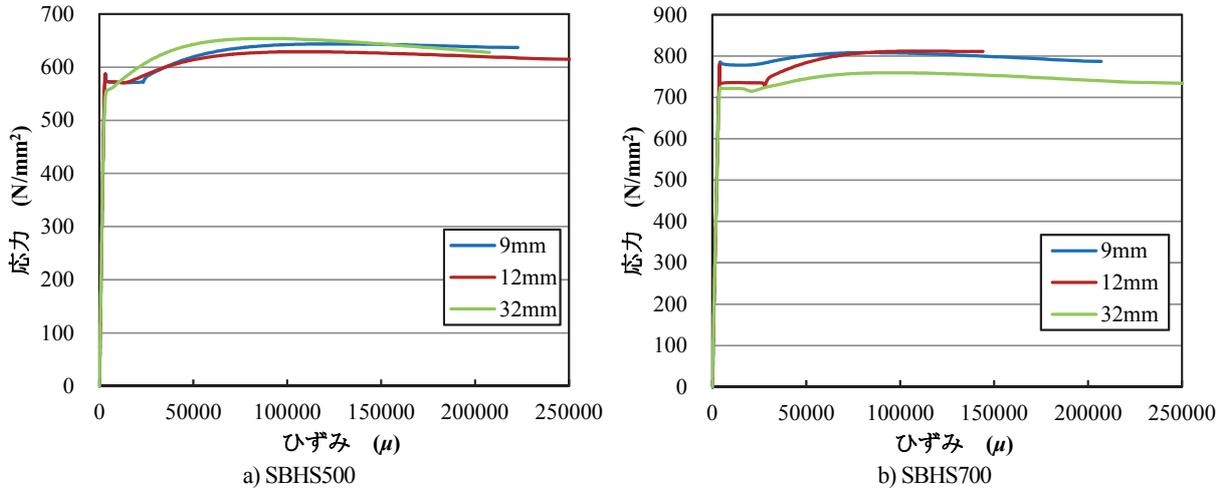


図-6 応力-ひずみ曲線

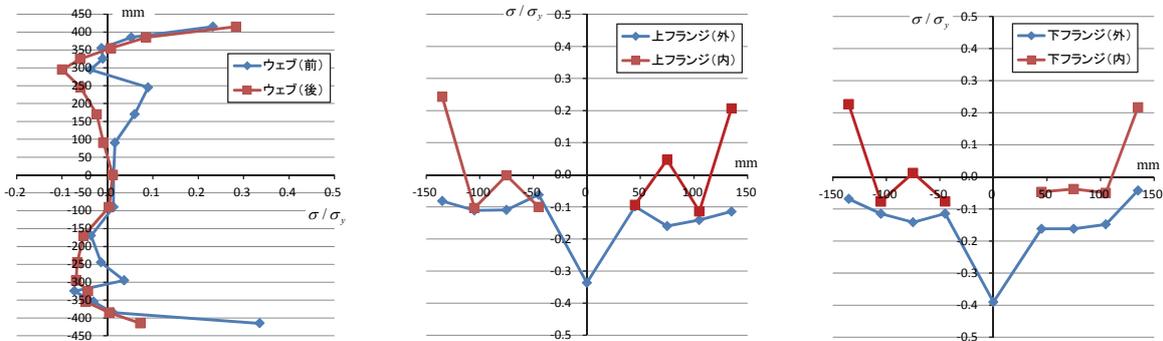


図-7 残留応力試験結果 (SBHS500)

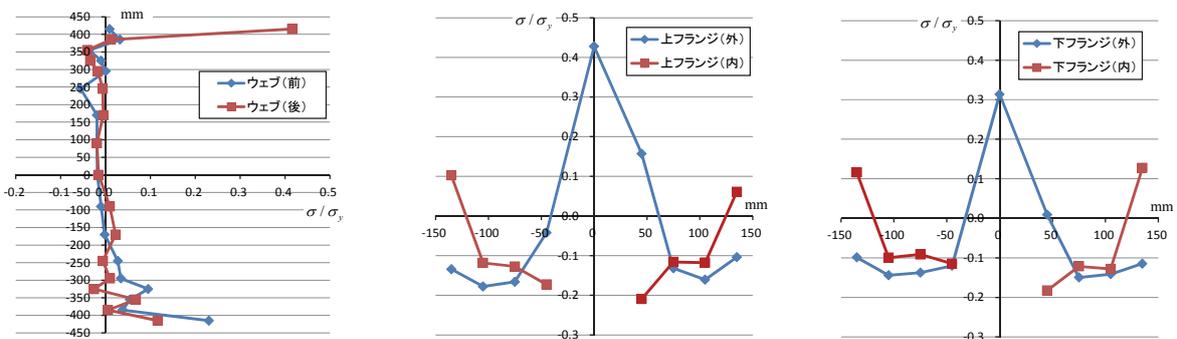


図-8 残留応力試験結果 (SBHS700)

よる残留応力の影響が小さく、すなわち降伏強度で無次元化した値が小さくなるものと考えられる。

フランジでは、板厚両面での残留応力に差があり、板厚方向に残留応力が変化していることが明確になった。フランジ外側中央では、引張の残留応力が予測されていたが、SBHS500では圧縮の残留応力が測定された。他の研究成果⁷⁾にも板厚が増加するとフランジ外側中央で圧縮残留応力が生じることが報告されていることは確認したが、今回の計測においてはSBHS700では圧縮の残留応力が計測されず、この違いの原因については今後の課題である。

過去の残留応力測定結果⁹⁾ではフランジの圧縮残留応力が σ/σ_y がおよそ0.3であったことを考慮すると、SBHS鋼I桁に生じる残留応力は降伏強度に比して小さく、局部座屈などに与える影響は小さいものと考えられる。

3.3 荷重試験結果

実験結果を整理したものを表-3に示す。 M_n 、 V_n はAASHTO LRFD⁸⁾に規定されている nominal resistance

(公称強度)である。 P_{M_n} 、 P_{V_n} は M_n 、 V_n 時の荷重の値である。 V_p 、 V_{cr} 、 M_y は、それぞれ理論値による降伏せん断強度、せん断座屈強度、降伏曲げモーメントである。 P_u 、 M_u 、 V_u は実験より得られた、最大荷重、最大曲げモーメント、最大せん断力である。表中右端の欄には、曲げ試験体は最大曲げモーメントを降伏曲げモーメントで、せん断試験体は最大せん断力を降伏せん断強度で無次元化した値を載せてある。

初期たわみは、ウェブの面外変形はテストパネルの中央の断面で計測、ウェブ高さの中央で最大値がSBHS500Mで約4mm、SBHS700Mで約2mmとなり、せん断試験体やフランジの面外変形については計測誤差程度に小さかったためここでは記載しない。

(1) せん断試験

実験供試体の中央下側に設けた変位計での計測値と荷重から得られた荷重-たわみ曲線を描き、図-9に示す。青破線は弾性状態を仮定した理論値であるが、実験結果の初期勾配を考慮して原点からずらして描いている。表-3および図-9から分かるように、今回の実験結果はBasler

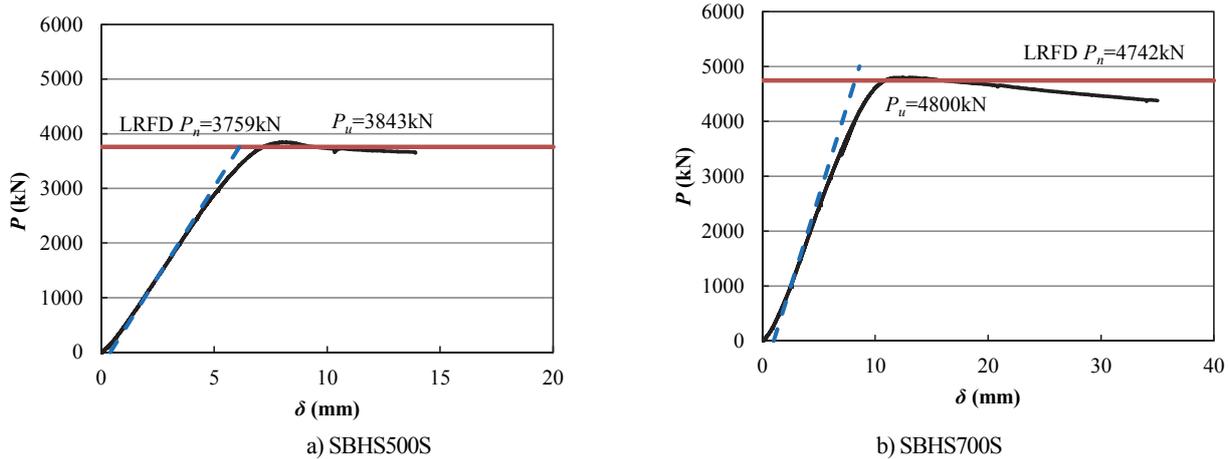


図-9 せん断試験結果 (荷重-たわみ曲線)

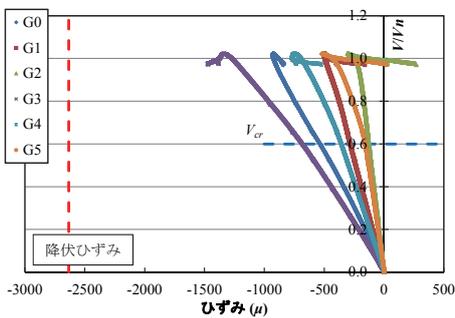


図-10 フランジ軸方向ひずみの変化 (SBHS500S)

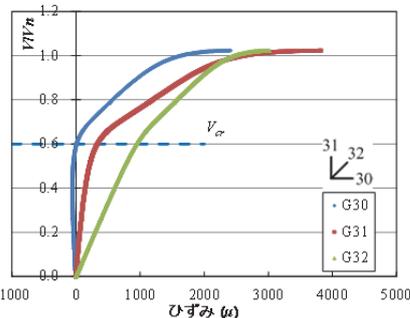


図-11 ウェブ中心のひずみの変化 (SBHS500S)

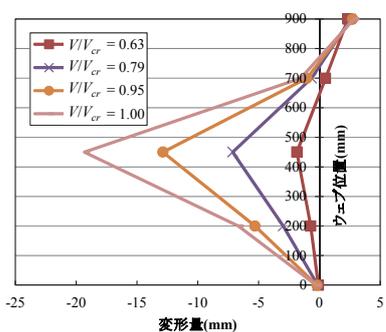


図-12 ウェブ面外変形量 (SBHS500S)

表-3 試験結果一覧

	M_n kN-m	P_{M_n} kN	V_n kN	P_{V_n} kN	V_p kN	V_{cr} kN	M_y kN-m	P_u kN	M_u kN-m	V_u kN	V_u/V_n	M_u/M_n	M_u/M_y (V_u/V_p)
SBHS500M	1884	1507	1647	3294	2682	1223	2229	1917	2396	959	0.58	1.27	1.08
SBHS500S	5505	8180	1879	3759	2678	1132	5506	3843	2586	1922	1.02	0.47	0.72
SBHS700M	2330	1412	1926	3851	3630	1225	2969	1828	3016	914	0.47	1.29	1.02
SBHS700S	7094	10517	2371	4742	3661	1169	7104	4800	3238	2400	1.01	0.46	0.66

の式を基本とした LRFD の公称強度でよく予測できている。これは、アスペクト比が 1.5 の場合が 1.0 の場合よりも Basler の式で精度良く予測できるという他の研究成果⁹⁾と比較しても妥当だと考えられる。

フランジおよびウェブのひずみ変化の様子を図-10 および図-11 に示す。横軸はひずみであり、縦軸はせん断力を公称せん断強度で無次元化した値である。図-12 には縦軸にウェブ位置、横軸にウェブに設置した変位計の値をとり面外変形の様子をグラフ化した。図-12 に示しているデータは凡例の上からせん断座屈強度 V_{cr} 付近、

ウェブに貼付けられた 9 つの 3 軸ゲージによりウェブの一部が降伏し始めたと判断された時と V_{cr} との間、ウェブの一部が降伏し始める時、および最大荷重時の 4 種類を示した。SBHS500S と SBHS700S はともに同じような挙動を示したため、これら 3 つのグラフは SBHS500S の結果のみを示している。図-13 には、載荷試験後の供試体の変形の様子を示す。

フランジ鋼材の降伏ひずみ 2634μ を考慮すると、フランジひずみは弾性範囲のまま最大荷重を迎えていることが分かる。図-11 に示すウェブ中心のひずみにおいて、



図-13 供試体の載荷後の変形

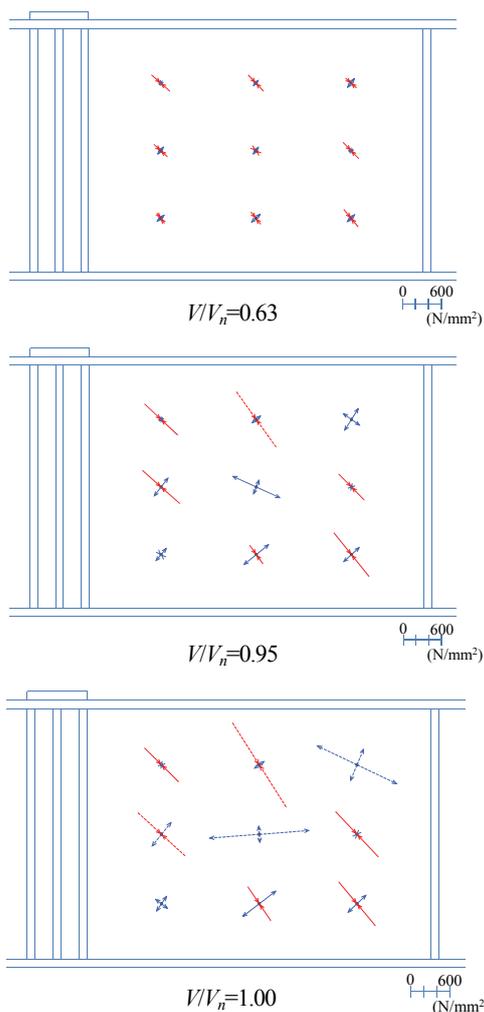


図-14 主応力分布 (SBHS500S)

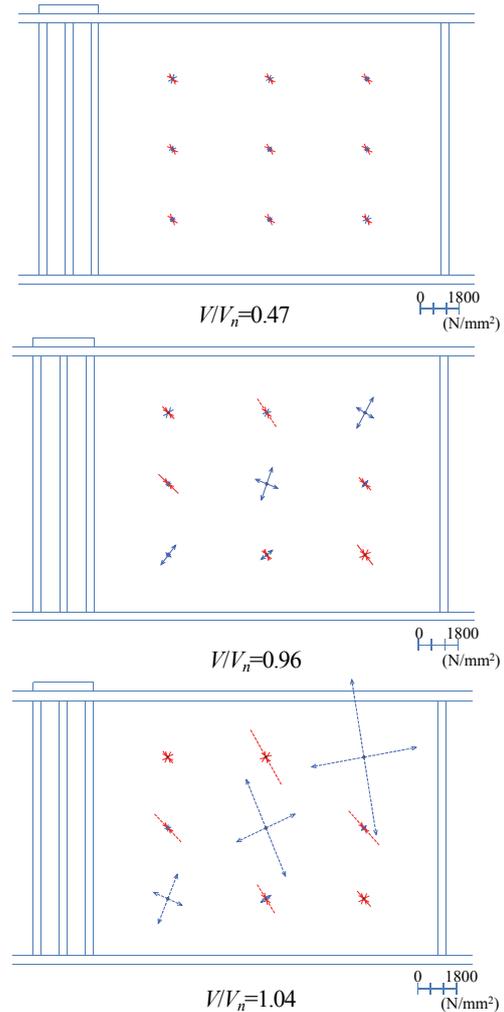


図-15 主応力分布 (SBHS700S)

水平方向成分である G30 をみると、荷重初期は理論通りゼロであり、せん断座屈強度($V_{cr}/V_n=0.60$)付近で急激にひずみが増加しており、せん断座屈が起きていることが分かる。その後、荷重が増加しており後座屈強度が明確に読み取れる。図-12 から分かるとおり、座屈発生後は面外変形が増加しており、最大荷重時には 20mm 程度の面外変形に達していることが分かる。

3 軸ひずみゲージのデータから最大主応力、最小主応力、主応力の方向を算出し、それらを図-14, 15 に示す。図中の青矢印は引張応力、赤矢印は圧縮応力を示している。また点線になっているものは降伏に達していることを示している。図示しているデータは、上からせん断座屈強度 V_{cr} 付近、ウェブの一部が降伏し始める時、および最大荷重時の 3 種類である。主応力分布については SBHS500S と SBHS700S の両方について示してある。

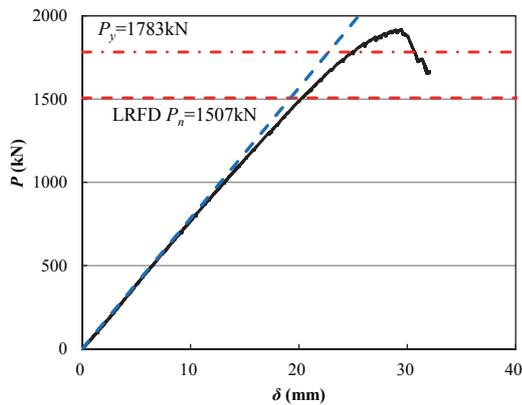
せん断座屈時については、値は小さいがウェブパネル中央では 45 度の角度になっており、純せん断状態に近いことが確認できた。ウェブパネルの一部が降伏する時には、対角線方向の引張応力が増加し、さらに面外変形による斜張力場と直交する方向の応力増加が確認できた。最大荷重時では、ウェブパネルの広い範囲で降伏しており、降伏強度が高い場合にも、面外変形による局所的な降伏が生じることが確認できた。

(2) 曲げ試験

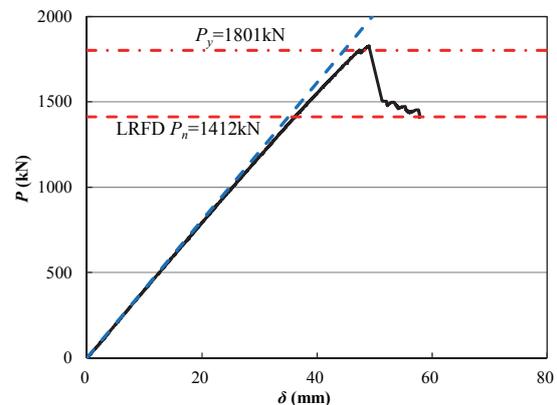
供試体中央下側に設けた変位計の計測値と荷重から荷重-たわみ曲線を描き図-16 に示す。縦軸に荷重、横軸に中央下側に設けた変位計の値を取りグラフ化した。図中の赤破線、赤一点鎖線は、LRFD にもとづいて算出した公称曲げモーメント M_n 時およびフランジ降伏曲げモーメント M_y 時の荷重を示している。 M_n 、 M_y の値などは表-3 に示してある。青破線は弾性状態を仮定した理論値である。

図より、荷重-たわみ曲線は降伏曲げモーメント付近まで直線的であり、残留応力の影響が小さいことが分かる。また、SBHS500M、SBHS700M ともに公称曲げモーメント、さらには降伏曲げモーメントを越えていることが分かる。ただし、AASHTO LRFD では使用する鋼材の降伏強度の上限値が 485N/mm^2 と設定されているが、今回用いた SBHS500、SBHS700 の降伏強度は制限値を越えている点に注意が必要である。他の研究成果も指摘しているとおり¹⁰⁾、曲げ耐荷力に関しては、より高強度の鋼材への適用性も検討すべきであると考えられる。

図-17 に示すとおり、フランジ局部座屈の発生は確認でき、フランジ局部座屈が崩壊形式であると考えられるが、フランジの面外変形をウェブが抑制したためにフランジ局部座屈発生後も耐荷力が増加したものと考えら



a) SBHS500M



b) SBHS700M

図-16 曲げ試験結果 (荷重-たわみ曲線)



図-17 供試体の荷重後の変形

れる。ただし、本研究で用いた供試体は比較的ウェブ幅厚比パラメータも大きく、ウェブの局部座屈も降伏曲げモーメント以前に発生することが予測されたため、降伏曲げモーメント以上に耐力力が上昇したのは、板単体の載荷試験ではないため、載荷形式によるフランジの拘束などの影響もあったものと考えられる。

圧縮フランジのひずみの変化を図-18 に示す。グラフは横軸がひずみの計測値、縦軸が荷重である。グラフ中の赤破線は引張試験の結果から読み取った降伏ひずみの値である。ウェブのひずみに関しては、断面内のひずみ分布の直線性を見るために、図-19 に示すグラフを作成した。縦軸が中立軸からゲージまでの距離、横軸にひずみの値である。左、中、右はウェブパネルを正面から見た時の縦に並んだひずみゲージの位置を示している。すなわち、中とは図-4 中の G19, G22, G25, G28, G31, G34 の列になる。値は最大荷重時のものである。

図-19 のウェブのひずみ分布より、最大荷重時にはウェブの面外変形は生じており、ウェブ座屈が起きていることが分かる。一方、図-18 のフランジひずみより、フランジの面外変形によるひずみの増加は最大荷重に達する直前で急激に大きくなっており、フランジ局部座屈が耐力低下の原因であることが分かる。SBHS700M では、

1250kN あたりで傾きが変化しており、局部座屈が早い段階で生じているが、耐力を保持していることが分かる。

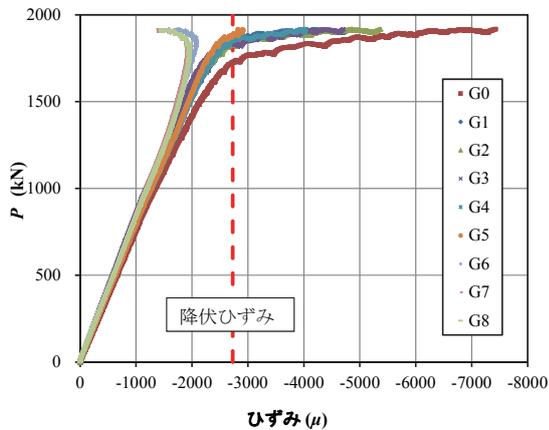
3.5 基準耐力曲線との比較

ここでは、道示で規定されている耐力曲線を用いて、SBHS を用いた桁の耐力力を評価した場合にどのようなようになるかを検討した。

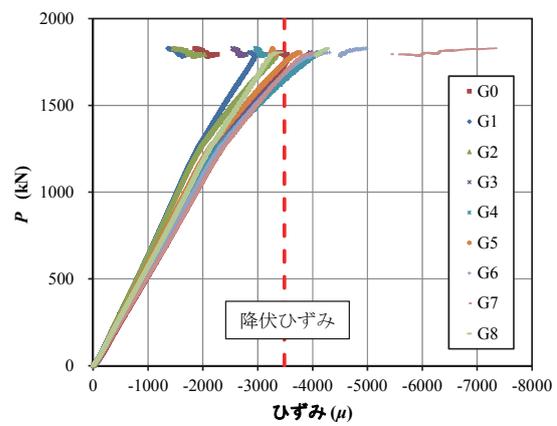
図-20 に、横軸にフランジ幅厚比パラメータ、縦軸に降伏曲げモーメントで無次元化した曲げ耐力力をとり、SBHS500M の実験結果を赤点、SBHS700M の結果を青点で示している。図より、実験結果は現行の基準耐力曲線より高い値であることが分かる。

実験結果の縦軸 (M/M_p) の値は、基準耐力曲線と比較して、SBHS500M で約 1.6 倍、SBHS700M で 1.9 倍となっている。道路橋示方書では、曲げにより圧縮を受ける板の許容応力度の安全率は 1.7 が基本であるため、実験結果を、許容応力度をもとにした曲げモーメントと比較すると、SBHS500M で約 2.7 倍、SBHS700M は約 3.1 倍となった。このように、現行の基準耐力曲線で評価したとしても十分に安全側の評価となっている。

道示では、純せん断を受けるウェブのせん断座屈に対する安全率を 1.25 としている。これは、後座屈強度を考

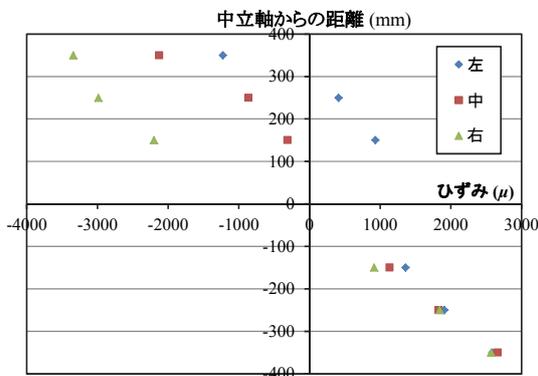


a) SBHS500M

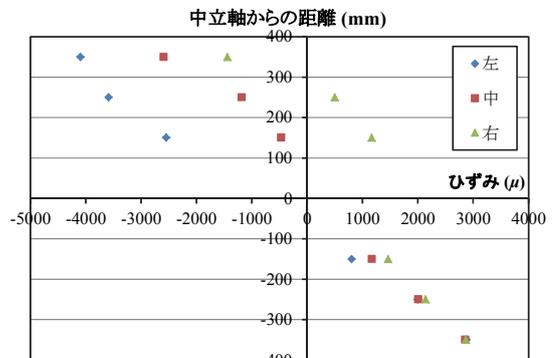


b) SBHS700M

図-18 フランジひずみの変化



a) SBHS500M



b) SBHS700M

図-19 最大荷重時のウェブひずみ分布

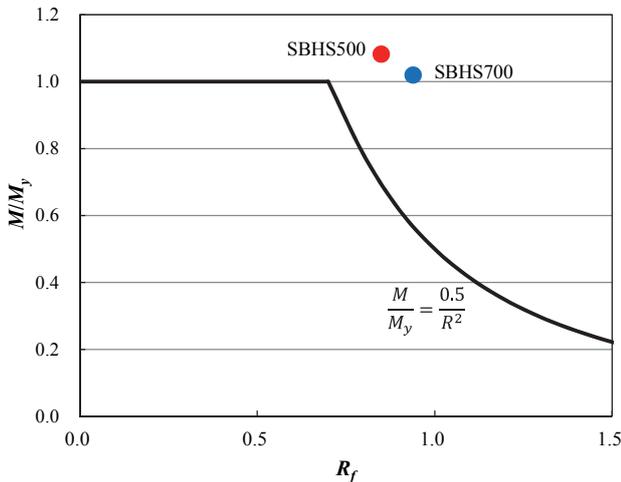


図-20 曲げ試験結果の比較

慮すると終局強度に対しては1.25倍以上の安全率が確保できると考えているためである。純せん断の条件となることは少ないが、ここではせん断座屈曲線と実験結果を比較してみる。

横軸にせん断座屈幅厚比パラメータ、縦軸にせん断強度を塑性せん断強度で無次元化した値をとり、オイラーの座屈曲線を黒実線で図-21に示す。曲げと同様に、SBHS500S、SBHS700Sの結果を赤点、青点で示している。さらに、オイラーの座屈曲線から1.25倍の安全率を考慮した際の曲線を青破線で、さらにこの曲線を1.7倍した曲線を赤破線で示している。

図より、2つの実験結果は基準耐荷力曲線以上であり、さらに赤破線より上側にもプロットされており、終局強度に対しては安全率が1.7以上の十分な耐荷力を有していることが分かる。

以上より、本研究で実験を行った範囲内では、SBHS500、SBHS700についても従来鋼と同様の設計式で評価可能であることが確認できた。

4. おわりに

本研究は、SBHSを用いた鋼I桁の、耐荷力性状について実験的に検証し、道示で規定されている既存の耐荷力曲線との比較を行い、SBHSへの適用可能性を検証したものである。

本研究により得られた結論を以下に示す。

- 1) SBHSを用いた場合、高強度であるため降伏強度との比で表わした残留応力は全体的に小さくなり、局部座屈などに対しては安全側となる。また、残留応力の曲げ剛性への影響も小さくなり、曲げ試験では荷重-たわみ曲線が直線的となった。
- 2) せん断耐荷力はBaslerの式を基本としたAASHTO LRFDの耐荷力式で予測できる。
- 3) 本研究で対象とした幅厚比では、AASHTO LRFD

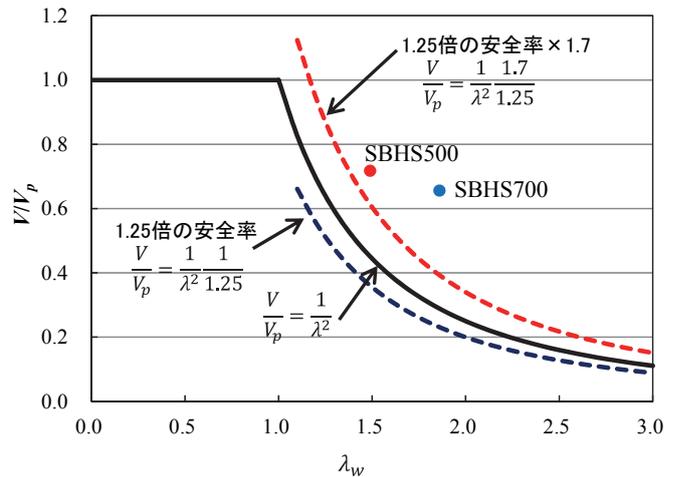


図-21 せん断試験結果の比較

の耐荷力式は、鋼材の降伏強度が適用範囲を超えたにもかかわらず安全側の値を示していた。

- 4) 現行の道路橋示方書で用いられている圧縮を受ける自由突出板に対する基準耐荷力曲線を用いても、SBHSに対して安全に許容応力度が定められることが実証できた。
- 5) せん断耐荷力についても、せん断座屈強度を基準とした場合、現行の道路橋示方書での安全率の考え方でも、SBHSを用いて十分に安全に設計できる。
- 6) 以上より、本実験の範囲内では、SBHS500、SBHS700についても従来鋼と同様の設計式で評価可能であることを実証した。

本研究成果が、SBHSが橋梁建設に広く用いられ、橋梁の合理化と安全性向上に役立てば幸いである。

今後、数値解析によるパラメトリックスタディを行い、設計式をさらに検証していく予定である。

謝辞

本研究の実施には、一般社団法人日本鉄鋼連盟による補助を得たことを付記する。また、供試体製作にあたっては、片山ストラテック株式会社のご協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 三木千壽, 市川篤司, 楠隆, 川端文丸: 橋梁用高性能鋼材(BHS500, BHS700)の提案, 土木学会論文集 No.738/I-64, 1-10, 2003.
- 2) 南邦明, 三木千壽, 糟谷正, 鶴田敏也, 渡部義之: 橋梁用高性能鋼 BHS500 の衝撃特性および破壊靱性の評価, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.1, 142-152, 2007.
- 3) 岡田淳, 村上琢哉, 川畑篤敬: 橋梁用高性能鋼材の活用による連続合成2主1桁橋の長支間化に関する

- る検討, 土木学会論文集 F Vol.63, No.2, 141-155, 2007.
- 4) 新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書—SBHS500(W), SBHS700(W)の設計・製作ガイドライン(案)—, 土木学会, 2009.
 - 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(鋼橋編), 2012.
 - 6) 前田亮太, 野村昌孝, 野阪克義, 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, 土木学会, Vol. 53A, pp.97-108, 2007.
 - 7) 近藤明雅, 日浦隆史, 菊池洋一: 溶接I形断面部材の残留応力の推定に関する研究, 土木学会論文集, Vol.288, 1-11, 1979.
 - 8) AASHTO: LRFD Bridge Design Specifications, 3rd. Edition, Washington, D.C., 2004.
 - 9) 竹谷純一, 野阪克義, 奥村学, 伊藤満: 曲げ—せん断組合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, 530-541, 2008.
 - 10) Karl E. Barth, Jennifer E. Righman, and Lora B. Freeman: Assessment of AASHTO LRFD Specifications for HPS 690W Steel I-Girders, Jurnal of Bridge Engineering, Vol.12, No.3, 380-388, 2007.

(2012年9月28日受付)