

BHS 鋼 (橋梁用高性能鋼材) の有効活用による 連続合成 2 主 I 桁橋の長支間化

Study on Lengthening of Continuous Composite Two-I Girder Bridges Utilizing the BHS (Bridge High Performance Steel)

岡田 淳 OKADA Jun JFE 技研 土木・建築研究部 主任研究員(課長)・博士(工学)
村上 琢哉 MURAKAMI Takuya JFE 技研 土木・建築研究部 主任研究員(課長)
川畑 篤敬 KAWABATA Atsunori JFE エンジニアリング 鋼構造事業部 橋梁計画部 技術企画室長

要旨

降伏強度および引張強度に関して、BHS 鋼 (橋梁用高性能鋼材) と現行の鋼材との違いを明らかにした上で、BHS 鋼の許容応力度を算出した。次に、想定実橋を対象とした概略設計を行い、従来鋼のみのケースと BHS 鋼を適用したケースの構造特性と経済性について比較検討した。これらの結果、従来鋼と組み合わせた BHS 鋼の有効活用により、経済性に優れた長支間連続合成 2 主 I 桁橋を実現できることが分かった。

Abstract:

Allowable stress of the BHS (bridge high performance steel) was presented after the difference between the BHS and the conventional steels on yield strength and tensile strength was clarified. Then, structural characteristics and cost effectiveness were investigated based on the outline design of actual bridges. This study shows that cost effective longer continuous composite two I-girder bridges can be realized utilizing the BHS in combination with the conventional steels.

1. はじめに

「BHS: bridge high performance steel」(以下、BHS 鋼) は、汎用的に使用される鋼材と比較して、強度、破壊靱性、溶接性、加工性、耐候性に優れた橋梁用高性能鋼材である。BHS500、BHS500W (降伏強度 $\sigma_y \geq 500 \text{ N/mm}^2$)、および、BHS700W (降伏強度 $\sigma_y \geq 700 \text{ N/mm}^2$) が提案され、実用化に向けた研究開発が行われており¹⁾、2005 年 3 月には (社)日本鉄鋼連盟において製品規定されている²⁾。また、BHS500 については、少数 I 桁橋を想定した供試体を用いて、切断、孔あけ、切削、組立溶接、突合せ溶接、現場溶接などの製作性評価試験が実施され、SM490Y と同等な製作性能を有することが確認されている^{3~5)}。

本研究では、BHS 鋼の積極的な活用と従来鋼との組み合わせ、および最適配置により、連続合成 2 主 I 桁橋の長支間化について検討することを目的とする。なお、本論文は、土木学会論文集⁶⁾ で発表した内容の一部を再構築して報告するものである。

2. BHS 鋼の許容応力度

BHS 鋼は新規提案された鋼材であるため、それを利用するための設計基準が確立されていない。そこで本検討では、BHS 鋼に対する許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度の設定についての考え方を示すものとする。なお、許容せん断応力度、許容曲げ圧縮応力度、圧縮応力を受ける自由突出板、引張フランジの自由突出部の板厚、最小ウェブ厚の算定については、文献 6) を参照されたい。

2.1 降伏強度と引張強度

BHS 鋼の降伏強度、引張強度を現行の鋼材と比較して表 1 に示す^{2,7)}。ここで、BHS500 は一般仕様、BHS500W は耐候性仕様を示す。以下、BHS500 を代表させて示すものとする。また、BHS700W は、その強度を発現させるために耐候性にも有効な元素を多く含んでいるため、そのまま耐候性仕様となっている。表 1 より、BHS500 は SM570 と比較して、引張強度は同じであるが、降伏強度は約 11% 高く、また、BHS700W は HT780 と比較して、引張強度は同じであるが、降伏強度は約 2% 高いことが分かる。

表 1 降伏強度と引張強度

Table 1 Yield strength and tensile strength

Classification	Steel grade	Yield strength (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)
BHS	BHS500 BHS500W	500	570
	BHS700W	700	780
Conventional steels	SM570	450	570
	HT780	685	780

2.2 許容軸方向引張応力度と許容曲げ引張応力度

現行の設計基準である道路橋示方書⁸⁾では(1)式の考え方に基づいて許容軸方向引張応力度と許容曲げ引張応力度を設定していると判断される⁹⁾。これによると、SM570より低い強度の鋼種では降伏強度から決まり、SM570以上の強度を有する鋼種では降伏比が高くなるため、引張強度から決まることになる。

$$\sigma_a = \min\{\sigma_y/\nu_y, \sigma_u/\nu_u\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 σ_a は許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度、 \min は{ }内の小さい方をとる関数、 σ_y は降伏強度、 σ_u は引張強度、 ν_y は降伏強度に対する安全率、 ν_u は引張強度に対する安全率であり、道路橋示方書では、 $\nu_y \cong 1.7$ 、 $\nu_u \cong 2.2$ としている。

一方、BHS500およびBHS700Wは、降伏強度をベースとして開発されたものであるため¹⁾、引張強度に対して約2.2の安全率を設定することは、BHS鋼本来の性能を發揮させる上で、必ずしも合理的であるとはいえない。

そこで、本検討においては、BHS500およびBHS700Wを橋梁上部構造である主桁断面に適用し、大地震時などの限界状態時においても、部材の塑性化を許容しない、すなわち、脆性的な破壊を生じず、部材の応答が弾性域を超えないことを前提条件として、(2)式に基づき、許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度を算出することにした。

$$\sigma_a = \sigma_y / \nu_y \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 σ_a は許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度、 σ_y は降伏強度、 ν_y は降伏強度に対する安全率であり、 $\nu_y \cong 1.7$ とする。

BHS500およびBHS700Wの許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度の計算値は、道路橋示方書に準拠する形で端数を処理し、BHS500の場合： $\sigma_a = 295 \text{ N/mm}^2$ （安全率： $\nu_y = 1.69$ ）、BHS700Wの場合： $\sigma_a = 410 \text{ N/mm}^2$ （安全率： $\nu_y = 1.71$ ）とした。表2に示すように、これらは、同一の引張強度を持つ、SM570（ $\sigma_a = 255 \text{ N/mm}^2$ （安全率： $\nu_y = 1.76$ ））およびHT780（ $\sigma_a = 355 \text{ N/mm}^2$ （安全率：

表 2 許容軸方向引張応力度および許容曲げ引張応力度

Table 2 Allowable axial and allowable bending stress

Classification	Steel grade	Allowable axial and allowable bending stress σ_a (N/mm ²)
BHS	BHS500	295
	BHS700W	410
Conventional steels	SM570	255
	HT780	355

$\nu_y = 1.93$)) に対して、それぞれ約16%、約15%高い値となっている。

以上が、道路橋示方書の考え方と異なる点である。なお、塑性化を許容する部材に適用する場合には、引張強度に対して約2.2の安全率を確保するように設定するなど別途検討が必要であると考えられる。

3. 検討対象橋梁と概略設計

3.1 検討対象橋梁

本検討では、BHS鋼の性能を考慮し、現行の少数主桁橋の適用支間を超える、Case 1:中央支間 80 m (65 m + 80 m + 65 m)、Case 2:中央支間 100 m (80 m + 100 m + 80 m)、Case 3:中央支間 120 m (90 m + 120 m + 90 m) の3径間連続合成2主I桁橋を検討対象とする。図1に各橋梁の側面図を、図2に断面図を示す。

3.2 検討上の仮定

今回の検討では、主桁断面（上フランジ、ウェブ、下フランジ）に対するBHS鋼適用の効果を明らかにすることを主眼としているため、床版断面は文献10)を参考にして決定し、各検討ケースで同一とした。また、水平補剛材は1段配置とし、垂直補剛材はアスペクト比 α （ α :垂直補剛材間隔/ウェブ高）が0.8~0.9程度となるように設定した。横桁間隔は10 m程度とし、対傾構や下横構は省略した。部材長は、輸送を考慮して最大12 mとした。なお、ここでは、現場継手やずれ止めの構造検討は行っていない。

3.3 設計荷重

活荷重合成桁を対象とした。設計荷重として、合成前死荷重（床版、ハンチ、鋼重、型枠）、合成後死荷重（舗装、地覆、高欄、型枠撤去）、活荷重（B活荷重、衝撃）、クリープ、乾燥収縮、床版コンクリートと鋼桁との温度差を考慮した。

3.4 断面決定

合成前死荷重については鋼桁断面のみで受け持つとして断面力を算出した。合成後死荷重、活荷重、クリープ、乾燥収縮、床版コンクリートと鋼桁との温度差については床

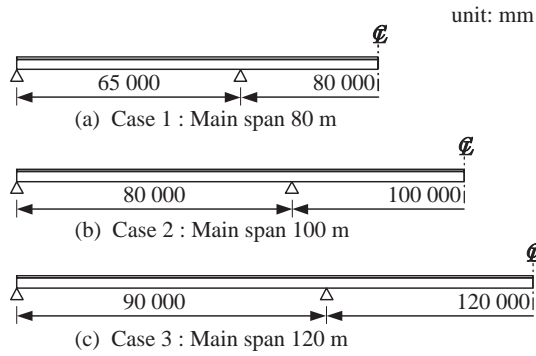


図 1 側面図
Fig.1 Side view

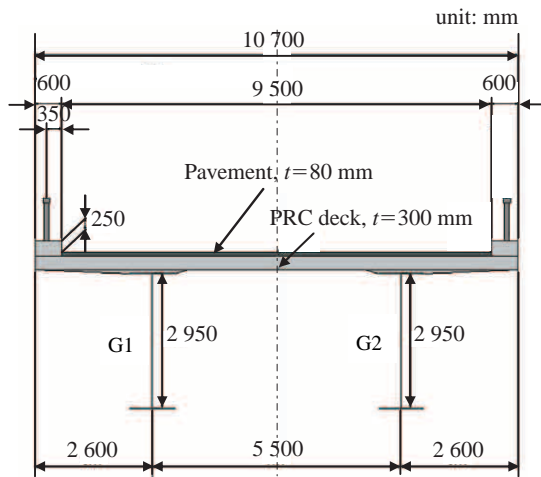


図 2 断面図
Fig.2 Sectional view

版と鋼桁の合成断面で受け持つとして断面力を算出した。ただし、中間支点近傍では、便宜的に中間支点の両脇 0.15L (L は着目するスパンの支間長) の区間の床版のコンクリート断面を無視し、橋軸方向鉄筋のみを断面に考慮するものとした。なお、断面力の算出は、合成桁の概略設計プログラム JSP-4W¹¹⁾ を用いて行った。

断面照査は、道路橋示方書⁸⁾ に従い、許容応力度の割り増しを考慮した組み合わせ荷重に対する発生応力の照査を行った。また、活荷重たわみ、および床版コンクリートのひび割れに対する照査も合わせて行った。

3.5 検討ケース

検討ケースを表 3 に示す。中央支間 80 m においては、従来鋼（最高鋼種 SM570）によるコストミニマム設計を想定した基本ケース (Case 1-1)、降伏強度に対する安全率を仮想的に約 1.7 とした SM570 (以下、SM570 ($\nu_y \approx 1.7$)) を主桁断面のすべてに適用した鋼重ミニマム設計 (Case 1-2)、および主桁断面のすべてに BHS500 を適用した鋼重ミニマム設計 (Case 1-3) を実施した。

ここで Case 1-2 は、降伏強度をベースとして SM570 の安全率を BHS500 と同じ 1.7 とした仮想ケースであり、同

表 3 ケーススタディー

Table 3 Case studies

Case	Spans (m)	Design conditions / Steel grade
1-1	65+80+65	Min. cost design / CS*
1-2		Min. weight design / SM570 ($\nu_y \approx 1.7$)
1-3		Min. weight design / BHS500
2-1	80+100+80	Opt. design / CS*
2-2		Opt. design / BHS700W, BHS500, CS*
3-1	90+120+90	Opt. design / CS*
3-2		Opt. design / BHS700W, BHS500, CS*

*Conventional steels up to SM570

一条件下で両者の鋼重低減効果の違いを定量的に把握することを目的としている。また、Case 1-3 は、BHS 鋼を用いることによる鋼重低減効果を調べることを目的とするものである。

中央支間 100 m、中央支間 120 m においては、それぞれの橋梁で、従来鋼（最高鋼種 SM570）による設計を行ったもの、および従来鋼および BHS 鋼を適切に配置したものを実施した。

4. 検討結果

4.1 構造特性の検討

検討結果の一例として、中央支間 120 m の比較を図 3 に示す。図 3(c) に示すように、中央支間 120 m の場合、中間支点近傍の負曲げが非常に大きくなるため、最高鋼種を SM570 とした従来鋼による検討ケースである Case 3-1 では、

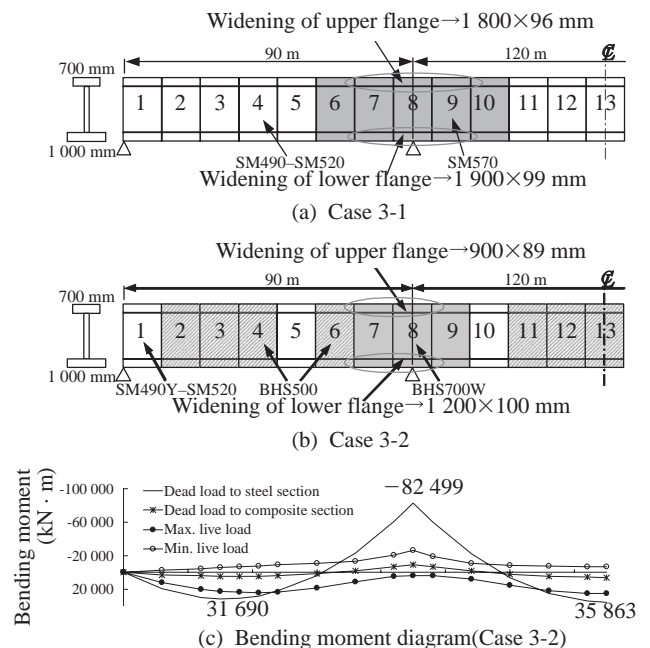


図 3 主桁断面への適用鋼種と曲げモーメント図

Fig.3 Steel grade applied to the girders and bending moment diagram

図 3(a) に示すように、桁高一定を確保しようとする、中間支点近傍で現実的には採用できない断面となる。また、別途検討を行った桁高変化のケースでは、中間支点部での桁高が 5 000 mm 程度となり、水平継手が必要となることから、工数および工費が高むことになる。

一方、BHS 鋼を適用した Case 3-2 は、図 3(b) に示すように、応力的に最も厳しい負曲げ域に BHS700W、正曲げの大きい領域に BHS500、側径間端部や正負交番域に従来鋼を配置し、かつ、ほぼすべての断面で許容曲げ引張応力度が照査上の決定項目となるように断面を決定することで Case 3-1 と比較して大幅に断面を縮小できる。主部材の鋼重について計算すると、Case 3-2 は Case 3-1 より約 20% 低減となる。

ただし、Case 3-2 において、中間支点上の下フランジは $1\,200 \times 100$ mm とフランジ幅がやや過大となるため、桁高変化、部分的な閉断面化、座屈防止構造の適用などの検討を行う余地があると考えられる。

4.2 経済性の検討

4.2.1 検討上の仮定

BHS 鋼を適用した Case 1-3、Case 2-2、Case 3-2 を対象として、支承を含まない上部工工事費を試算した。まず、前提条件として、工事費算出は、鋼道路橋数量集計マニュアル（案）¹²⁾ に準拠した概略設計プログラム¹¹⁾ に基づいて行うものとし、塗装費の算出において重要な要因となる鋼材質量あたり塗装面積は、少数 I 桁橋で平均支間長を約 72 m とした場合の概算値¹³⁾ として、 $8.0 \text{ m}^2/\text{t}$ とした。また、床版工事費は、PC 床版移動型枠で施工長約 250 m～300 m の平均値として、 $55\,000 \text{ 円}/\text{m}^2$ に統一¹⁴⁾ し、橋面費として伸縮装置、排水装置を含み、舗装、高欄などは含まないこととした。

次に、BHS 鋼に関しては、まず、BHS500 の鋼材エキストラを SM570 と同一と仮定した。また、BHS500 の工数エキストラについては、溶接性や施工性が良いことを考慮し、SM490Y 相当とした¹⁾。一方、BHS700W の鋼材エキストラは、溶接性高張力鋼 JFE-HITEN780M ($50 \text{ mm} < t \leq 75 \text{ mm}$) の SM570TMC ($50 \text{ mm} < t \leq 75 \text{ mm}$) に対するエキストラを考慮し、SM570TMC の 110 500 円増しに設定した¹⁵⁾。また、BHS700W の工数エキストラは SM570 と同一と仮定した。ただし、ここでの検討において、BHS700W の工数エキストラを仮に SM570 の 2 倍に設定しても、上部工工事費全体に与える影響は 0.7%～0.8% 程度と小さいことを確認している。

4.2.2 他の橋梁形式とのコスト比較

上記仮定に基づいて試算を行った、BHS 鋼適用 2 主 I 桁橋（最大支間長 80 m：Case 1-3、最大支間長 100 m：Case 2-2、最大支間長 120 m：Case 3-2）と他の橋梁形式¹⁶⁾ とのコスト比較を図 4 に示す。また参考値として、従来鋼適用

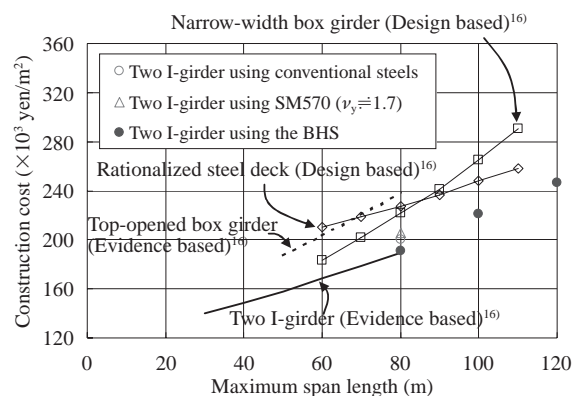


図 4 コスト比較

Fig.4 Cost comparisons

2 主 I 桁橋（最大支間長 80 m：Case 1-1）、SM570 ($\nu_y = 1.7$) 適用 2 主 I 桁橋（最大支間長 80 m：Case 1-2）を同じ図にプロットしている。

まず、最大支間長 80 m の I 桁橋に限定した比較においては、少数 I 桁橋（実績）に対し、従来鋼適用 2 主 I 桁橋は総幅員橋面積当たり工事費が約 6% 大きいことが分かる。両者に違いが生じた理由は、実績と試算で積算条件が若干異なるためと考えられる。一方、従来鋼適用 2 主 I 桁橋に対しては、SM570 ($\nu_y = 1.7$) 適用 2 主 I 桁橋の工事費が約 3% 大きくなるのに対し、BHS 鋼適用 2 主 I 桁橋の工事費は約 5% 小さくなり、BHS 鋼の利用効果がある程度認められる結果となった。

次に、BHS 鋼を適用した 2 主 I 桁橋と他の橋梁形式との比較に関しては、BHS 鋼適用 2 主 I 桁橋の総幅員橋面積当たり上部工工事費は、少数 I 桁橋（実績）のほぼ延長線上となること、および、開断面箱桁橋（実績）、細幅箱桁橋（試設計）、合理化鋼床版少数 I 桁橋（試設計）よりも低いことが分かる。必ずしも積算条件は一致していないものの、BHS 鋼の有効活用により、経済性に優れた長支間 2 主 I 桁橋を実現できると考えられる。

5. おわりに

連続合成 2 主 I 桁橋の長支間化の実現可能性についての検討を行った。得られた知見をまとめると次のようになる。

- (1) 中央支間 120 m の場合には、応力的に最も厳しい負曲げ域に BHS700W、正曲げの大きい領域に BHS500、側径間端部や正負交番域に従来鋼を適切に配置し、かつ、ほぼすべての断面で許容曲げ引張応力度が照査上の決定項目となるように断面を決定することで、従来鋼のみ適用のケースと比較して大幅に断面を縮小でき、鋼重を低減できることが分かった。
- (2) BHS 鋼を適用した中央支間 80 m～120 m の 3 径間連続合成 2 主 I 桁橋の上部工工事費は、少数 I 桁橋（実績）のほぼ延長線上となること、および、開断面箱桁

橋（実績）、細幅箱桁橋（試設計）、合理化鋼床版少数 I 桁橋（試設計）よりも低いことが分かった。積算条件などさらなる検討の余地があるが、BHS 鋼の有効活用により、経済性に優れた長支間 2 主 I 桁橋を実現できることが分かった。

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, 2003-07, no. 738/I-64, p. 1-10.
- 2) 日本鉄鋼連盟製品規定. 降伏点 500 N/mm² 及び降伏点 700 N/mm² 溶接構造用圧延鋼材. 2005-03, MDCR 0014-2004.
- 3) 安藤隆一, 田中睦人, 松田穰, 岡野重雄. BHS500 鋼の製作性評価試験と溶接継手特性 (第 1 報) — BHS500 鋼の規格と特性 —. 土木学会第 61 回年次学術講演会. 2006-09, I-143, p. 285-286.
- 4) 田中睦人, 松田穰, 安藤隆一, 岡野重雄. BHS500 鋼の製作性評価試験及び溶接継手特性 (第 2 報) — 少数 I 桁橋桁モデルによる製作性評価試験 —. 土木学会第 61 回年次学術講演会. 2006-09, I-145, p. 289-290.
- 5) 岡野重雄, 田中睦人, 安藤隆一, 松田穰. BHS500 鋼の製作性評価試験及び溶接継手特性 (第 3 報) — 溶接継手特性に及ぼすパス間温度の影響確認試験結果 —. 土木学会第 61 回年次学術講演会. 2006-09, I-144, p. 287-288.
- 6) 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 I 桁橋の長支間化に関する検討. 土木学会論文集 F, 2007-04, vol. 63, no. 2, p. 141-155.
- 7) 高性能鋼の概要 (橋梁向け). 鋼材倶楽部橋梁研究会. 1998.
- 8) 道路橋示方書・同解説. I 共通編, II 鋼橋編. 日本道路協会. 2002-03.
- 9) 高機能の鋼部材の橋梁への活用法に関する研究会. 平成 11 年度高機能の鋼部材の橋梁への活用法に関する研究報告書. 災害科学研究所. 1999-07, p. 14.
- 10) PC 床版を有するプレストレスをしない連続合成 2 主桁橋の設計例と解説. 日本橋梁建設協会. 2001-07.
- 11) JIP テクノサイエンス. JSP-4W Version 3.01.
- 12) 鋼道路橋数量集計マニュアル (案). 建設物価調査会. 1996-10.
- 13) '01 デザインデータブック改訂版. 日本橋梁建設協会. 2003-07, p. 30.
- 14) 新しい鋼橋の誕生 床版資料編 ('00 改訂版). 日本橋梁建設協会. 2000-10.
- 15) 建設物価. 建設物価調査会. 2004-10.
- 16) 新しい鋼橋の誕生 II 改訂版. 日本橋梁建設協会. 2004-12, p. 43-44.



岡田 淳



村上 琢哉



川畑 篤敬