

## B H S 鋼を用いた鋼橋設計法準拠基準（案）

### (1) 許容応力度設計の場合

道路橋示方書・同解説 共通編、鋼橋編に準じて B H S 鋼の許容応力度を仮定した方法。

資料 1 B H S 500, B H S 700 鋼材の許容応力度の定義（案）

### (2) 部分係数設計法の場合

土木学会 鋼・合成構造標準示方書に準じて、部分係数設計法による方法。

資料 2 土木学会 鋼・合成構造標準示方書「総則編・構造計画編・設計編」（抜粋）

資料1

BHS500、BHS700鋼材の許容応力度の定義（案）  
（本検討上の仮定条件）

1. 許容曲げ引張応力度および許容せん断応力度

BHS500の許容引張応力度の安全率はSM570の安全率と同等として1.75とする。

BHS700の許容引張応力度の安全率はHT780の安全率と同等として1.94とする。

また、許容せん断応力度は道示Ⅱ3.2.1の解説より許容曲げ引張応力度/ $\sqrt{3}$ とする。

	単位	SM400	SM490Y	SM570	HT780 (HT80)	BHS500	BHS700
基準降伏点 $\sigma_y$	N/mm <sup>2</sup>	235.0	355.0	450.0	685.0	500.0	700.0
許容引張応力度 $\sigma_{ta}$	N/mm <sup>2</sup>	140.0	210.0	255.0	355.0	285.0	360.0
安全率 $\sigma_y/\sigma_{ta}$	-	1.68	1.69	1.76	1.93	1.75	1.94
許容せん断応力度 $\tau_a$	N/mm <sup>2</sup>	80.0	120.0	145.0	200.0	160.0	200.0

※本検討では、現状の道路橋示方書に準じ、同等程度の安全率を見込むものとする。

本四(根川先生)

$\frac{TS}{2.2}$ 、 $\frac{YP}{1.7}$

2. 許容曲げ圧縮応力度の算出式

注) 下記は道路橋示方書の許容曲げ圧縮応力度算出法に準じて仮定したものである。

	鋼種	許容曲げ圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	SM400	140 : $\frac{L}{b} \leq 4.5$
		140 - 2.4 ( $\frac{L}{b} - 4.5$ ) : $4.5 < \frac{L}{b} \leq 30$
	SM490Y	210 : $\frac{L}{b} \leq 3.5$
		210 - 4.6 ( $\frac{L}{b} - 3.5$ ) : $3.5 < \frac{L}{b} \leq 27$
	SM570	255 : $\frac{L}{b} \leq 5.0$
255 - 6.6 ( $\frac{L}{b} - 5.0$ ) : $5.0 < \frac{L}{b} \leq 25$		
BHS500	285 : $\frac{L}{b} \leq 4.5$ 285 - 7.8 ( $\frac{L}{b} - 4.5$ ) : $4.5 < \frac{L}{b} \leq 23$	
BHS700	360 : $\frac{L}{b} \leq 7.0$ 360 - 12.6 ( $\frac{L}{b} - 7.0$ ) : $7.0 < \frac{L}{b} \leq 19$	
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	SM400	140 : $\frac{L}{b} \leq \frac{9}{K}$
		140 - 1.2 ( $K \frac{L}{b} - 9$ ) : $\frac{9}{K} < \frac{L}{b} \leq 30$
	SM490Y	210 : $\frac{L}{b} \leq \frac{7}{K}$
		210 - 2.3 ( $K \frac{L}{b} - 7$ ) : $\frac{7}{K} < \frac{L}{b} \leq 27$
	SM570	255 : $\frac{L}{b} \leq \frac{10}{K}$
255 - 3.3 ( $K \frac{L}{b} - 10$ ) : $\frac{10}{K} < \frac{L}{b} \leq 25$		
BHS500	285 : $\frac{L}{b} \leq \frac{9}{K}$ 285 - 3.9 ( $K \frac{L}{b} - 9$ ) : $\frac{9}{K} < \frac{L}{b} \leq 23$	
BHS700	360 : $\frac{L}{b} \leq \frac{14}{K}$ 360 - 6.3 ( $K \frac{L}{b} - 14$ ) : $\frac{14}{K} < \frac{L}{b} \leq 19$	

2007年制定

# 鋼・合成構造 標準示方書

総則編・構造計画編・設計編

とができる。

### 1.4.3 照査方法

- (1) 照査の方法は、信頼性設計の考え方を基礎とした部分係数法によるものとし、限界状態設計法によることを標準とする。
- (2) 照査の方法は、原則として、設計作用による設計応答値と設計材料強度に基づく設計限界値、ならびに各部分係数を用いて行うものとする。この際、式 (1.4.1) および式 (1.4.2) の照査様式を用いることを原則とする。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad (1.4.1)$$

$$\gamma_i \frac{\sum \gamma_a \cdot S(\gamma_f \cdot F_k)}{R(f_k/\gamma_m)/\gamma_b} \leq 1.0 \quad (1.4.2)$$

ここに、  $R_d$  : 設計限界値

$f_k$  : 材料強度の特性値 ←  $BHS 500$   $BHS 700$   
 $500 \text{ N/mm}^2$ ,  $700 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_m$  : 材料係数

$\gamma_b$  : 部材係数

$R(\dots)$  : 材料強度から構造物の限界値を算出するための関数

$S_d$  : 設計応答値

$F_k$  : 個々の作用の特性値

$\gamma_a$  : 構造解析係数

$\gamma_f$  : 個々の作用に対する作用係数

$S(\dots)$  : 作用から構造物の応答値を算出するための関数

$\gamma_i$  : 構造物係数

- (3) 設計においては、考えられるすべての限界状態について照査を行うものとする。

#### 【解説】

- (1) 照査方法として、信頼性設計の考え方に基づいた部分係数を用いた照査様式を用いることを標準とした。限界状態としては、安全限界状態、使用限界状態を基本とし、耐久性に対しては、疲労・劣化に対する限界状態も考慮するものとする。

信頼性設計法は、一般に、信頼性理論の上で破壊確率との対応の精密さの観点から3つのレベルに区分される [例えば、日本鋼構造協会 (2001)]。本示方書では、一般の設計で多く用いられているレベル I の部分係数法の照査フォーマットを用いることを標準とした。

- (2) 照査方法としては、構造物の重要度や限界状態に達した際の社会的・経済的影響によって定める部分係数 (構造物係数  $\gamma_i$ ) を用いた基本照査式の式 (1.4.1) によって行うことを標準とした。この式を用いる限り、設計用値としての  $R_d$  や  $S_d$  は、性能項目に応じて構造解析手法を問わず、荷重、断面力、応力、変位などを選ぶことが可能である。しかしながら、設計計算では線形解析を用いることが一般的であり、部材の設計により性能照査が行われているとの現状認識に立てば、設計限界値  $R_d$  と設計応答値  $S_d$  の算出においては、部分係数法を用いた照査様式の式 (1.4.2) が便利である。

## 第 1 章 総 則

ここに、 $\gamma_f$ ,  $\gamma_m$ ,  $\gamma_a$ ,  $\gamma_b$  はそれぞれ作用係数、材料係数、構造解析係数、部材係数であり、これらは特性値からの望ましくない方向への変動、計算における値の算出方法の不確実性、作用や実構造物・実材料などのばらつき等を考慮して定めるものとする。

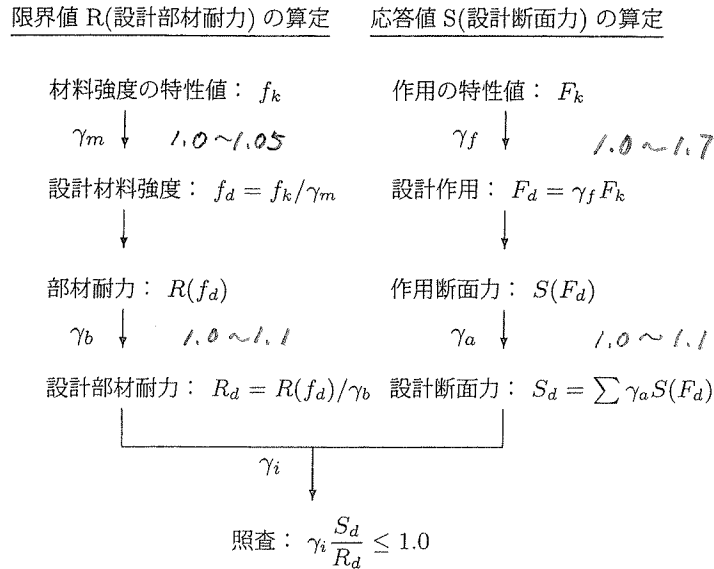


図-解 1.4.2 耐荷力に関する安全性の照査の概念

鋼・合成構造物あるいは構造部材の設計においては、それらの限界値が応答値を超える確率を要求された値以下にとどめることができるように鋼・合成構造物の形式・形状・寸法を決定するのが最も望ましいが、実務上はこれらの確率の算出が可能な場合は極めて少なく、現時点では無理とみなすのが一般的である。そこで、構造物あるいは構造部材に要求される性能が満足されているか否かを照査する方法として、ここでは、部分係数を用いた照査様式の式(1.4.2)を用いればよいこととした。

耐荷力に関する安全性の照査を行う場合を例に、式(1.4.2)に従って照査の流れの概念図を示すと図-解 1.4.2 のようになる [鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会 1992]。

照査においては、最終段階、すなわち式(1.4.1)または(1.4.2)の左辺の数値が、有効数字 2 桁が得られるように行うものとする。このためには、設計応答値、限界値等の各値は一般に 3 桁の有効数字が必要である。

#### 1.4.4 部分係数

- (1) 照査に用いる各部分係数は、(2) および (3) の考えに基づき設定するものとする。
- (2) 材料係数  $\gamma_m$ 、部材係数  $\gamma_b$ 、構造解析係数  $\gamma_a$ 、作用係数  $\gamma_f$  は、特性値からの望ましくない方向への変動、計算における値の算出方法の不確実性、作用や実構造物・実材料などのばらつきなどを考慮して定めるものとする。
- (3) 構造物係数  $\gamma_i$  は、「1.5 構造物係数」により定めるものとする。

#### 【解 説】

本示方書 [設計編]において、各部分係数は、以下の各章において定めるものとする。安全性、使用性および耐久性の照査に用いる各部分係数の標準的な数値を表-解 1.4.4 に示す。構造物係数は表-解 1.5.1 による。

構造物係数    第 1 章 総則    1.5 構造物係数

作用係数	第2章	作用
材料係数	第3章	材料
構造解析係数	第4章	構造解析
部材係数	第5章	部材の耐力

表-解 1.4.4 各部分係数の標準的な値

要求性能 (性能項目)	作用係数 $\gamma_f$	構造解析係数 $\gamma_a$	材料係数 $\gamma_m$	部材係数 $\gamma_b$
安全性 (構造安全性)	1.0 ~ 1.7	1.0 ~ 1.1	1.0 ~ 1.05	1.0 ~ 1.3
使用性 (走行性, 歩行性)	1.0	1.0	1.0 ~ 1.05	1.0
耐久性 (耐疲労性)	1.0 ~ 1.1	1.0	1.0	1.0 ~ 1.1

なお、部分係数法の照査様式において、個々の部分係数をさらに分割したり、あるいは複数の係数を1つの係数にまとめたりした照査様式が各種設計基準等で提案されているが、どの程度まで部分係数を分割あるいは一括して設計するかは合理的な判断のもと、設計者の裁量に委ねられる。

#### 1.4.5 修正係数

- (1) 修正係数は、作用修正係数  $\rho_f$  および材料修正係数  $\rho_m$  とする。
- (2) 作用修正係数  $\rho_f$  は、作用の規格値または公称値を特性値に変換するための係数とする。
- (3) 材料修正係数  $\rho_m$  は、材料強度の規格値を特性値に変換するための係数とする。

#### 【解説】

作用および材料強度に関して、特性値とは別に規格値または公称値がある場合には、それらの特性値は、規格値または公称値を適切な修正係数により変換して定めるものとする。

#### 1.5 構造物係数

構造物係数  $\gamma_i$  は、構造物の重要度や限界状態に達したときの社会的・経済的影響を考慮して定めるものとする。

#### 【解説】

構造物の重要度に関する構造物係数の中には、対象とする構造物が限界状態に至った際の社会的影響や防災上の重要性、再建あるいは補修に要する費用等の経済的要因も含まれる。

構造物係数は、信頼性に基づいて理論的に定められるものではないため、構造物の所有者 (発注者) の判断により決定されることを基本とする。数値の設定にあたっては、「第9章 社会・環境適合性に対する要求性能および照査」に示す社会的適合性に配慮する必要がある。

一般には、表-解 1.5.1 に示す標準的な構造物係数の値が用いられることが多い。

表-解 1.5.1 標準的な構造物係数の値

要求性能 (性能項目)	構造物係数 $\gamma_i$
安全性 (構造安全性)	1.0~1.2
使用性 (走行性, 歩行性)	1.0
耐久性 (耐疲労性)	1.0

クリート母集団が呼び強度を下回る確率は約 4%であり、対応する  $k$  は 1.73 となる。

ISO, JIS 等で材料強度の下限値が保証されている場合、その値を特性値として用いてよい。鋼材の材料強度の規格値の例を表-解 3.3.1 に示す。

表-解 3.3.1 材料強度の規格値 (N/mm<sup>2</sup>)

鋼種	SM400	SM490	SM490Y	SM570	適用範囲	BHS 500
	SM400 SMA400		SM520 SMA490	SMA570		
強度の規格値	235	315	355	450	厚さ 40mm 以下のもの	500
	215	295	335	430	厚さ 40mm を超えるもの	500

なお、応力を伝える溶接部の強度は、各鋼種に適合する溶接棒を使用し、かつ溶接技量有資格者により十分な施工管理・品質管理が行われる場合、接合される母材の材料強度 (表-解 3.3.1 に示される値) をとることができる。

### 3.4.2 鋼 材

#### (1) 強度

- 1) 鋼材の引張降伏強度の特性値  $f_{yk}$  および引張強度の特性値  $f_{uk}$  は、それぞれの試験強度に基づいて定めるものとする。
- 2) ISO, JIS 等の規格に適合するものは、特性値  $f_{yk}$  および  $f_{uk}$  を規格下限値としてよい。また、設計に用いる鋼材の断面積は、一般に公称断面積としてよい。
- 3) 鋼材の圧縮降伏強度の特性値  $f'_{yk}$  は、鋼材の引張降伏強度の特性値  $f_{yk}$  に等しいものとしてよい。
- 4) 鋼材のせん断降伏強度の特性値  $f_{vyk}$  は、一般に式 (3.4.1) により求めてよい。

$$f_{vyk} = \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \quad (3.4.1)$$

#### (2) 疲労強度

鋼材の疲労強度の特性値は、鋼材の種類、形状および寸法、溶接方法、残留応力、製作誤差、作用応力の大きさと作用頻度、環境条件等を考慮して行った試験による疲労強度に基づいて定めるものとする。

#### (3) 応力-ひずみ曲線

- 1) 鋼材の応力-ひずみ曲線は、検討の目的に応じて適切な形を仮定するものとする。
- 2) 安全限界状態の検討においては、図 3.4.1 に示すようにモデル化された応力-ひずみ曲線を用いてもよい。

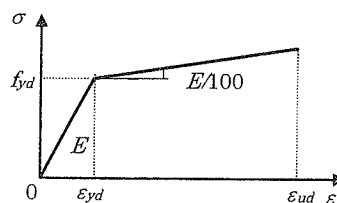


図 3.4.1 鋼材の応力-ひずみ曲線



るので、注意喚起をすることにした。なお、強度、流動性、水和熱などに関する特殊な要求性能を満たすために別途、コンクリートの配合を検討する場合には、コンクリート標準示方書〔土木学会、2002〕の規定に準拠するものとする。

### 3.4 材料の設計用値

#### 3.4.1 一 般

- (1) 鋼材あるいはコンクリートの品質は、設計上の必要性に応じて、引張強度あるいは圧縮強度に加え、その他の強度特性、ヤング係数その他の変形特性、熱特性、耐久性、水密性等の材料特性によって表される。強度特性、変形特性については必要に応じて載荷速度の影響を考慮しなければならない。
- (2) 材料強度の特性値  $f_k$  は、試験値のばらつきを想定した上で、大部分の試験値がその値を下回らないことが保証される値とする。
- (3) 材料の設計強度  $f_d$  は、材料強度の特性値を材料係数  $\gamma_m$  で除した値とする。

#### 【解 説】

- (1) 鋼・合成構造物に用いられる主な材料は鋼材およびコンクリートであるが、いずれについても数多くの種類がある。そのため、使用目的、環境条件、設計供用期間、施工条件等を考慮して、適切な種類および品質のものを使用する必要がある。

性能照査上の必要に応じて、材料の品質は引張強度や圧縮強度ばかりでなく、種々の材料特性を表す諸量によって表示されるが、それらは強度特性や変形特性等の力学特性、物理特性および化学特性等に大別できる。

強度特性は、引張強度、降伏強度（降伏点または耐力）、圧縮強度、付着強度等の静的強度や疲労強度、破壊じん性等の諸量で表される。変形特性は、非時間依存性のヤング係数やポアソン比等、あるいは時間依存性のクリープ係数や収縮ひずみで表される。また、応力-ひずみ関係のように2つの力学因子間の関係で表される力学特性もある。物理特性には、熱膨張係数や比熱等の熱特性、密度、水密性、気密性等が含まれるが、密度や熱特性についての数量的な取り扱いは一般化されている。化学特性には、酸類の侵食や硫酸塩の分解作用に対する抵抗性等がある。

この章で示されている材料特性の値は、静的および通常の動的荷重に対する限界状態の検討に用いてよいが、衝撃荷重を考慮する場合のように、強度特性や変形特性に対するひずみ速度の影響を特に考慮する必要がある場合には、信頼性の高い実験等により得られた値を用いなければならない。

- (2) 材料強度の特性値  $f_k$  は、一般に式（解 3.4.1）により求めてよい。

$$f_k = f_m - k\sigma = f_m(1 - k\delta) \quad (\text{解 3.4.1})$$

ここに、 $f_m$ ：試験値の平均値、 $\sigma$ ：試験値の標準偏差、 $\delta$ ：試験値の変動係数、 $k$ ：係数である。

係数  $k$  は、特性値より小さい試験値が得られる確率と試験値の分布形より定まるものである。特性値を下回る確率は5%とすることが多いが、この場合分布形を正規分布とすると、係数  $k$  は1.64となる。ただし、JIS A5308 のレディミクストコンクリートにおいては、1回の強度試験値は呼び強度（設計基準強度）の85%以上、3回の強度試験値の平均は呼び強度以上、と規定されているから、そのコン



---

---

**GUIDE SPECIFICATION FOR  
HIGHWAY BRIDGE FABRICATION  
WITH HPS 70W (HPS 485W) STEEL**

**2<sup>nd</sup> Edition |**

June 2003

---

---

# GUIDE SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGE FABRICATION WITH HPS 70W (HPS 485W) STEEL

2<sup>nd</sup> Edition

1.	<b>INTRODUCTION</b> .....	3
1.1.	Fabrication With HPS.....	4
2.	<b>BASE METAL MATERIAL PROPERTIES</b> .....	4
2.1.	Weathering.....	4
2.2.	Mechanical Properties.....	5
2.3.	Weldability.....	5
3.	<b>WELDING</b> .....	6
3.1.	Preheat and Interpass Temperature.....	7
3.2.	Consumables For Matching Strength Welds.....	7
3.2.1.	Submerged Arc Welding (SAW).....	7
3.2.2.	Flux Cored Arc Welding (FCAW).....	8
3.2.3.	Gas Metal Arc Welding (GMAW).....	8
3.2.4.	Shielded Metal Arc Welding (SMAW).....	8
3.2.5.	Welding For Hybrid Designs.....	9
3.2.6.	Qualification Test Requirements.....	9
3.3.	Consumables for Undermatched Weld Strength.....	9
3.4.	Fillet Weld Applications.....	10
3.5.	Heat Input.....	10
3.6.	Heating For Curving, Cambering or Straightening.....	10
3.7.	Backing.....	10
4.	<b>FABRICATION EXPERIENCES AND TECHNIQUES</b> .....	11
5.	<b>REPAIRS</b> .....	12
6.	<b>COST-EFFECTIVE HPS BRIDGES</b> .....	12
6.1.	Hybrid Designs.....	12
6.2.	Plate Sizes.....	13
6.3.	Butt Splices.....	13
6.4.	Fillet Weld Sizes.....	13
6.5.	Superstructure Replacement.....	13
Table 1.	Chemical Composition.....	14
Table 2	Mechanical Properties.....	14
Table 3.	Minimum Preheat and Interpass Temperature for HPS 70W (HPS 485W).....	15
Figure 1.	The Graville Welding Diagram.....	15
Appendix A	Special Provisions: Fabrication with HPS 70W (HPS 485W) Steel.....	16
Appendix B	Additional References.....	19

# HPS Development Timeline

## *A Continuing Partnership*



The New Steel

AISI and CERF propose need for HPS

Research plan completed

Composition for HPS 70W finalized

ASTM A709-97 includes HPS 70W

First lab heats produced

CERF Award

AASHTO Design Code includes HPS 70W

ASTM A709-01 adds TMCP and HPS 50W

2<sup>nd</sup> Edition of HPS 70W Fab. Guide Approved By AASHTO

A1010 Used in Calif. Bridge

TN uses TMCP HPS 70W

HPS 100W finalized

Neb. Uses HPS 100W In First Bridge

1992

1994

1996

1998

2000

2002

2004

Initial FHWA-AISI-Navy Meetings

M&M and ATSS Workshop on Innovative Designs

First mill heat and plates of HPS 70W produced

TN and Neb. use HPS 70W in first bridges

10th HPS bridge in service

Fab. Guide appr. by AASHTO

100th bridge designed with HPS

100th HPS bridge in service

ASTM A709-04a Includes HPS 100W

★ HPS Conferences



# WGメンバー

- 井上 寛 (東京鐵骨橋梁)
- 岩崎 初美 (石川島播磨重工業)
- 織田 博孝 (瀧上工業)
- 加藤 靖 (日立造船)
- 白石 恭章 (三菱重工業)
- 田中 裕二 (三井造船)
- 宮崎 晴之 (三井造船)

## 新鋼材による新しい合理化設計

織田博孝(瀧上工業)

## 内容

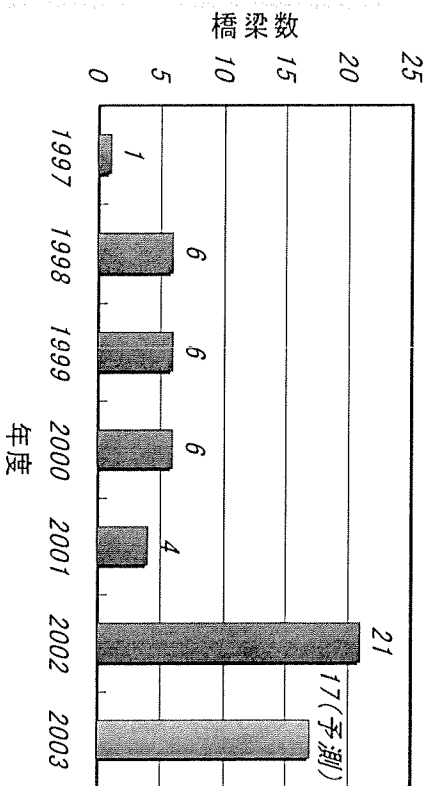
- 米国のHPS橋梁
- 我国の橋梁工事費
- 橋梁用高性能鋼材BHSによる合理化の考え方
- 検討課題
- 疲労照査, ハイブリッド桁, 耐荷力, 現場継手
- 道示とLRFDIによる試設計比較

## 米国の橋梁におけるHPSの使用

創造テクノロジーカンベンポジウム

- HPS50W, HPS70W, (HPS100W)  
( $\sigma_y=345, 485, 690 \text{ N/mm}^2$ )
- 1997年にHPS70Wを使用した最初の橋梁が完成
- 設計中までを含むとHPS50WとHPS70Wを使用する橋梁は175橋を超える。
- HPS70Wの使用により5~10%のコストダウン
- HPS50WとHPS70Wによるハイブリッド桁

# 米国における供用中のHPS橋梁



創造プロジェクト・インボジウム

5

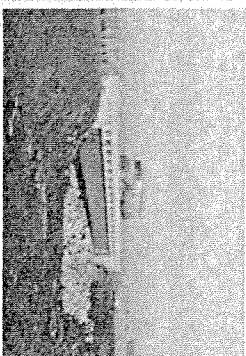
## HPS橋梁における合理化案

1. LRFD or LFD適用
2. 耐候性鋼裸使用
3. 最大の桁間隔
4. 最適な適用支間
5. 'X'タイプ対傾構—最大間隔配置
6. 'X'タイプ対傾構—単純な継手構造
7. すみ肉溶接—1/8パス, 最小サイズ, アンダーカット
8. フランジ—板厚のみ変化
9. シンプルなゴム支承
10. 伸縮装置省略
11. ウェブ—無補剛 (50W), 一部補剛 (HPS70W)
12. ハイブリッド桁
13. 鋼製床版型枠
14. 効率的なボルト継手
15. 施工性を考慮した設計
16. 点検を考えた設計

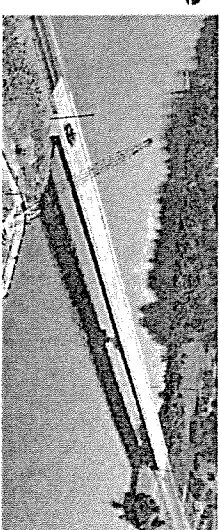
創造プロジェクト・インボジウム

7

# HPS橋梁の事例



**Snyder Bridge in Nebraska (1997)**  
HPS70Wを使用した最初の橋梁  
単純鋼桁 L=45.8m  
5主桁, 桁高 h=1.37m

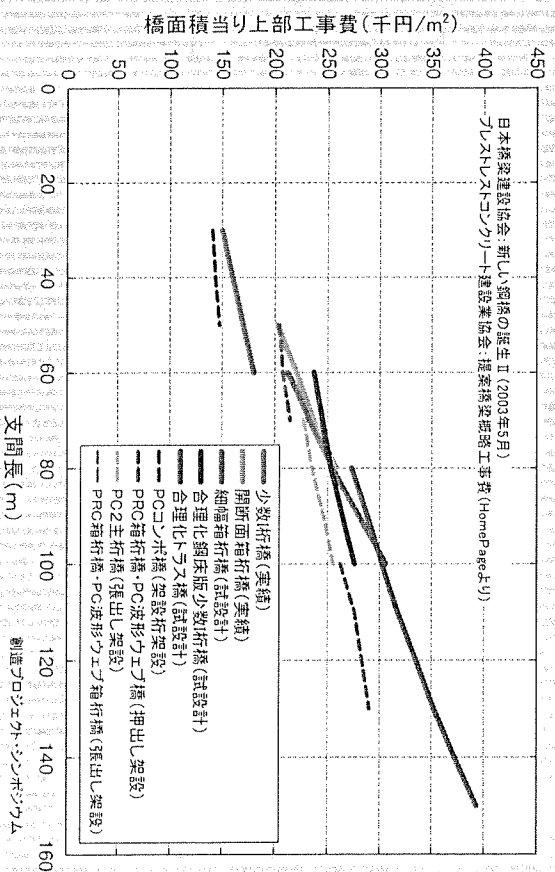


**Martin Creek Bridge in Tennessee (1998)**  
HPS70W使用の2番目の橋梁  
2径間連続鋼桁  
支間長L=71.8m, 幅員8.5m  
3主桁 (間隔3.2m)  
鋼重24.2%, コスト10.6%低減

創造プロジェクト・インボジウム

6

## 橋梁上部工事費



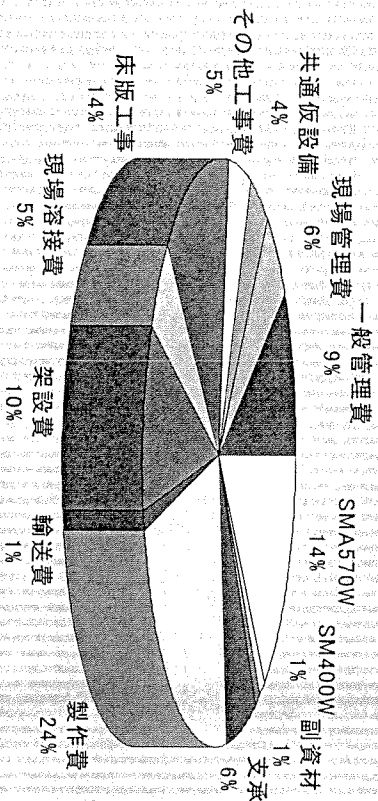
創造プロジェクト・インボジウム

8



# 国内鋼橋のコスト構成

例：RC床版3径間連続鉄桁(3@60m)



創設プロジェクト・コンソーシアム

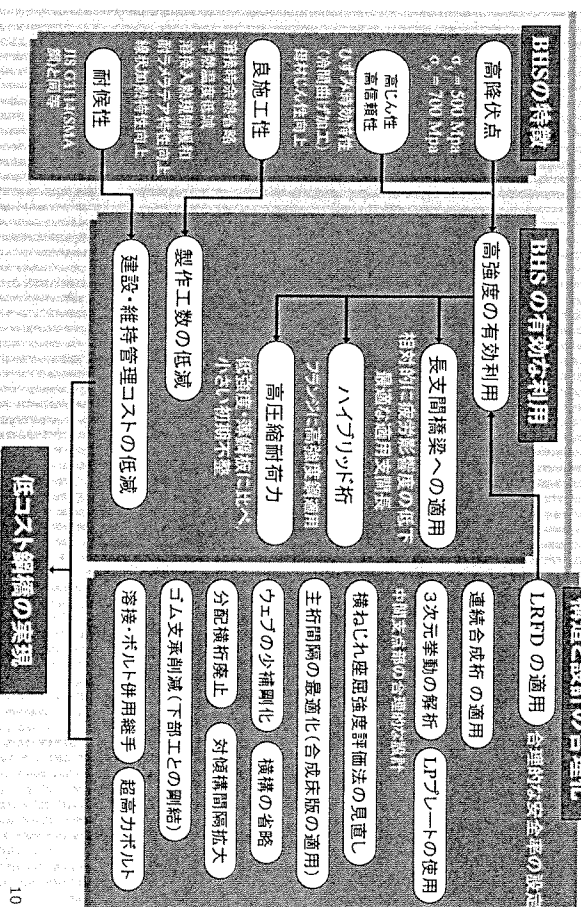
## 疲労照査—検討ケース

- 長支間橋梁では、
  - 終局限界照査—死荷重応力／活荷重応力比が大
  - 疲労限界照査—高張力鋼でも疲労強度が向上しない

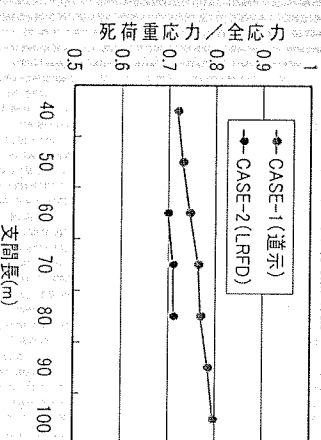
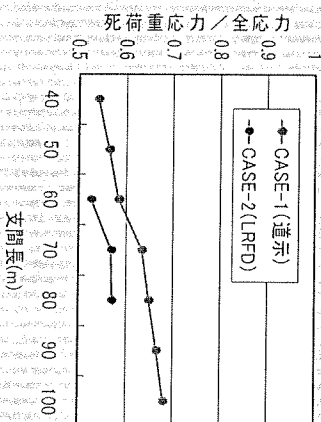
	支間長	終局限界照査 (断面決定)	疲労限界照査
CASE-1 道示の 死活荷重比	40~100m (7ケース)	B活荷重 D + L < R / 1.7 R (強度) = 道示	T-60 (疲労設計指 針)
CASE-2 LRFDの 死活荷重比	60~80m (3ケース)	B活荷重 1.25D + 1.75L < R R (強度) = LRFD	T-60 (疲労設計指 針)

創設プロジェクト・コンソーシアム

## 橋梁用高性能鋼材 BHS による鋼橋の合理化



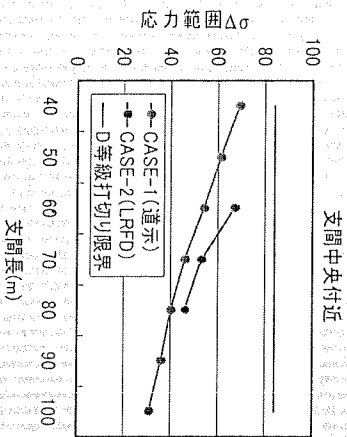
## 疲労照査—死活荷重応力比



創設プロジェクト・コンソーシアム

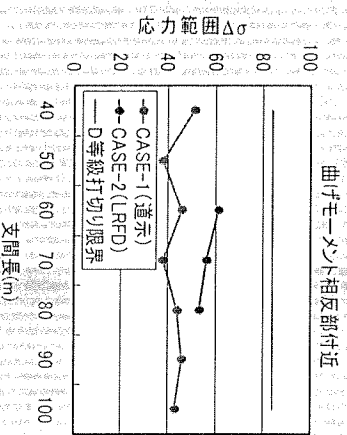
# 疲労照査結果—1

## ■ 下フランジとウェブの首溶接



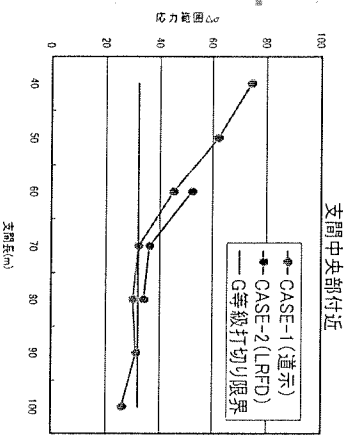
支間中央付近

曲げモーメント相反部付近



# 疲労照査結果—3

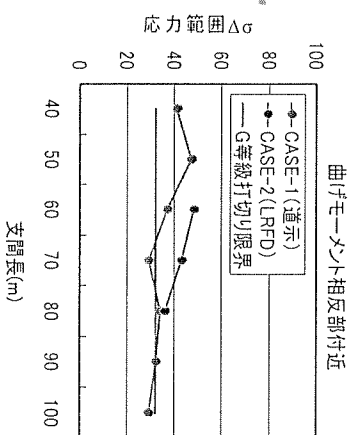
## ■ 現場溶接継手スカーラップの 回し溶接部



支間中央部付近

# 疲労照査結果—2

## ■ 下側水平補剛材の 回し溶接部



曲げモーメント相反部付近

支間長	CASE-1(道示)				CASE-2(LRFD)			
	$\Delta\sigma_L$	仕上前 $\Delta\sigma_{ce}$	果積損傷	$\Delta\sigma_{ce}$	仕上後 $\Delta\sigma_L$	仕上前 $\Delta\sigma_{ce}$	果積損傷	仕上後 $\Delta\sigma_{ce}$
40m	41	>32	D=0.88	>46				
50m	47	>32	D=1.40	>46	D=0.64			
60m	37	>32	D=0.64					
70m	29	<32			48	>32	D=1.47	>46
80m	34	>32	D=0.52		43	>32	D=1.07	>46
90m	32	<32			36	>32	D=0.63	
100m	29	<32						

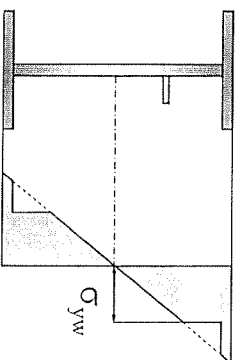
# 疲労照査のまとめ

- 終局限界照査=B活荷重、疲労限界照査=T-60を使用した場合、疲労照査の応力範囲は支間長の増加にもなつて減少する傾向にある。
- ただし、曲げモーメント相反部では応力範囲の減少が小さいか、ほぼ一定になる。
- 上の条件で、主桁断面は疲労限界照査では決まらない。したがつて、連続合成鋼桁橋にBHSを適用することは可能である。
- ただし、水平補剛材の回し溶接部、現場溶接継手のスカーラップでは止端仕上げなどの疲労強度向上が必要になる場合がある。

支間長	CASE-1(道示)				CASE-2(LRFD)			
	$\Delta\sigma_L$	仕上前 $\Delta\sigma_{ce}$	果積損傷	$\Delta\sigma_{ce}$	仕上後 $\Delta\sigma_L$	仕上前 $\Delta\sigma_{ce}$	果積損傷	仕上後 $\Delta\sigma_{ce}$
40m	74	>32	D=5.40	>46	D=2.43			
50m	62	>32	D=3.09	>46	D=1.41			
60m	45	>32	D=1.22	<46				
70m	32	<32			52	>32	D=1.83	>46
80m	30	<32			36	>32	D=0.63	
90m	31	<32			34	>32	D=0.52	
100m	26	<32						

# ハイブリット桁

- フランジに高強度鋼, ウェブに低強度鋼を使用し, 材料費を低減.
- AASHTOに基準化.
- 我国では普及していない.
- 曲げ強度



$$M_n = R_h \cdot M_y$$

- せん断強度 (Hybrid桁とHomogeneous桁のMpの比)

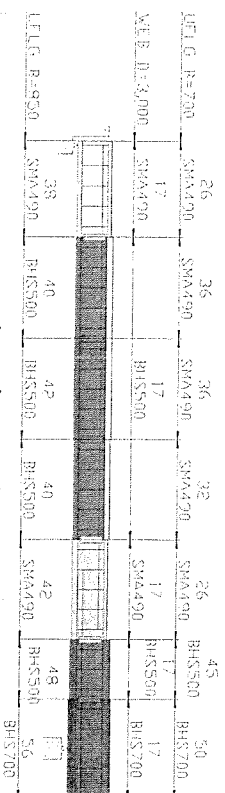
$$S_n = C \cdot S_y$$

後座屈強度 (Tension Field Action) を考えない

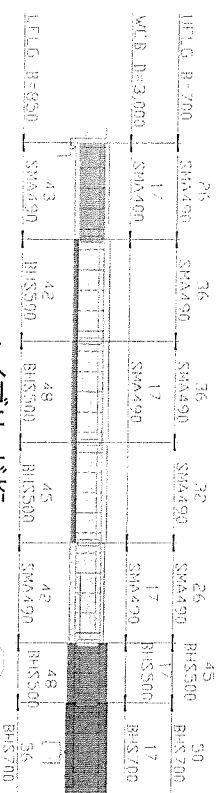
創造プロジェクトポスター 17

## ハイブリット桁の設計例

### 2径間連続桁 (2x70m)



### ホモジニアス桁



### ハイブリット桁

創造プロジェクトポスター

# ハイブリット桁の設計条件

- フランジとウェブに使用する鋼種の組合せ

Eurocodeの規定より,  $\frac{\sigma_{y,F}}{\sigma_{y,W}} \leq 2$

フランジ	SMA490W	BHS500W	BHS700W	BHS500W
ウェブ	SMA400W	SMA490W	SMA490W	SMA400W
$\sigma_{y,F}$	355	500	700	500
$\sigma_{y,W}$	235	355	355	235
$\sigma_{y,F}/\sigma_{y,W}$	1.51	1.41	1.97	2.13

- 適用箇所

合成桁の正曲げ領域が, ウェブの座屈補剛を簡略にできるので有利.

創造プロジェクトポスター 18

## ハイブリット桁の効果

鋼重増 (g)	2x40m	2x50m	2x60m	2x70m	2x80m	2x90m	2x100m
鋼重増 (g)	0.5	1.0	0.8	2.6	2.6	1.6	0.5
工費減 (%)	-0.3	-0.5	-0.6	-0.3	-0.2	-0.4	-0.6

※鋼重増加による架設工事費の増加はないと仮定している.

- BHS-ホモジニアスとBHS-ハイブリットを比較したが, 効果は小さい.
- 設計法の変更が可能ならば, 経済効果を拡大できる.
- $\sigma_{y,F}/\sigma_{y,W} < 2$ . ハイブリット係数, 安全率, ウェブの補剛方法 (TFAの効果見直し)

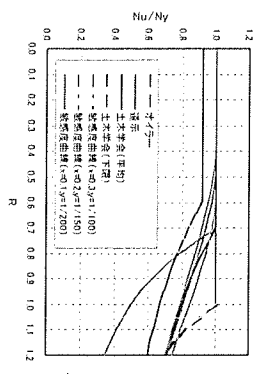
創造プロジェクトポスター

# 座屈に対する補剛の合理化

- 各基準(道示, 土木学会, LRFD)におけるプレートガーダーの座屈パラメータを比較.

- 考える座屈は, フランジねじれ座屈, ウェブ曲げ座屈, 横ねじれ座屈.
- BHS(一般的に厚肉の高張力鋼部材)では, 初期不整(初期たわみ, 溶接残留応力)が小さい.

- フランジねじれ座屈, 横ねじれ座屈に対する初期不整の影響  
⇒ 考えられる初期不整の範囲では, 耐力の変化は小さい.



フランジ(突出板)のねじれ座屈

新造プロジェクティブボウルム 21

# 腹板の限界幅厚比

道示様式方準 <sup>1)</sup>	土木学会鋼構造物設計指針 <sup>2)</sup>	AASHTO LRFD <sup>3)</sup>	PC(床版)設計指針 <sup>4)</sup>
$R_e$	1.4 断面安全率+1.4	(1.46)	$R_e = 1.67 - R'_e$ $R'_e = 0.7 \rightarrow R'_e = 0.3$ $\therefore R_e = 0.425 \rightarrow 2.31$ (同じ, $\phi < 1.2$ )
(D/t_w)σ	①床平補剛材無の場合 $5.11 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$ ②床平補剛材1段の場合 $8.65 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	①床平補剛材無の場合 $\frac{2D_c}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$ ②床平補剛材1段の場合 $\frac{2D_c}{t_w} \leq 11.63 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$ $\sigma_y$ : 仮設された作用応力	床平補剛材無の場合 $\frac{D}{t_w} = 127, t_w = 24 \text{ mm}$
D=3000mm (BHS300)の場合 φ<1.2 σ_y=σ_y/1.2	①床平補剛材無の場合 D = 102, t_w = 30 mm ②床平補剛材1段の場合 D = 173, t_w = 18 mm	①床平補剛材無の場合 D_c = D/2.2 ②床平補剛材1段の場合 t_w = 163, t_w = 18 mm ③床平補剛材1段の場合 D = 280, t_w = 11 mm	

※LRFDの場合, ①係数が大, ②ウェブ領域の幅で決定, ③作用応力で決定, のため腹板が薄くてきる.

23

# フランジ(突出板)の限界幅厚比

道示様式方準 <sup>1)</sup>	土木学会鋼構造物設計指針 <sup>2)</sup>	AASHTO LRFD <sup>3)</sup>	
$R_e$	0.7	0.63	0.66 (K=0.408の場合)
(b/t_f)σ	$0.434 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$0.390 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	曲げ座屈 (Noncompact) の片側フランジ $1.38 \frac{E}{\sigma_y \sqrt{2D_c/t_w}}$ (床平補剛材無の場合) ① $0.408 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$ (床平補剛材有の場合) ② $\sigma_y$ : 仮設された作用応力 $2D_c/t_w = 131$ のとき, ①と②は同じになる. 「補剛材」(断面内)
耐力方準	$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = \frac{0.5}{R^2}$	$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = \left(\frac{0.7}{R}\right)^{0.64}$	1.0 (曲げ座屈の場合)
断面係数φ	—	0.913	
b=800mm (BHS300)の場合	b/t_f = 8.7 t = 46mm	b/t_f = 7.8 t = 51mm	2D_c/t_w = 148, σ_y = 0.8σ_yの場合 b/t_f = 8.8, t = 45mm

22

# 横ねじれ座屈—固定点間距離

λ <sub>cr</sub>	道示様式方準 <sup>1)</sup>	土木学会鋼構造物設計指針 <sup>2)</sup>	AASHTO LRFD <sup>3)</sup>
$\lambda_{cr}$	0.2	0.4	(0.56)
(L/r)σ	$0.628 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$1.26 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$	$1.76 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}}$ (Noncompact)
耐力方準	$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = 1.0 - 0.412(L - 0.2)$	$\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = \frac{1}{2L^2} (\beta - \sqrt{\beta^2 - 4\lambda^2})$ $\beta = 1 + 0.25(L - 0.4) + \lambda^2$	曲げ座屈 (Bedler) $\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = 1.33 - 0.187 \frac{L}{r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ [ $\frac{\sigma_{ult}}{\sigma_y} = 1.0 - 0.60(L - 0.56)$ ]
断面係数φ	—	0.92	1.0 (曲げ座屈の場合)
FLG 800×90 WEB 3000×17 (BHS300)の場合	L <sub>φ</sub> = 2621 mm	L <sub>φ</sub> = 5259 mm	L <sub>φ</sub> = 7346 mm

24

# 現場継手—高カボルト

- 高張力鋼、厚板(約50mm以上)のボルト継手は困難
- LRFD, 超高カボルト(SHTB)による合理化

## 道示とASHTO-LRFDによる高カボルト摩擦接合の照査式の比較

	道示	LRFD
使用限界	$1.7 \times (DQ + DQ2) + 1.7 \times (LL + IM) \leq 1.0 \cdot R$ Rはすべり抵抗	荷重組み合わせ Service II $1.0 \times (DQ + DQ2) + 1.3 \times (LL + IM) \leq 1.0 \cdot R$ Rはすべり抵抗
終局限界		荷重組み合わせ Strength I $1.25 \times (DQ + DQ2) + 1.75 \times (LL + IM) \leq 0.8 \cdot R$ Rは支圧せん断による抵抗

ここで、DC1: 合板の荷重 DC2: 合板の荷重 LL: 活荷重 IM: 衝撃

# ボルト継手の計算例

- 2径間連続桁(2×70m)のラジック現場継手

	設計応力	1.7ラジック
死荷重 (DC) 応力		700×4.5 (BHS500)
活荷重 (LL+IM) 応力		+213.5 MPa
合計		+41.5 MPa
組合せ応力	道示	+255.0 MPa
組合せ応力	LRFD 使用限界	+433.5 MPa
組合せ応力	LRFD 終局限界	+467.5 MPa
組合せ応力	LRFD 終局限界	+339.5 MPa

道示 (F10T, M22)	道示 (SHTB, M22)	LRFD (M253)
168本, 21列	120本, 15列	使用限界88本, 10列 終局限界96本, 12列

鋼造プロジェクト・ソフトウェア

# 高カボルト継手—強度

## 道示とASHTO-LRFDによるすべり係数の比較

	道示	LRFD
すべり係数 $\mu$	0.4 (0.4を保障する表面)	0.33 for Class A (異状、あるいは同等の塗装) 0.50 for Class B (ラジック前、あるいは同等の塗装) 0.33 for Class C (粗面処理したマッキ)

	ボルト強度の比較			
	母材軸力 (kN)	すべり強度 (kN)	せん断強度 (kN)	
道示				
F10T M22	900	205	82	S8
LRFD M253 M22	940	1,040	110	(支圧接合の場合、安全率=3)
(ASTM A490)			120	(0.48A <sub>s</sub> σ <sub>u</sub> )
SHTB M22	1,260	1,400	299	(μ=0.4)
			120	?

鋼造プロジェクト・ソフトウェア

# 耐風安定

## ■ 基本条件

- 支間長=70m, 高度=30m, 総幅=11.5m, 有効高=4.4m

## ■ 風特性の仮定

- 基本風速=5m(関東), 地表粗度=II(田園), 補正係数=1.18

- 設計基準風速=41.3m, 乱れ強さ=0.16

## ■ 固有振動数, 減衰

- たわみ  $f_1 = 100/L = 1.43\text{Hz}$ , ねじれ  $f_0 = 1.15$ ,  $f_2 = 1.57\text{Hz}$  (2主桁橋のため)

- 減衰  $\delta = 0.04$

## ■ 発散振動

- たわみ発散振動=OK

- ねじれ発散振動  $U_{cr} = 72\text{m/s} > U_{cr} = 57\text{m/s}$  (但し、無次元風速=4)

## ■ 滑動振

- たわみ, 振幅  $h_c = 16\text{cm} < h_a = 30\text{cm}$

- ねじれ, 振幅  $\theta_c = 0.32^\circ < \theta_a = 0.77^\circ$

日本道路協会: 道路橋耐風設計規程, 1991.7

山田, 他: 少数主桁橋の耐風性, 基礎, 2002.2

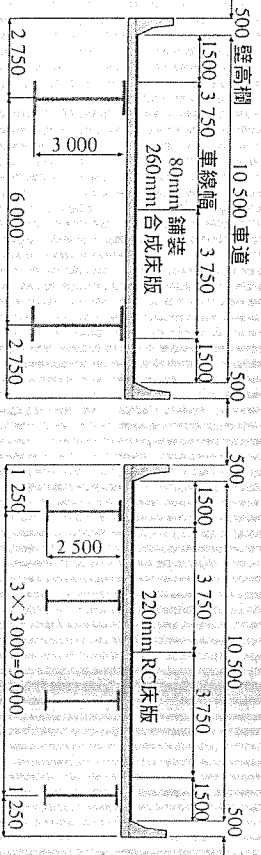
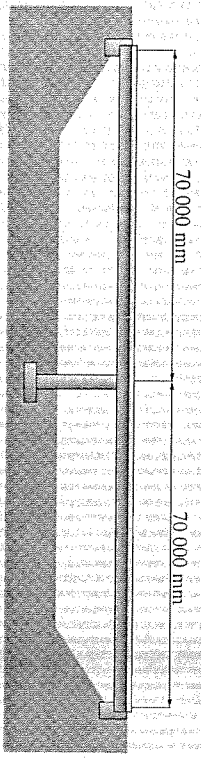
鋼造プロジェクト・ソフトウェア

# 道示とLRFDによる試設計比較

- 日本と米国の基準により、同じ橋梁を設計
- 設計条件

- ① 支間長 2 × 70m の連続板桁
- ② 総幅員 11.5m
- ③ 主桁配置 床版形式により決定
- ④ 活荷重 道示 (B活荷重), LRFD (HL-93)
- ⑤ 疲労の影響 耐用年数 = 100年
- ⑥ 使用鋼材 大型車交通量 = 3000台/日・車線  
道示 = SMA490W, BHS500, BHS700  
LRFD = A709G1345W, HPS70W
- ⑦ 輸送部材長 日米の規制によって決定
- ⑧ 適用基準 道示, LRFD (B活荷重とLRFDの組み合わせも試算)

## 基本構造



日本 (道示, I DFN)

米国 (LRFD)

## BHSに対する基本安全率

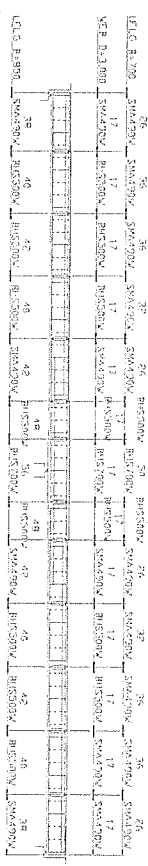
	SMA400 SMA400	SMA490W SMA520 SMA490	SMA570 SMA570	BHS500	HT690	HT780	BHS700
基準引張強さ $\sigma_t$	235	335	430	500	590	690	700
保層引張強さ $\sigma_B$	400	490	570	570	690	780	780
降伏比 $\sigma_t/\sigma_B$	0.588	0.724 0.683	0.790	0.877	0.855	0.885	0.897
$\sigma_a/\sigma_B$	1.40	2.10	2.55	2.95	3.15	3.50	4.10
$\sigma_B/\sigma_a$	1.68	1.69	1.76	1.69	1.87	1.97	1.71
$\sigma_B/\sigma_a$	2.86	2.48	2.24	1.93	2.19	2.23	1.90

	A709M Grade 345W (HPS70W)	HPS485W (HPS70W)
基準引張強さ $\sigma_t$	345	485
保層引張強さ $\sigma_B$	485	557-60
降伏比 $\sigma_t/\sigma_B$	0.711	0.829

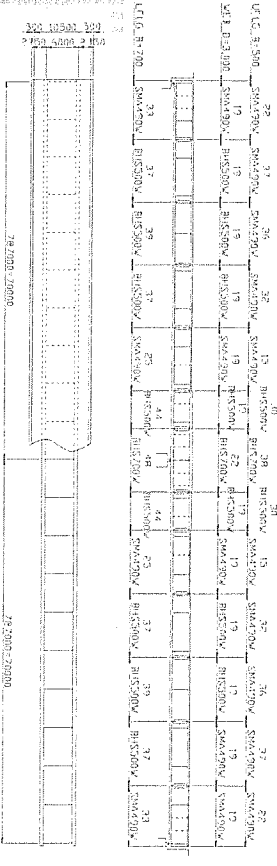
LRFDでは485MPa以上の鋼材をコンパクト断面に使用できない規定があるが、鋼種によらず安全率 (抵抗係数) は同じである

## B活荷重に対する試設計

### 道示を適用

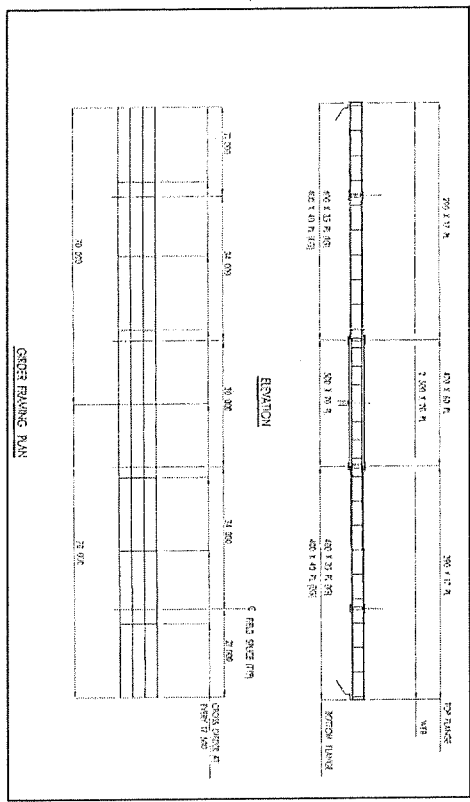


### LRFDを適用





# 米国 (LRFD) の試設計一 1

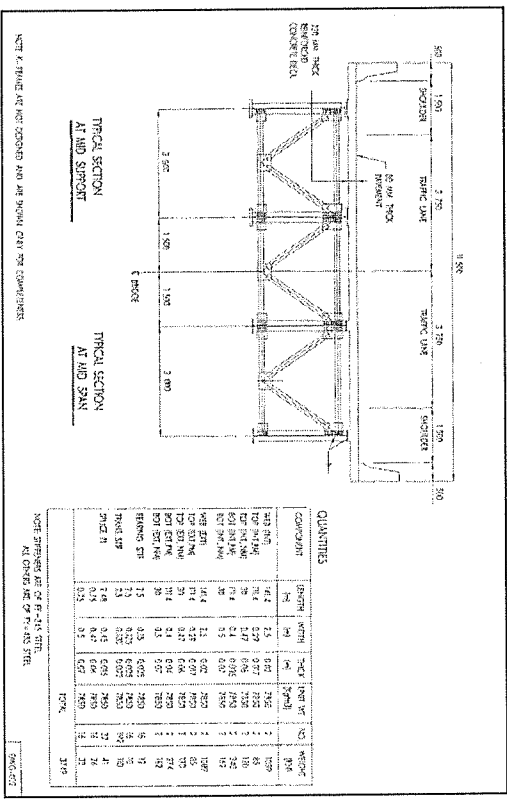


# 試設計一比較

概略のため、支間中央と中間支点のみ断面設計を行い、断面変化の最適化はしていない  
 創造プロジェク・ソフウェア 33

桁高	日本		米国 (LRFD)	
	許容応力変法 B 活荷重	LRFD B 活荷重	外拵	内拵
支間中央	3.0m	3.0m	2.5m	2.5m
トランジ	700×36-SMA490W	500×36-SMA490W	Non compact	Non compact
トランジ	3000×17-BHS500W	3000×17-HPS485W	290×17-HPS485W	290×17-HPS485W
トランジ	850×42-BHS500W	3000×19-BHS500W	2500×20-HPS485W	2500×20-HPS485W
中間支点	700×36-SMA490W	700×39-BHS500W	400×40-HPS485W	400×35-HPS485W
トランジ	700×50-BHS700W	500×38-BHS700W	470×60-HPS485W	470×60-HPS485W
トランジ	3000×17-BHS700W	3000×19-BHS700W	2500×20-HPS485W	2500×20-HPS485W
トランジ	850×56-BHS700W	700×48-BHS700W	500×70-HPS485W	500×70-HPS485W
水平補剛材	1段 (170×22mm)	なし	なし	なし
垂直補剛材	160×14mm (片側) 2.3m間隔	160×14mm (片側) 2.3m間隔 (交点付近)	135×22mm (両側) 4.5m間隔	135×22mm (両側) 4.5m間隔
活荷重たわみ	77.5mm(L/500=144mm)	77.5mm(L/500=144mm)	44mm(L/800=87.5mm)	44mm(L/800=87.5mm)

# 米国 (LRFD) の試設計一 2



# 試設計まとめ

創造プロジェク・ソフウェア 34

- 米国はRC床版の4主桁橋、日本は合成床版2主桁を選択。
- 米国の主桁トロッツ長(21~34m)は日本の標準(12m)に比べ、かなり長い。
- 米国の対横構間隔は17.5mで、日本の設計7m(基準では6m)より長い。
- 米国の垂直補剛材間隔は4.5m(a/b=1.8)だが、道示ではa/b<1.5である。
- 活荷重曲げモーメントは、HL-93(車線載荷)の方がB活荷重(有効員載荷)より多少小さい。
- LRFDによるとウエゴの補剛はかなり簡略化できる。
- 活荷重たわみ制限は、LRFD(L/800)の方が道示(L/500)より厳しい。
- 解析は日本では格子であるが、LRFDでは荷重分配係数により1本梁に低減して行うのが一般的である。
- 米国の合成桁の断面計算は短期と長期でヤング係数比を変化させるだけで、日本のように鋼とコンクリートの応力分担変化を考慮した式は使わない。
- (米国では、日本のように細部まで緻密な計算はしないようである。

# 概算工事費

	日本 (道示)	日本 (道示)	日本 (LRFD)	米国 (LRFD)
	全断面流線橋手	高力流線下継手	高力流線下継手	
概算利重	277 ton	291 ton	250 ton	384 ton
概算工事費 (鋼材費)	15.2 万円/ton	15.2 万円/ton	15.3 万円/ton	\$0.48-0.60 /LB <sup>1)</sup> (13-16 万円 / ton)
(製作まで)	28.5 万円/ton (支床費除く)	31.0 万円/ton (支床費除く)	29.9 万円/ton (支床費除く)	\$0.75-0.83 /LB <sup>1)</sup> (20-22 万円 / ton)
(桁架梁まで)	68.4 万円/ton	64.6 万円/ton	65.1 万円/ton	\$1.18-1.50 /LB (31-40 万円 / ton) (10.4 万円 / m <sup>2</sup> )
※床版除く、支床を含む (床版まで)				
※床版上を除く ※一般管理費含む	18.5 万円/m <sup>2</sup>	18.4 万円/m <sup>2</sup>	16.7 万円/m <sup>2</sup>	

- BHSの鋼材価格は未定である。
- BHSの性能による製作工数の削減の可能性はある。
- 米国では鋼材費を含む主桁製作コスト\$0.66/LB(18万円/t)、補剛材製作コスト\$2/LB(53万円/t)とされており、日本と同様に少補剛設計が有利である。
- 現場工事費の差が最も大きいのが、1つの理由は輸送制限によるトラック分割の違いにあると思われる。

# 概算工事費の比較—2

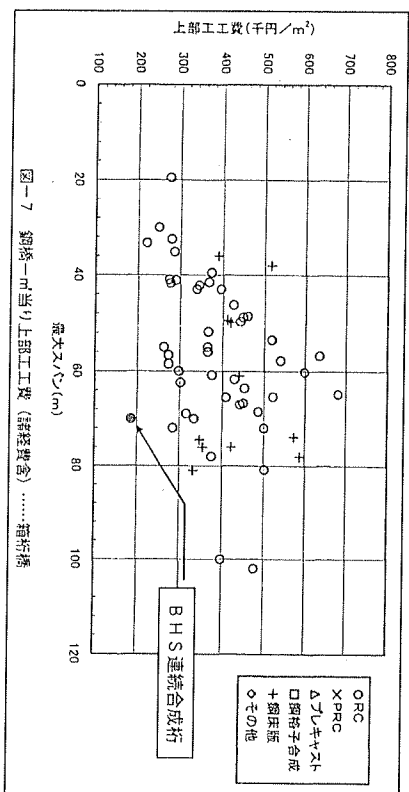
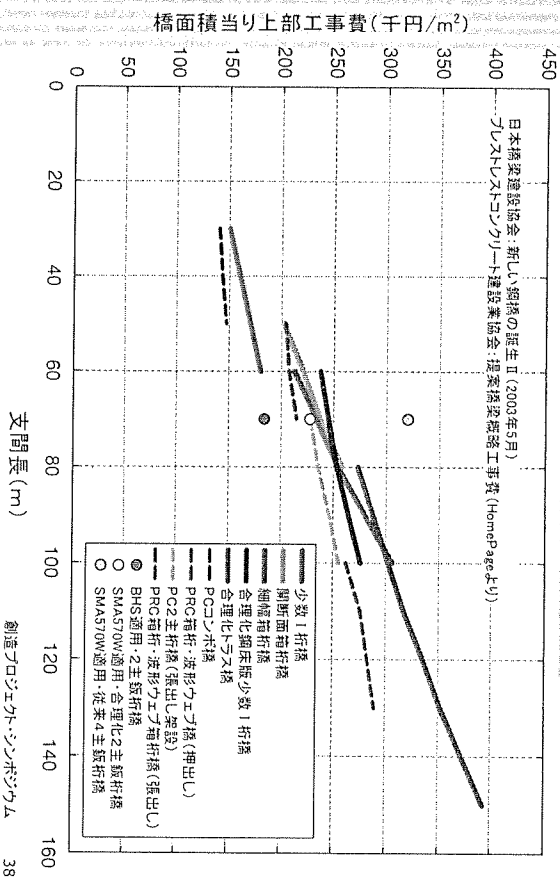


図-7 鋼橋—m当り上部工事費 (総経費含) ……箱桁橋

# 概算工事費の比較—1



# まとめ

- BHSの高強度を利用した鋼橋の設計からの合理化を検討。
- 長支間橋梁への適用 (疲労の影響)、ハイライツト桁、耐力、試験設計
- 今回の設計荷重の条件では、断面決定に疲労は影響しなかった。
- ハイライツト桁の経済効果は小さい、設計法の見直しができる。経済的になる。
- LRFDを適用するとウェブの座屈、横ねじれ座屈に対する補剛がかなり簡略化できる。
- 高強度鋼に対する安全率 ( $\sigma_g/2.2$ ) を見直すことができ、BHSを有効利用できる。(限界状態設計法を適用し、安全係数を合理化)
- 米国の設計ではRC床版多主桁、日本の設計では合成床版少数主桁を選定。
- 米国の設計ではトラック長(21~34m)、対傾構間隔17.5m、垂直補剛材間隔4.5m (a/b=1.8) であり、日本の標準よりかなり大きい。
- BHSを利用することにより、钣桁の長支間化が可能であり、鋼橋の工費縮減が可能である。(他の形式に対してBHSの有効な使用方法の検討も必要)



2003年9月18日

創造プロジェクト・シンポジウム  
 ー新鋼材による新しい合理化設計ー

設計WG 織田博孝（瀧上工業）  
 井上 寛 （東京鐵骨橋梁）  
 岩崎 初美（石川島播磨重工業）  
 加藤 靖 （日立造船）  
 白石 恭章（三菱重工業）  
 田中 裕二（三井造船）  
 宮崎 晴之（三井造船）

1. はじめに

(1) 橋梁用高性能鋼材の適用

鋼橋の合理化のために様々な試みがなされているが、ここでは橋梁用高性能鋼材 BHS<sup>1)</sup>の適用を核とした合理化を検討する。新しく開発された橋梁用高性能鋼材 BHS には、BHS500 ( $\sigma_y=500\text{MPa}$ ) と BHS700 ( $\sigma_y=700\text{MPa}$ ) の強度が用意されており、橋梁用鋼材として高降伏点、高じん性・高信頼性、良施工性、耐候性という特徴を持った鋼材である。米国には同様の鋼材として HPS70 ( $\sigma_y=485\text{MPa}$ ) と HPS100 ( $\sigma_y=690\text{MPa}$ ) がある。

BHS を適用した設計では、その高強度を有効利用することが効果的であり、その方法としては、①長支間橋梁への適用、②ハイブリッド桁への適用、③初期不整の低減による高圧縮耐力の期待、が挙げられる。また、死荷重比率の大きい長支間橋梁の設計法としては AASHTO-LRFD のような限界状態設計法を適用することが、合理的な安全性を確保することになる。また、BHS は溶接性などの施工性が向上しており製作コストを削減できる可能性がある。また、SMA と同等の耐候性もっており、維持管理コストの低減が可能である。

BHS の適用はコストダウンのために重要な技術であるが、これだけでは効果が限定される。BHS と技術的関連の薄い事項であっても、1つずつ積み重ねて総合的に検討していくことが、大きなコストダウンにつながると考える。

(2) 鋼橋のコスト構成

一例として、3径間連続合成鋼桁（支間長 60m, 4主桁）の工事費の内訳を示す。およそ、材料費（ゴム支承も含めて）25%、製作費 25%、架設～床版 25%、橋面工 5%、現場設備・経費 10%、一般管理費 10%となっている。基準は様々であるが、コストダウンのために注目するのは、支承費、製作費、現場溶接費、床版工事費と思われる。

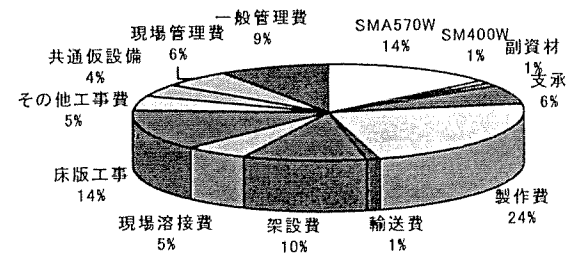


図-1 国内鋼橋のコスト構成

2. 検討課題

この研究では、下記の課題について検討する。

- ① 疲労照査：高強度鋼を使用した長支間橋梁において、疲労照査によって断面が決定されるかどうかを検討。
- ② ハイブリッド桁：フランジに高強度鋼，ウェブに低強度鋼を使用したハイブリッド桁が経済性を持つかどうかを検討。
- ③ 圧縮耐荷力：圧縮耐荷力について、道示や土木学会基準と AASHTO-LRFD 基準を比較する。また、厚肉の高強度鋼では溶接残留応力や初期たわみが比較的小さいため圧縮耐荷力の向上が期待されるが、その効果がどれくらいか試算する。
- ④ 現場継手：道示と AASHTO-LRFD 基準の比較、および超高力ボルト<sup>2)</sup> (F14T) の試設計を行う。

- ⑤ LRFDと道示による試設計比較：米国のコンサルタントにLRFDによる試設計を依頼し、LRFDによる設計法を調査するとともに、道示による試設計結果との比較を行う。

### 3. 検討結果

#### (1) 疲労照査

2径間の連続合成2主桁桁橋（支間長40～100m）を対象に、B活荷重で断面決定した上で疲労設計指針<sup>3)</sup>（T-60）に従って疲労照査を行った。

B活荷重と死荷重の応力比率は支間の増加にともなって減少し、疲労照査荷重の応力範囲も支間長の増加にともなって減少する傾向にある。ただし、曲げモーメント相反部では応力範囲の減少が小さいか、ほぼ一定になる。この条件で、主桁断面は疲労限界照査では決まらず、連続合成桁橋にBHSを適用することは可能である。ただし、水平補剛材の回し溶接部、現場溶接継手のスカーラップでは止端仕上げなどの疲労強度向上が必要になる場合がある。

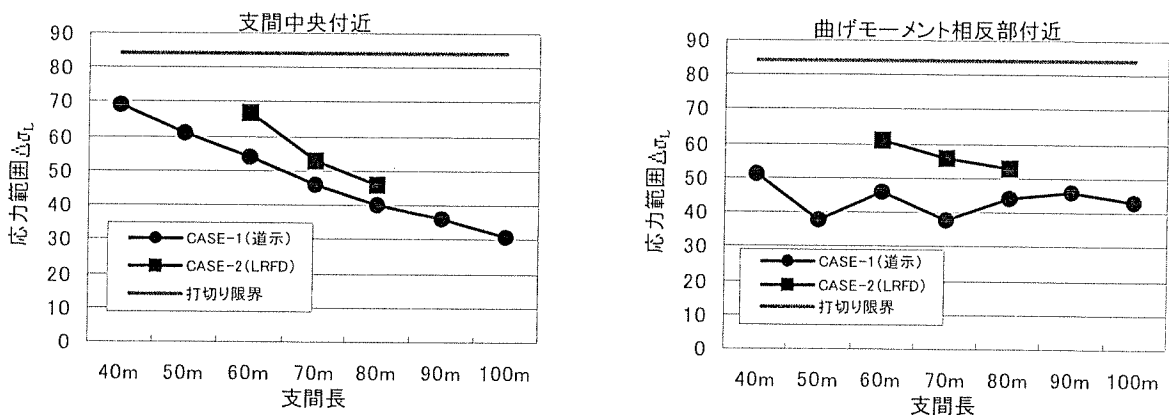


図-2 下フランジとウェブの首溶接の応力範囲

#### (2) ハイブリッド桁

ハイブリッド桁とはフランジに高強度鋼、ウェブに低強度鋼を使用して材料費を低減するものである。ウェブが先に降伏しても最終的な曲げ強度はフランジに支配されることから、このような構造が考えられた。ハイブリッド桁の研究はかなり古くから行われており、AASHTOでは基準に取り入れられている。我国では試験的な橋梁が架けられたが、普及はしていない<sup>4)</sup>。

ハイブリッド桁の設計では、

$$\text{曲げ強度} : M_n = R_h \cdot S_y, \quad \text{せん断強度} S_n = C \cdot S_y$$

とする。ここで、 $R_h$ はハイブリッド係数と言われる低減係数で、ハイブリッド桁とホモジニアス桁の全塑性モーメント比である。 $C$ は弾性せん断座屈強度と降伏強度の比による低減係数であり、張力場作用による後座屈強度を考えないことになっている。

疲労照査と同様に2径間連続合成桁橋（支間長40～100m）を対象にハイブリッド桁を設計した。この結果では、鋼材費の縮減は0.2%～0.6%にとどまり、効果は小さかった。張力場作用を認めることなどの設計法の見直しが可能ならば、経済的效果は拡大すると思われる。

#### (3) 座屈耐荷力

I形断面桁のフランジ、ウェブの局部座屈、横ねじれ座屈に対する設計式について、道路橋示方書<sup>5)</sup>、土木学会・鋼構造物設計指針<sup>6)</sup>、AASHTO LRFD<sup>7)</sup>を比較する。また、比較的厚肉の高張力鋼を使用した部材では、耐荷力に影響を及ぼす初期たわみや残留応力が小さいと考えられるから、比較的薄肉の軟鋼を使用した部材よりも高い耐荷力評価が可能であるかどうか検討する。

まず、表-1に示すように座屈の影響で許容応力が全強より低減しない点での座屈パラメータ（限界幅厚比や限界細長比）を比較した。フランジのねじれ座屈については各基準で余り違わないが、ウェブの曲げ座屈と横ねじれ座屈ではLRFDが大きな値であることがわかった。つまり、基準としてLRFDを採用するとウェブの補剛を少なく、圧縮フランジの固定点間距離を大きくすることができる。

表-1 限界幅厚比・限界細長比の規定によるフランジ厚・ウェブ厚・固定点間距離

	道路橋示方書 <sup>5)</sup>	土木学会鋼構造物設計指針 <sup>6)</sup>	AASHTO LRFD <sup>7)</sup>	PC床版少数主桁 <sup>8)</sup>
圧縮フランジ b=800mm (BHS500)の場合	$b/t_f = 8.7$ t = 46mm	$b/t_f = 7.8$ t = 51mm	$2D_c/t_w = 148, \sigma_c = 0.8\sigma_y$ の場合 $b/t_f = 8.8, t = 45mm$	
ウェブ FLG 800×50 WEB 3000×17 (BHS500)の場合	$L_b = 2,621 \text{ mm}$	$L_b = 5,259 \text{ mm}$	$L_b = 7,346mm$	
固定点間距離 D=3000mm (BHS500)の場合 かつ $\psi < -1.2$ すなわち、 $\sigma_c = \sigma_y / 1.2$ $\sigma_t = \sigma_y$	①水平補剛材無 $\frac{D}{t_w} = 102, t_w = 30mm$ ②水平補剛材1段 $\frac{D}{t_w} = 173, t_w = 18mm$	道示と同じ	$\sigma_c = \sigma_y / 1.2, D_c = D / 2.2$ ①水平補剛材無 $\frac{D}{t_w} = 163, t_w = 18mm$ ②水平補剛材1段 $\frac{D}{t_w} = 280, t_w = 11mm$	水平補剛材無 $\frac{D}{t_w} = 127, t_w = 24mm$

土木学会・座屈設計ガイドライン<sup>9)</sup>には、溶接箱形断面部材の圧縮残留応力がSS400で $0.3\sigma_y$ 前後、HT790で $0.1\sigma_y$ 前後という資料がある。したがって、厚肉の高張力鋼部材の初期不整は小さく、軟鋼と比較して高い圧縮耐荷力を持っていると予想される。そこで文献10),11)にある初期不整の関数として表わされる耐荷力推定式を利用して耐荷力の変化を調べた。フランジねじれ座屈、横ねじれ座屈に対する初期不整の影響は、考えられる初期不整の範囲では小さいという結果であった。

#### (4) 高力ボルト継手

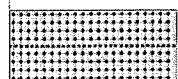
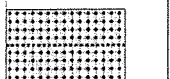
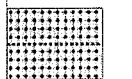
高張力鋼の厚板（約50mm以上）のF10Tボルト摩擦接合は、ボルト本数が多くなるので困難である。そこで、LRFDの適用による設計の合理化、超高力ボルト（SHTB、F14T相当）適用の検討を行った。

道示は許容応力度法のため使用限界、終局限界の区別はないが、AASHTO-LRFDのボルト継手の

設計では、使用限界に対してすべり、終局限界に対してボルトのせん断・支圧を照査する。M22ボルトのすべり強度は、道示ではF10Tで82kN、SHTBを適用すると120kN、LRFDのM235ボルトでは110kN（F10Tに比べ導入軸力8%大きく、すべり係数 $\mu = 0.5$ のため）である。

これら3種の高力ボルトを用いて、検討対象の2径間連続合成2主桁桁（支間長70m）の中で最も厚いフランジの継手を設計すると右の表のようになる。

表-2 高力ボルト継手の比較

道示 (F10T, M22)	道示 (SHTB, M22)	LRFD (M253, M22)
168本, 21列	120本, 15列	使用限界80本, 10列 終局限界96本, 12列
		

#### (5) 耐風安定

支間長70mの連続2主桁桁橋に対して、文献12),13)を参考に耐風安定の検討を行った。2主桁桁橋はねじりの固有振動数が小さく、ねじり振動が発生しやすい。設計基準風速が41.3mとなる条件で検討した結果、懸念された発散振動（フラッター）と渦励振（たわみ、ねじれ）の照査を満足することができた。

しかし、2主桁桁橋のフラッター発現風速や構造減衰のデータは十分でなく、実験などによるデータ収集が進められている。

#### 4. 道示とLRFDによる試設計比較

##### (1) 設計条件

- ①支間長：2×70mの連続桁橋，②総幅員：11.5m，③主桁配置：床版形式により決定
- ④活荷重：道示（B活荷重），LRFD（HL-93）
- ⑤疲労の影響耐用年数＝100年，大型車交通量＝3000台/日・車線
- ⑥使用鋼材：道示＝SMA490W，BHS500，BHS700，LRFD＝A709Gr345W，HPS70W
- ⑦輸送部材長：日米の規制によって決定
- ⑧適用基準：道示，LRFD（B活荷重とLRFDの組み合わせも試算）

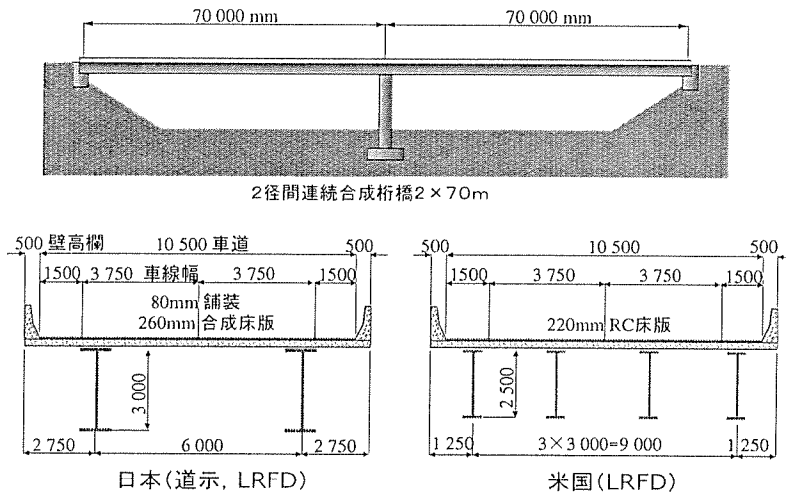
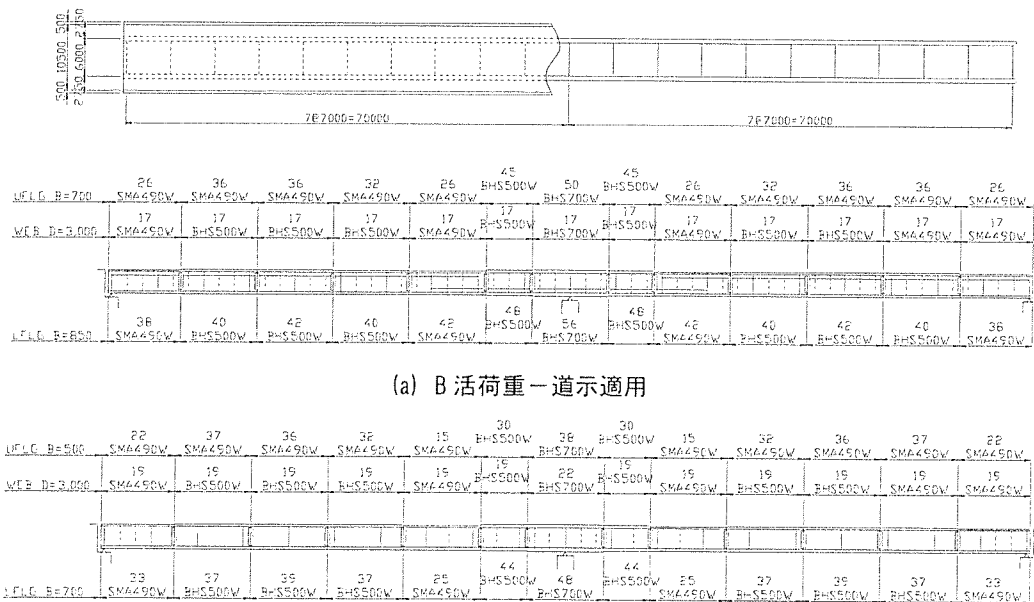


図-3 基本構造

##### (2) 設計結果



(a) B活荷重-道示適用

(b) B活荷重-LRFD適用

図-4 日本の試設計結果

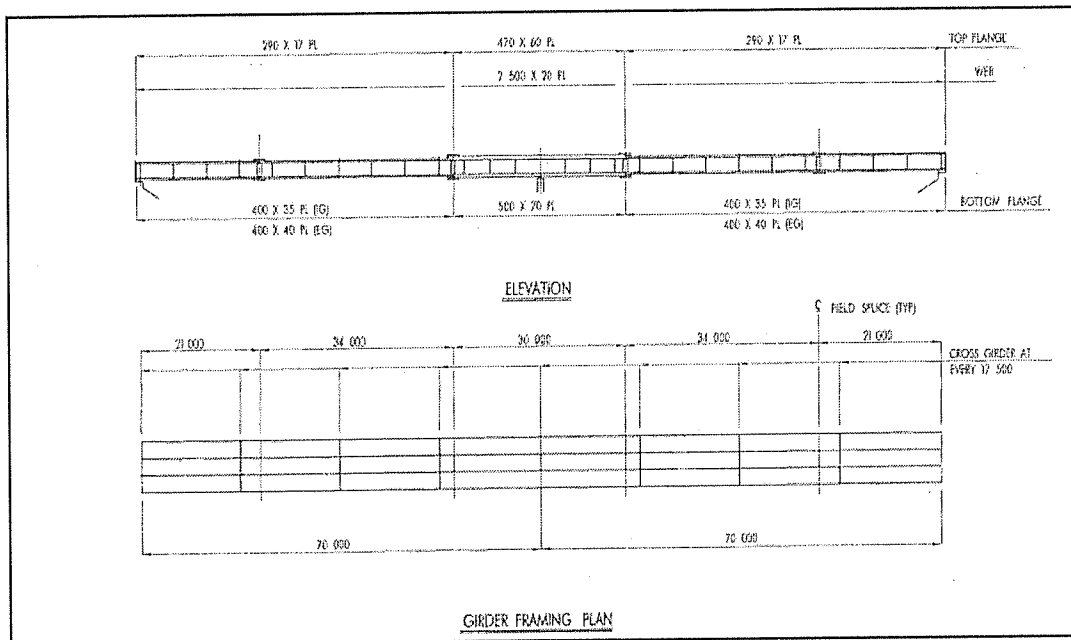


図-5 米国の試設計結果

図-4,5に試設計結果を示す。米国の試設計は米国のコンサルタント Parsons の大橋治一氏に依頼した。どちらの試設計も概略レベルで細部構造の設計はしていない。また、米国の試設計では断面変化による最適化はしていない。

日本の試設計では、道示に従って許容応力度法で設計したものと、B活荷重以外の基準をLRFDに従って設計したものを示している。日本では高張力鋼の許容応力度を引張強さ/2.2としているが、BHSの許容応力度は、LRFDが鋼種に関係なく同じ安全係数を使用していることになって、降伏強度/1.7としている。

試設計結果を比較すると、橋梁形式として米国はRC床版の4主桁橋、日本は合成床版2主桁橋を選択している。輸送条件の違いから、米国の主桁ブロック長(21~34m)は日本の標準(12m)に比べかなり長い。対傾構配置間隔は米国の設計では17.5mで、日本の設計では7m(基準では6m)である。米国の垂直補剛材間隔は4.5m( $a/b=1.8$ )だが、道示では $a/b<1.5$ である。LRFDによるとウェブの補剛はかなり簡略化できることがわかる。活荷重たわみ制限はどの設計結果も満足しているが、LRFDの制限値 $L/800$ は道示の制限値 $L/500$ より厳しい。

## (2) 概算工事費

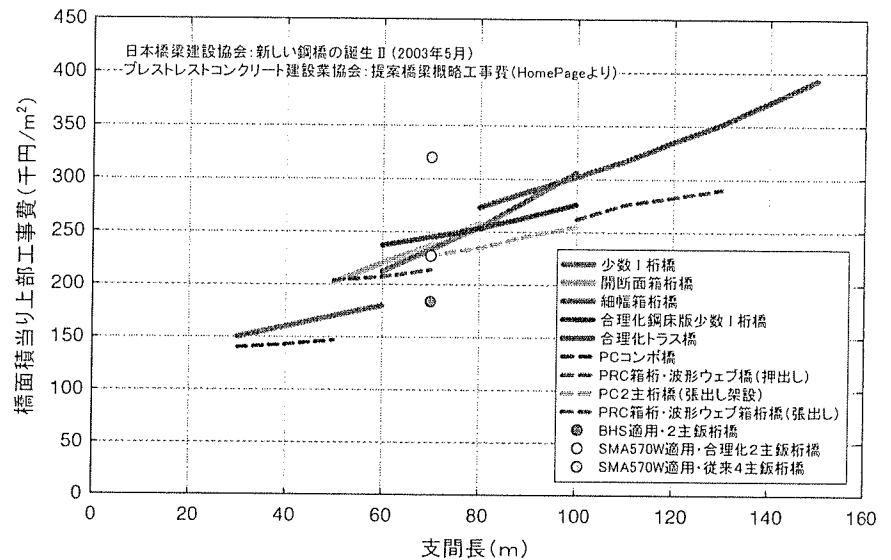
試設計に対して上部工工事費の見積りを表-3に示す。BHSの鋼材価格やBHSの性能による製作工数削減の可能性など不確定の要因を含んでいる。架設はベント工法を想定している。

文献14),15)では、米国における鋼材費を含む主桁製作コスト\$0.66/LB(18万円/t)、補剛材製作コスト\$2/LB(53万円/t)との調査結果があげられており、日本と同様に少補剛設計が有利である。見積りの中では現場工事費の差が大きく、1つの理由は輸送制限によるブロック分割の違いにあると思われる。

表-3 概算鋼重と概算工事費

	日本(道示) 全断面溶接継手	日本(道示) 高力ボルト継手	日本(LRFD) 高力ボルト継手	米国(LRFD)
概算鋼重	277 ton	291 ton	250 ton	384 ton
概算工費見積り ※橋面工を除く。	18.5万円/m <sup>2</sup>	18.4万円/m <sup>2</sup>	16.7万円/m <sup>2</sup>	\$1.18-1.50/LB (31-40万円/ton) (10.4万円/m <sup>2</sup> )

今回、試設計を行った BHS 適用の 2 径間連続合成鋼桁橋の概算工事費を、最近の鋼橋と PC 橋の合理化形式と比較した結果を図-6 に示す。支間長 70m の BHS 適用 2 主鋼桁は鋼桁橋の適用範囲を拡大することができ、他の合理化型式と比較しても 10% ほどの工費低減があり、競争力を持つと考えられる。



## 5. まとめ

この研究では、BHS の高強度を利用した鋼橋の設計からの合理化を検討した。結果をまとめると次のようになる。

- ・ 今回の設計荷重の条件では、断面決定に疲労は影響しなかった。
- ・ ハイブリッド桁の経済効果は小さい。設計法の見直しがあれば経済的になる。
- ・ LRFD を適用するとウェブの座屈、横ねじれ座屈に対する補剛がかなり簡略化できる。
- ・ 高強度鋼に対する安全率 ( $\sigma_B/2.2$ ) を見直すことができれば、BHS を有効利用できる。
- ・ 米国の設計では RC 床版多主桁、日本の設計では合成床版少数主桁を選定。
- ・ 米国の設計ではブロック長 (21~34m)、対傾構間隔 17.5m、垂直補剛材間隔 4.5m ( $a/b=1.8$ ) であり、日本の標準よりかなり大きい。
- ・ BHS を利用することにより、鋼桁の長支間化が可能であり、鋼橋の工費縮減が可能である。ここまでは鋼桁橋を対象にして検討してきたが、他の形式に対して BHS の有効な使用方法も検討する必要がある。設計法の観点からの合理化として、3次元解析や FEM を取り入れた設計法の検討や、限界状態設計法の検討が必要と考えられる。

## 参考文献

- 1) 三木, 市川, 楠, 川端: 橋梁用高性能鋼材 (BHS500, BHS700) の提案, 土木学会論文集, No.738/I-64, 2003.7.
- 2) 日本建築学会・構造委員会: 鋼構造接合部の力学性能と設計法, 1996.10.
- 3) 日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, 平成 14 年 3 月.
- 4) 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), 平成 14 年 3 月.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 平成 14 年 3 月.
- 6) 土木学会: 鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物 平成 9 年度版, 平成 9 年 5 月.
- 7) AASHTO: LRFD Bridge Design Specifications, SI units Second Edition, 1998.
- 8) 中園, 稲葉, 大垣, 川口: PC 床版を有する鋼連続合成 2 主桁橋の設計法 (中) - 腹板の少補剛設計 -, 橋梁と基礎, 2002 年 3 月.
- 9) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 昭和 62 年 10 月.
- 10) 宇佐美, 天雲: 圧縮と曲げを受ける板要素の極限強度と有効幅公式, 土木学会論文集, No.441/I-18, 1992.
- 11) 西村, 久保, 西井, 福本: 鋼はり部材の横ねじれ強度の統一評価, 土木学会論文集, No.416/I-13, 1990.
- 12) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 1991.7
- 13) 山田均・上島秀作・枝元勝哉・台原直・澤田繁樹・篠原修二: 少数主桁橋梁の耐風性, 橋梁と基礎, 2002.2
- 14) Richard Horton: HIGH PERFORMANCE STEEL COST COMPARISON STUDY - PHASE II, 2002 FHWA Steel Bridge Conference For The Western United States, Conference Theme: Emerging Technologies in Steel Bridge Design and Construction with Emphasis on High Performance Steel (HPS), December 12 and 13, 2002
- 15) U.S. Department of Transportation, FHWA: High performance Steel Designers' Guide, Second Edition, 2002.4.
- 16) 日本橋梁建設協会: 新しい鋼橋の誕生Ⅱ, 2003.5.
- 17) プレストレストコンクリート建設業協会: 提案橋梁概略工事費 (HomePage) .