

鋼補剛木床版(SW床版)合成桁の実験的研究

北海道大学院工学研究科	名誉員	渡辺	昇
新構造	正員	和田	隆宏
北海道士木設計	正員	青木	雅人
シビル設計コンサルタント	正員	渡辺	治

1. まえがき

図-1(a)のような従来の鉄筋コンクリート床版合成桁橋は、次のような欠点をもっている。

1) 床版の素材がコンクリートであるから、もろく、亀裂が生じやすいので、維持補修費がかかる。2) コンクリートの比重は 2.4 であるから、重く、地震に不利である。3) 連続桁形式の橋の場合は、中間橋脚位置の負の曲げモーメントにより、コンクリート床版に亀裂が生じる。4) 壊れたコンクリート床版はリサイクルができず、厄介な産業廃棄物になる。

そこで、図-1(b), (c)のようなSW床版合成桁を考えた。この利点は次のとおりである。

1) 床版の素材が LVL(Laminated Veneer Lumber)(ベニア板積層木材)であるからねばりがあり、床版に亀裂が生じない。2) 木の比重は、スギで 0.4、カラマツで 0.45 であるから、軽く、地震に有利である。3) LVL床版の上面と下面に鋼板を貼ることにより、曲げ剛性が飛躍的に大きくなるから、B活荷重に十分対応できる。4) 連続桁形式の橋の場合、中間橋脚の負の曲げモーメントに対し、床版に亀裂が生じない。5) 素材が木と鉄であるから、リサイクルができる。

図-1(b), (c)の試験体を作り、北海道大学開発科学実験所の300トンの載荷装置で載荷実験を行ったので報告する。このような実験は世界で初めての試みである。

図-1 鉄筋コンクリート床版合成桁橋と SW床版合成桁橋

(a)従来の鉄筋コンクリート床版合成桁橋



(b) SW床版合成桁橋 (H形鋼主桁)



(c) SW床版合成桁橋 (SW主桁)



Experimental Study of Steel Stiffened Wooden Slab Composite Beam
by Noboru WATANABE, Takahiro WADA, Masato AOKI, and Osamu WATANABE

2. 試験体 No. 1, No. 2 の曲げ剛性の算定

図-2 試験体 No. 1

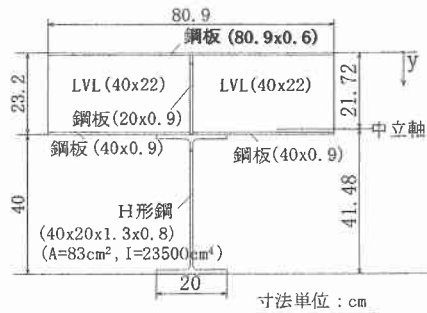


図-3 試験体 No. 2

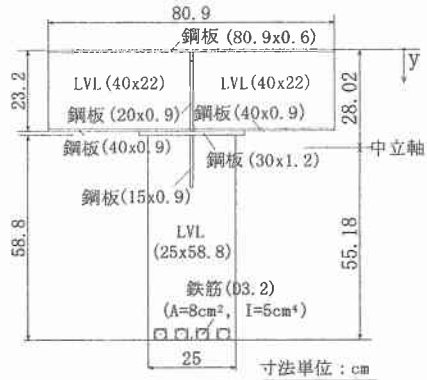
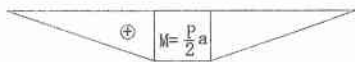


図-4 荷重状態

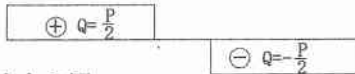


図-5 断面力図とたわみ図

(a) 曲げモーメント図



(b) せん断力図



(c) たわみ図

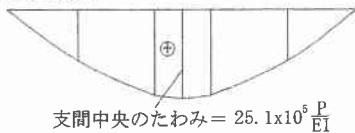


表-1 試験体 No. 1 の中立軸、I、EI

鋼のヤング係数: $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
カラマツのヤング係数: $E_w = 7.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$
ヤング係数比: $n = \frac{E_s}{E_w} = 28$ として計算した

A (cm ²)	y (cm)	A·y (cm ³)	A·y ² (cm ⁴)
80.9x0.6x28=1359	0.3	408	122
			(1/12)x80.9x0.6 ³ x28= 41
0.9x20x28= 504	12.6	6350	80015
			(1/12)x0.9x20 ³ x28= 16800
40x22x2= 1760	11.6	20416	236826
			(1/12)x40x22 ³ x2= 70987
40x0.6x2x28=1344	22.9	30778	704807
			(1/12)x40x0.6 ³ x2x28= 40
83x28= 2324	43.2	100397	4337142
			23500x28= 658000
7291	158349		6104780

上縁から中立軸までの距離 = $e_L = \frac{158349}{7291} = 21.72 \text{ cm}$

下縁から中立軸までの距離 = $e_F = 63.2 - 21.72 = 41.48 \text{ cm}$

断面 2 次モーメント = $I = 6104780 - 21.72^2 \times 7291 = 2.67 \times 10^6 \text{ cm}^4$

曲げ剛性 = $EI = 7.5 \times 10^4 \times 2.67 \times 10^6 = 2.00 \times 10^{11} \text{ kgcm}^2$

表-2 試験体 No. 2 の中立軸、I、EI

A (cm ²)	y (cm)	A·y (cm ³)	A·y ² (cm ⁴)
80.9x0.6x28= 1359	0.3	408	122
			(1/12)x80.9x0.6 ³ x28= 41
0.9x20x28= 504	12.6	6350	80015
			(1/12)x0.9x20 ³ x28= 16800
40x22x2= 1760	11.6	20416	236826
			(1/12)x40x22 ³ x2= 70987
40x0.6x2x28= 1344	22.9	30778	704807
			(1/12)x40x0.6 ³ x2x28= 40
30x1.2x28= 1008	23.8	23990	570972
			(1/12)x30x1.2 ³ x28= 121
0.9x15x(28-1)= 365	31.9	11644	371428
			(1/12)x0.9x15 ³ x(28-1)= 6834
25x58.8= 1470	53.8	79086	4254827
			(1/12)x25x58.8 ³ = 423536
8x4x(28-1)= 864	81.6	70502	5752996
			5x4x(28-1)= 540
8679	243174		12490892

上縁から中立軸までの距離 = $e_L = \frac{243174}{8679} = 28.02 \text{ cm}$

下縁から中立軸までの距離 = $e_F = 83.2 - 28.02 = 55.18 \text{ cm}$

断面 2 次モーメント = $I = 12490892 - 28.02^2 \times 8679 = 5.68 \times 10^6 \text{ cm}^4$

曲げ剛性 = $EI = 7.5 \times 10^4 \times 5.68 \times 10^6 = 4.26 \times 10^{11} \text{ kgcm}^2$

3. 試験体 No. 1 の応力解析 (P=10トンの場合、図-5 参照)

$$\text{支間中央の曲げモーメント: } M = \frac{P}{2}a = \frac{1 \times 10^4 \times 210}{2} = 1.05 \times 10^6 \text{ kgcm}$$

$$\text{支間中央のたわみ: } v = \frac{P}{EI} \times 25.1 \times 10^5 = \frac{1 \times 10^4 \times 25.1 \times 10^5}{2.00 \times 10^{11}} = 0.126 \text{ cm} = 1.26 \text{ mm}$$

$$\text{支間中央の下フランジのひずみ: } \varepsilon_F = \frac{M}{EI} e_F = \frac{1.05 \times 10^6 \times 41.48}{2.00 \times 10^{11}} = 218 \times 10^{-6}$$

$$\text{支間中央の上フランジのひずみ: } \varepsilon_U = \frac{M}{EI} e_U = \frac{1.05 \times 10^6 \times 21.72}{2.00 \times 10^{11}} = 114 \times 10^{-6}$$

$$\text{支間中央の①点のひずみ: } \varepsilon_1 = \frac{M}{EI} e_1 = \frac{1.05 \times 10^6 \times (21.72 - 0.6)}{2.00 \times 10^{11}} = 111 \times 10^{-6}$$

支間中央の下フランジの鋼の曲げ応力度:

$$\sigma_s = \varepsilon_F E_s = 218 \times 10^{-6} \times 2.1 \times 10^6 = 458 \text{ kg/cm}^2 \text{ (引張)} \quad (\text{注-1: } \frac{1400}{458} \times 10 \text{ トン} = 31 \text{ トン} = P)$$

支間中央の上フランジの鋼の曲げ応力度:

$$\sigma_s = \varepsilon_U E_s = 114 \times 10^{-6} \times 2.1 \times 10^6 = 239 \text{ kg/cm}^2 \text{ (圧縮)}$$

支間中央の①点の木の曲げ応力度:

$$\sigma_w = \varepsilon_1 E_w = 111 \times 10^{-6} \times 7.5 \times 10^4 = 8.3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (圧縮)} \quad (\text{注-2: } \frac{75}{8.3} \times 10 \text{ トン} = 90 \text{ トン} = P)$$

$$\text{①点のせん断応力度の計算: } \tau_i = \frac{S_i Q}{I b_i} \quad (1)$$

τ_i : i点のせん断応力度(kg/cm²)、 S_i : i点の断面1次モーメント(cm³)

b_i : i点の幅(cm)、 I : 断面2次モーメント(cm⁴)、 Q : せん断力(kg)

$$S_1 = 80.9 \times 0.6 \times (21.12 + 0.3) \times 28 = 29112 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 29112 + 40 \times 21.12 \times 2 \times 21.12 \times 0.5 + 0.9 \times 18.52 \times 28 \times 18.52 \times 0.5 = 51276 \text{ cm}^3$$

$$S_3 = 20 \times 1.3 \times 28 \times (41.48 - 0.65) = 29724 \text{ cm}^3$$

$$S_4 = 29724 + 0.8 \times 37.4 \times 28 \times (41.48 - 20) = 47719 \text{ cm}^3$$

せん断力: $Q = P/2 = 5000 \text{ kg}$ 、断面2次モーメント: $I = 2.67 \times 10^6 \text{ cm}^4$

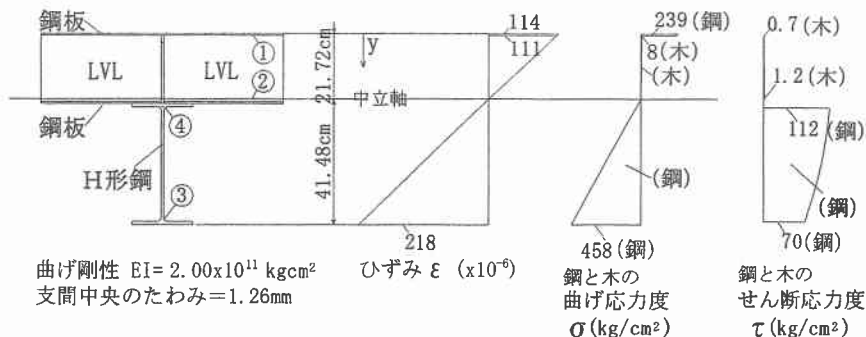
$$\tau_1 = \frac{29112 \times 5000}{2.67 \times 10^6 \times 80.9} = 0.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (木)}$$

$$\tau_2 = \frac{51276 \times 5000}{2.67 \times 10^6 \times 80.9} = 1.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (木)} \quad (\text{注-3: } \frac{10}{1.2} \times 10 \text{ トン} = 83 \text{ トン} = P)$$

$$\tau_3 = \frac{29724 \times 5000}{2.67 \times 10^6 \times 0.8} = 70 \text{ kg/cm}^2 \text{ (鋼)}$$

$$\tau_4 = \frac{47719 \times 5000}{2.67 \times 10^6 \times 0.8} = 112 \text{ kg/cm}^2 \text{ (鋼)} \quad (\text{注-4: } \frac{800}{112} \times 10 \text{ トン} = 71 \text{ トン} = P)$$

図-6 試験体 No. 1 の応力解析値 (P=10トンの場合)



考察：

注-1 の31トン、注-2 の90トン、注-3 の83トン、注-4 の71トンを比較すると、鋼主桁のほう
が木床版より耐荷力が劣っている。実験では、鋼桁のウェブ座屈破壊で試験体が崩壊した。

4. 試験体 No. 2 の応力解析 (P=10トンの場合、図-5 参照)

$$\text{支間中央の曲げモーメント： } M = \frac{P}{2}a = \frac{1 \times 10^4 \times 210}{2} = 1.05 \times 10^6 \text{ kgcm}$$

$$\text{支間中央のたわみ： } v = \frac{P}{EI} \times 25.1 \times 10^6 = \frac{1 \times 10^4 \times 25.1 \times 10^6}{4.26 \times 10^{11}} = 0.059 \text{ cm} = 0.59 \text{ mm}$$

$$\text{支間中央の下フランジのひびみ： } \varepsilon_F = \frac{M}{EI} e_F = \frac{1.05 \times 10^6 \times 55.18}{4.26 \times 10^{11}} = 136 \times 10^{-6}$$

$$\text{支間中央の鉄筋のひびみ： } \varepsilon_s = \frac{M}{EI} e_s = \frac{1.05 \times 10^6 \times (55.18 - 1.6)}{4.26 \times 10^{11}} = 132 \times 10^{-6}$$

$$\text{支間中央の上フランジのひびみ： } \varepsilon_t = \frac{M}{EI} e_t = \frac{1.05 \times 10^6 \times 28.02}{4.26 \times 10^{11}} = 69 \times 10^{-6}$$

$$\text{支間中央の①点のひびみ： } \varepsilon_1 = \frac{M}{EI} e_1 = \frac{1.05 \times 10^6 \times (28.02 - 0.6)}{4.26 \times 10^{11}} = 68 \times 10^{-6}$$

支間中央の下フランジの木の曲げ応力度：

$$\sigma_F = \varepsilon_F E_F = 136 \times 10^{-6} \times 7.5 \times 10^4 = 10.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (引張) (注-5： } \frac{70}{10.2} \times 10 \text{ トン} = 69 \text{ トン} = P)$$

支間中央の鉄筋の曲げ応力度：

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = 132 \times 10^{-6} \times 2.1 \times 10^6 = 277 \text{ kg/cm}^2 \text{ (引張) (注-6： } \frac{1400}{277} \times 10 \text{ トン} = 51 \text{ トン} = P)$$

支間中央の上フランジの鋼の曲げ応力度：

$$\sigma_t = \varepsilon_t E_s = 69 \times 10^{-6} \times 2.1 \times 10^6 = 145 \text{ kg/cm}^2 \text{ (圧縮) (注-7： } \frac{1400}{145} \times 10 \text{ トン} = 97 \text{ トン} = P)$$

支間中央の①点の木の曲げ応力度：

$$\sigma_F = \varepsilon_1 E_F = 68 \times 10^{-6} \times 7.5 \times 10^4 = 5.1 \text{ kg/cm}^2 \text{ (圧縮) (注-8： } \frac{75}{5.1} \times 10 \text{ トン} = 147 \text{ トン} = P)$$

$$\text{①点のせん断応力度の計算： } \tau_1 = \frac{S_1 Q}{I b_1} \quad (1)$$

τ_1 ：i点のせん断応力度(kg/cm²)、 S_1 ：i点の断面1次モーメント(cm³)、

b_1 ：i点の幅(cm)、 I ：断面2次モーメント(cm⁴)、 Q ：せん断力(kg)

$$S_1 = 80.9 \times 0.6 \times (28.02 - 0.3) \times 28 = 37675 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 37675 + 40 \times 22 \times 2 \times (28.02 - 11.6) = 66574 \text{ cm}^3$$

$$S_3 = 8 \times 4 \times (28 - 1) \times (55.18 - 1.6) = 46293 \text{ cm}^3$$

$$S_4 = 46293 + 25 \times 55.18 \times 55.18 \times 0.5 + 0.9 \times 11.38 \times (28 - 1) \times 11.38 \times 0.5 = 85926 \text{ cm}^3$$

$$\text{せん断力： } Q = P/2 = 5000 \text{ kg、断面2次モーメント： } I = 5.68 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$\tau_1 = \frac{37675 \times 5000}{5.68 \times 10^6 \times 80.9} = 0.4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (木)}$$

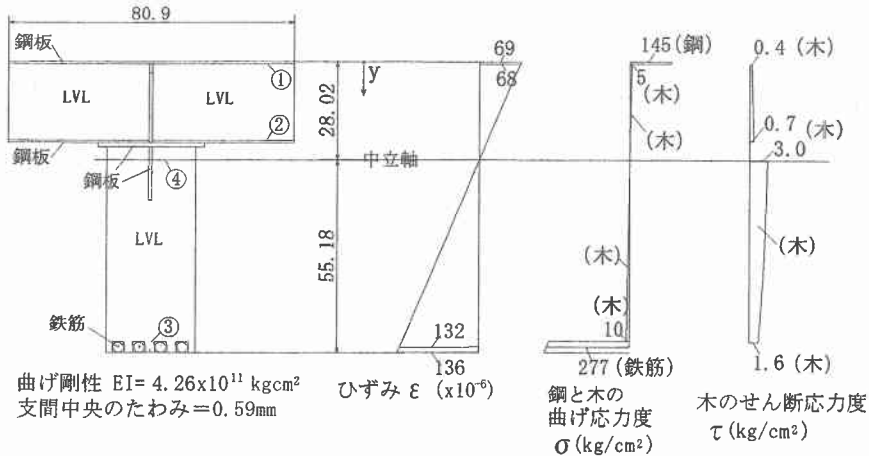
$$\tau_2 = \frac{66574 \times 5000}{5.68 \times 10^6 \times 80.9} = 0.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (木) (注-9： } \frac{10}{0.7} \times 10 \text{ トン} = 139 \text{ トン} = P)$$

$$\tau_3 = \frac{46293 \times 5000}{5.68 \times 10^6 \times 25} = 1.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (木) (注-10： } \frac{10}{1.6} \times 10 \text{ トン} = 63 \text{ トン} = P、$$

③点には $\sigma_F = 10 \text{ kg/cm}^2$ の曲げ引張応力が加算されるから、厳しい応力状態にある。)

$$\tau_4 = \frac{85926 \times 5000}{5.68 \times 10^6 \times 25} = 3.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (木) (注-11： } \frac{10}{3.0} \times 10 \text{ トン} = 33 \text{ トン} = P)$$

図-7 試験体 No. 2 の応力解析値 (P=10トンの場合)



考察-2:

注-5 の69トン、注-6 の51トン、注-7 の97トン、注-8 の141トン、注-9 の139トン、注-10 の63トン、注-11 の33トンと比較すると、木床版よりSW主桁の耐荷力が劣っており、特に、SW主桁のウェブのせん断耐荷力が劣っている。実験では、ウェブのせん断で試験体が破壊した。

5. 理論解析値と実験値との比較

1999年12月1日、北海道大学工学部開発科学実験所において、300トンの載荷装置を使って、試験体No. 1, No. 2 の公開載荷実験を行った。その弾性領域の実験結果は、図-8, 図-9 の示すとおりであり、理論解析値と実験値がよく一致した。塑性領域の実験結果は、考察-1, 考察-2 のとおりであり、理論解析により予め予想されたとおりであった。

図-8 荷重-ひずみ図

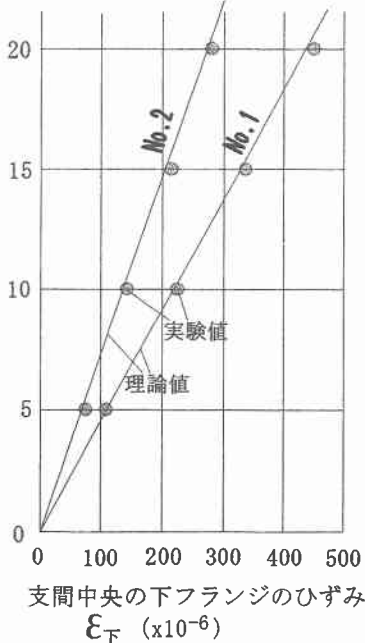
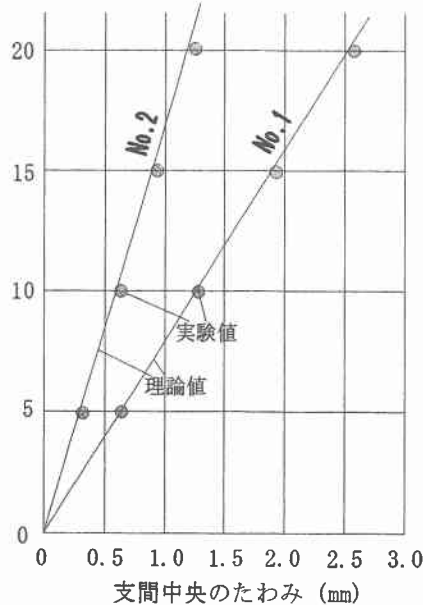


図-9 荷重-たわみ図



注-12：許容応力度(kg/cm²)、ヤング係数(kg/cm²)

	圧縮	引張	せん断	ヤング係数
鋼種 SS400	1400	1400	800	2100000
樹種カラマツ	75	70	10	75000

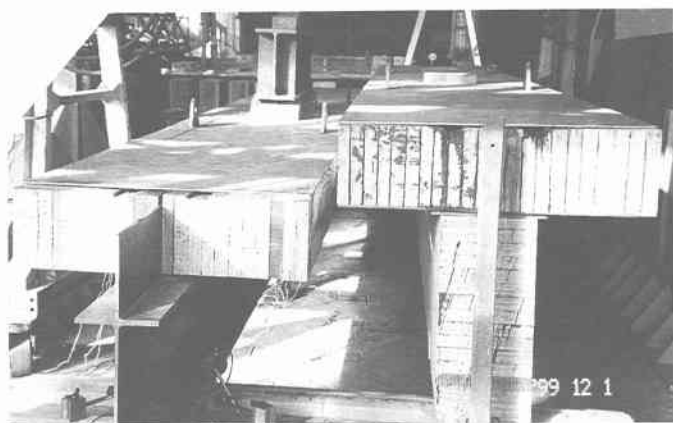


写真-1 試験体 No. 1, No. 2

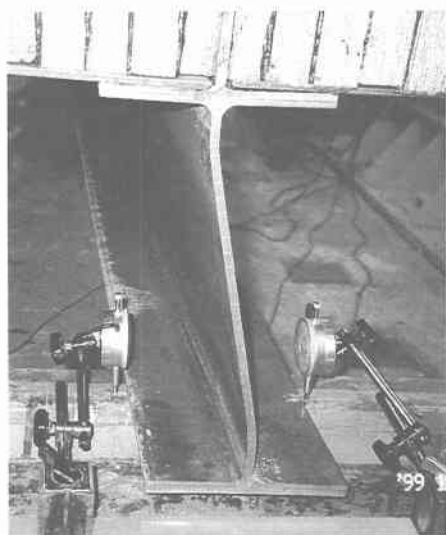


写真-2 試験体 No. 1の鋼主桁
ウェブのせん断座屈

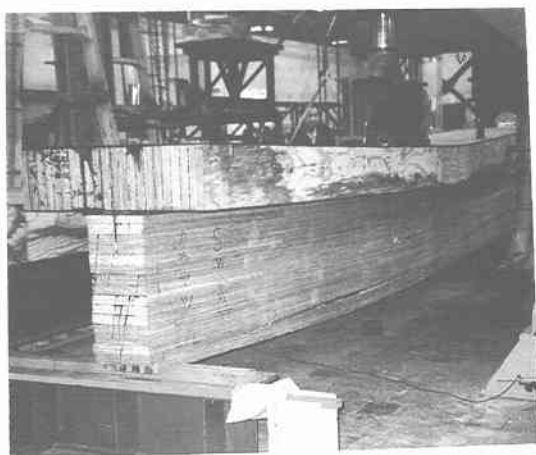


写真-3 試験体 No. 2のSW主桁
ウェブのせん断破壊

6. あとがき

SW床版合成桁の応力解析のための理論を創り、それを載荷実験により確かめた。これにより、このSW床版合成桁橋の設計計算が可能になった。今後は、SW床版(LVL版の上下面に鋼板を貼って剛性を高めたもの)の載荷実験などを行い、SW床版合成桁橋の実用化をすすめたい。この橋には国産のスギやカラマツが使えるので、木材の地場産業に貢献できるものと思う。