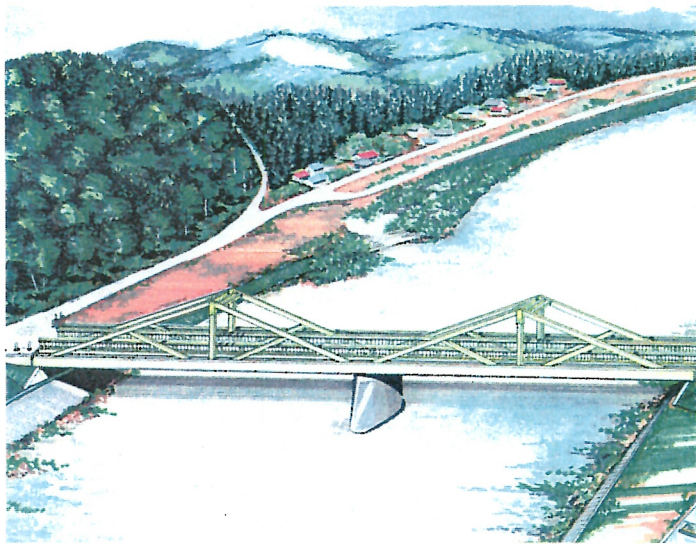


2000年度秋期シンポジウム

木橋ーその現状と課題



坊中橋完成予想図



百目石橋（秋田県仙北郡協和町）

2000年10月6日（金）～7日（土）

日本木材学会 木材強度・木質構造研究会

目 次

1. 近代木橋の動向と構造特性
金沢工業大学 工学部 本田秀行
2. 木橋の安全性を確保するためには
宮崎県林務部 顧問 大熊幹章
3. 木橋への取組（建設の立場から）
株式会社長大 営業本部 植野芳彦
4. 橋梁用材料としての「木材」について
秋田県立大学 木材高度加工研究所 飯島泰男
5. 木橋の耐久性について考える
秋田県立大学 木材高度加工研究所 土居修一
6. 木橋の耐久設計
秋田大学 工学資源学部 薄木征三
7. 米代線ふるさと林道緊急整備事業 坊中橋施工概要説明書
(株)日本製鋼所 室蘭製作所

スケジュール

- 10月6日（金）
- 13:00～13:30 受付（於、秋田木高研）
 - 13:30～14:00 坊中橋概要説明
 - 14:10～15:00 移動（秋田木高研→木橋架設現場）
 - 15:00～15:30 坊中橋架設現場見学
 - 15:40～16:20 移動（木橋架設現場→秋田木高研）
 - 16:20～17:00 能代市立東雲中学校施設見学
 - 18:00～ 懇親会
- 10月7日（土）
- 8:30～ 9:00 受付（於、秋田木高研）
 - 9:00～12:00 シンポジウム（於、秋田木高研 研修室）
基調講演
本田秀行氏（金沢工業大学）、大熊幹章氏（宮崎県林務部）
総合討論
コーディネーター 宮武 敦氏（森林総合研究所）
パネラー 本田氏、大熊氏、
飯村 豊氏（元三井木材工業株式会社）
植野芳彦氏（株式会社長大）
 - 12:00～13:00 昼食，解散
 - 13:00～15:00 秋田木高研施設見学（希望者）

近代木橋の動向と構造特性

本田 秀行*

Hideyuki HONDA

1. まえがき

最近の約 10 年間に、わが国では集成材やエッキ材を使用した近代木橋が多く架設されるようになってきた。この近代木橋の揺籃期は、欧米主要国の約 40 年後に始まっている。わが国での近代木橋の多くは歩道橋であるが、林道や村道あるいは町道に車道橋も多く架設されている。その架設理由は、①地元産材の需要拡大と有効利用を図ること、②森林保護のために間伐材の有効利用と用途開発の必要があること、③低価格の外材の輸入に関する外圧がかかったこと、④目的に応じた木材加工の技術が進歩したことなど、基本的には時代の雰囲気と社会のニーズであろう。経済的に多少なりとも豊かになるにつれて人々の欲求が多様化し、土木構造物にも機能性や経済性のみの追求でなく様々な表現と価値観が求められるようになってきた。

上述の主旨において、木造橋は、鋼やコンクリート材料が持っていない景観や感触の良さに基づく付加価値、例えば、①個性ある道造りとしての橋、②アメニティの一環、③自然との調和、④木のもつ温かさ、⑤橋梁でない「橋」の表現などが一般的に認識されてきた。すなわち、上述の社会的なニーズと木橋の特徴がかみ合わさって建設が増加しているものと考えられる。

このような時期に、近代木橋の動向、あるいは近代木橋の実験値に基づく構造特性の評価は、近代木橋の可能性と普及の意味において、工学的に有用でかつ重要な知見を提示するものと信じる。そこで、本文では、近代木橋の動向、および実験値が公表されている近代木橋と他橋梁との構造特性値を比較検討したものである。すなわち、近代木橋の静的たわみや振動の構造特性値と、鋼橋・RC 橋・PC 橋など材料別の橋梁、道路橋・歩道橋の機能別の橋梁、および構造形式別の橋梁との構造特性の相違を比較検討すると共に、近代木橋に関する総合的な評価についても考察を加えている。

2. 近代木橋の周辺状況

2.1 架設状況

構造用集成木材などを使用した木橋を従来の単木橋 (Log-bridge) と区別して、近代木橋と定義する。集成材を用いた近代木橋は、挽板を接着剤で貼り合わせて集成した木材を構造の主要部材として用いる点などが、鋼やコンクリート橋、単木橋と異なる最大の特徴である。また、非常に硬くて耐久性にも優れたエッキ材などを用いて、ドリフトピンなどで 2 本以上の角材を合成させた断面から構成されている木橋は、日本で使用され始めたの

* 京都大学工学博士 金沢工業大学 教授 工学部 土木工学科 橋梁工学研究室

(〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇ヶ丘 7-1)

TEL: 076-294-6712, FAX: 076-294-6713, E-mail: honda@neptune.kanazawa-it.ac.jp

はごく最近のことであるが、鋼製結合具を用いて各種形式の構造を構成することができる点から近代木橋の範疇に入る。時代の要請の中で大断面集成材や各種の金属製継手が開発され、本格的で大規模な木橋時代の幕開けとなったのは、昭和 62 年、長野県軽井沢町に完成した矢ヶ崎大橋からである。有効幅員 3 m の歩道橋であるが、橋長が 159.3 m、最大支間長が 51.3m の大断面湾曲集成材によるラーメン構造である。

近代木橋の架設は林野庁、建設省、環境庁などの事業、あるいは地方自治体の単産事業などがあり、詳細な架設実績は把握されていないが、年間数十橋以上が架設されているようである。その多くは歩道橋であるが、表－1 に示すように、林道あるいは町道や村道に 18 の木車道橋が架設されている。

表－1 近代木車道橋の架設実績

橋名	架設地	構造形式	橋長(m)	設計活荷重	完成年月
坊川林道2号橋	秋田県鷹巣町	単純桁橋	6.0	TL-14	87年10月
県民の森木橋	石川県山中町	上路2ヒンジアーチ橋	22.8	TL-14	87年12月
鶴養橋	秋田県田辺町	単純桁橋	14.6	TL-14	88年8月
湯の又橋	秋田県五城目町	下路タイドアーチ橋	13.5	TL-14	90年3月
赤城橋	福島県田島町	単純桁橋×3径間	18.0	TL-14	91年7月
用倉大橋	広島県本郷町	3径間連続斜張橋	145.0	TL-14	92年10月
中央橋	広島県本郷町	上路ローゼ桁橋	34.0	TL-14	93年3月
善入寺橋	広島県本郷町	単純桁橋×3径間	23.0	TL-14	93年3月
広草田橋	広島県本郷町	単純桁橋	10.0	TL-14	93年3月
揚の沢橋	秋田県鷹巣町	プレストレスト床版橋	8.0	TL-14	93年10月
栗飯戸橋	奈良県黒滝村	下路タイドアーチ橋	24.0	TL-20	94年2月
神の森大橋	愛媛県広田村	下路2ヒンジアーチ橋	26.0	TL-20	94年5月
木のかけはし	長野県三岳村	4径間連続プレストレスト床版橋	40.5	TL-25(A)	96年10月
みどりばし	長野県三岳村	πラーメン橋	30.0	TL-25(A)	96年12月
杉の木橋	宮城県小林市	上路2ヒンジアーチ橋	38.6	TL-25(A)	97年3月
虹の木橋	山梨県都留市	中路アーチ橋	23.0	TL-25(A)	98年12月
百目石橋	秋田県協和町	下路タイドアーチ橋	20.9	TL-25(A)	99年3月
田代橋	長野県安曇村	プレストレスト床版橋	22.9	TL-25(A)	99年4月
穂高橋	長野県安曇村	プレストレスト床版橋	17.9	TL-25(A)	99年4月
阿蘇望橋	熊本県波野村	屋根付トラス橋	41.6	TL-25(A)	99年4月
金峰 2000 年橋	鹿児島県高山町	上路2ヒンジアーチ橋	42.0	TL-25(A)	2000年2月

2.2 構造形式

近代木橋の構造形式としては、桁橋、床版橋、トラス橋、アーチ橋、ラーメン橋、斜張橋、吊橋、吊床版橋など、一般橋梁と同じ構造になっている。特に、RC 床版の代わりにプレストレスト木床版を用いる場合、あるいはプレストレスト木床版橋、PC 鋼棒の適用による木橋などは近代木橋の構造的な特徴となっている。今後は、引張強度が強い PC 鋼棒と集成木材を巧みに組合わせた構造形式の木橋が多くなる状況にある。適用の支間長として、桁橋やプレストレスト床版橋が 20m 以下、アーチ橋、トラス橋、ラーメン橋は 30m 程度が一般的に多く架設されている。しかし、鋼橋の構造形式と適用支間長のような目安が無く、近代木橋の合理的な構造形式と適用支間長は検討の必要性がある。

2.3 設計示方書・基準

(1) 日本の木橋基準類

近代木橋を設計する時、頼りにする公の設計示方書がないのが現状である。木造橋梁の設計示方書として公表されているのは、昭和 15 年に当時の内務省が制定した「木道路橋設計示方書案」だけであり、現時点では実質的に忘れ去られた存在となっている。このため、

め、現実の実務設計においては、以下のような建築の基準や諸外国の規定などを用いて設計が行われてきたのが現状である。

◆ (財) 日本住宅・木材技術センター編著：木橋設計施工の手引き－木橋づくり新時代－ (平成7年)。

◆ 日本建築学会編：木質構造設計基準 (昭和48年)，同改訂版 (平成7年)。

なお、木歩道橋に関しては、(財) 国土開発技術研究センターで統一的な設計示方書 (案) (木橋設計・施工ハンドブック：仮称) の作成作業が行われており、近年中には公布されるようである。

(2) 諸外国の基準類

ヨーロッパ系の基準が木構造一般を対象としているのに対して、北米では橋梁を対象とした基準類が存在する。このため、集成材を含む針葉樹を用いた木橋については、北米の基準類が設計で引用されることが多いようである。一方、エッキ材を使用した橋梁については、英国の BS、ドイツの DIN がよく引用されるようである。

以下に、わが国で引用されることが多いと思われる諸外国の設計基準類を挙げる。

◆ Section 13: TIMBER STRUCTURES, STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 1992, American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.

◆ NATIONAL DESIGN SPECIFICATION FOR WOOD CONSTRUCTION, 1991 Edition, National Forest Products Association.

◆ Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario Ministry of Transportation and Communications, Ontario, Canada, 1983.

◆ DIN 1052 Part 1(April 1988): Structural Use of Timber - Design and Construction.

◆ DIN 1052 Part 2(April 1988): Structural Use of Timber – Mechanically Fastened Joints.

◆ BS 5268: Part 2: 1991, Structural Use of Timber - Code of Practice for Permissible Stress Design, Materials and Workmanship.

◆ Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings, 1993E, ENV 1995-1.1.

◆ Eurocode 5 - Design of timber structures – Part 2: Bridges, ENV 1995-2, 1997.

3. 構造特性値の比較

本章では、用倉大橋^{1) ~ 3)}、木のかけはし^{4), 5)}、みどりばし^{6), 7)}などの実験で得た近代木橋の静的たわみ値や振動特性値と、一般的な鋼橋、RC 橋、PC 橋など材料別の橋梁、および道路橋、歩道橋の機能別の橋梁や構造形式別の橋梁との構造特性の相違を比較検討している。そして、これらの実験値を基に、近代木橋に関する総合的な評価についても考察を加えている。

3.1 近代木橋の実験値

鋼橋、RC 橋、PC 橋、あるいは複合構造橋梁などにおいて、新しい構造形式や材料を使用した橋梁は、その橋梁の安全性や設計値の妥当性の検証などの目的から、実験室あるいは完成後の実橋での実験が多く行われて来た。実験の必要性とその理解が建設省を始め、各公団や各県単位の土木界にはそのような基盤がある。そして、長年の技術の蓄積によっ

て、橋梁工学の技術は、世界のトップ水準までになった。一方、近代木橋に対して行われた実験は、極端に少ないのが現状である。前述のように、鋼橋やコンクリート系橋が拡大的に技術が進歩した背景を考えれば、今後、普及と発展を図る近代木橋としても様々な観点から実験を行う必要性を強く痛感する。

土木学会関係の研究発表等で報告された近代木橋の実測値を示したのが、表-2である。この表のように、秋田県の単純集成桁橋の形式である坊川林道2号橋¹⁾、鵜養橋¹⁾、プレストレスト木床版橋である揚の沢橋¹⁾、岩手県の下路アーチ橋である思惟公園1号橋²⁾と上路アーチ橋である思惟公園2号橋²⁾、北海道の上路アーチ橋である平岡公園歩道橋³⁾、広島県の世界的に最大の3径間連続集成木材補剛トラス桁斜張橋である用倉大橋⁴⁾~⁶⁾、長野県の4径間連続プレストレスト木床版橋である木のかけはし⁷⁾、⁸⁾、πラーメン橋のみどりばし⁹⁾、¹⁰⁾、粟飯戸橋、神の森大橋、杉の木橋の12橋梁の実験値が示されている。しかしながら、現時点では実測データが極端に不足していると同時に、4県と1道のみ偏っているのが現状である。静的たわみや衝撃係数の評価に重要な動的増幅率がきちんと測定された実験も少ない。

表-2 実測された近代木橋と実験値

橋名	架設場所	完工年	構造形式	橋長 (支間割)	橋種	設計荷重	1次曲げ固有 振動数 (Hz)	減衰定数	動的増幅率 (衝撃係数)	設計衝撃 係数
坊川林道2号橋	秋田県	1987年	単純集成桁	5.6 m	車道橋	TL-14	11.9	0.067	0.361	0.25
鵜養橋	秋田県	1988年	単純集成桁	14.0	車道橋	TL-14	6.36	0.080	0.356	0.25
思惟公園1号橋	岩手県		下路アーチ	16.0	歩道橋		17.1	0.059		
思惟公園2号橋	岩手県		上路アーチ	20.1	歩道橋		16.0	0.044		
揚の沢橋	秋田県	1993年	木床版	7.6	車道橋	TL-14	8.63	0.076	0.344	0.25
平岡公園歩道橋	北海道	1993年	上路アーチ	12.5+45+12.5=70.0	歩道橋		2.70	0.037		
用倉大橋	広島県	1993年	斜張橋	33+77+33=143.0	車道橋	TL-14	2.04	0.022	0.11	0.25
木のかけはし	長野県	1996年	連続木床版	4×10=40.0	車道橋	TL-25 (A)	9.18	0.041	0.178	0.25
みどりばし	長野県	1997年	πラーメン	30.0	車道橋	TL-25 (A)	6.93	0.045	0.180	0.25
粟飯戸橋	奈良県	1994年	下路タイドアーチ	26.5	車道橋	TL-20	7.12	0.012	0.101	0.25
神の森大橋	愛媛県	1994年	下路アーチ	26.36	車道橋	TL-20	4.98	0.024	0.198	0.25
杉の木橋	宮崎県	1997年	上路アーチ	38.6	車道橋	TL-25 (A)	4.02	0.037	0.183	0.25

3.2 静的たわみ

実験で得られた静的たわみ値と設計たわみ値との比較・検討は、本来、できない。それは、実験での載荷重強度と設計活荷重強度が異なるからである。実際の実験では、設計活荷重を再現して静たわみ値を測定することは不可能に近い。従って、以下の比較検討は一つの目安として評価したい。

図-1は、鉛直方向の静的最大たわみと支間長の関係を示している。図中、木のかけはしの●は20tf車1台載荷によるたわみ値を、■の思惟公園1号橋と▲の用倉大橋は、実測時での載荷荷重が20tfでなかったため、載荷荷重を20tfに標準化した場合のたわみ値を示している。木のかけはしの場合、静的たわみ値が小さいことが認められる。

木のかけはしに対して、20tf車2台を並列して設計荷重相当を載荷した場合のたわみ値が図中の○印の3.9mmである。この値と設計値である15.1mmとを比較すると、約1/4弱程小さい結果となっている。これは、設計値に対する実際の抵抗と安全性が大きいものと考えられる。用倉大橋の場合は、設計値38mmに対して、設計荷重相当時のたわみを22.8mmと推定した時、両者の比は1/2弱程となり、実質的に2倍弱程の安全性を有していることが推測される。◇印のみどりばしのは、設計値16.83mmに対して設計荷重相当時のたわみ値6mmであり、約3倍弱程の抵抗を有しているものと考えられる。

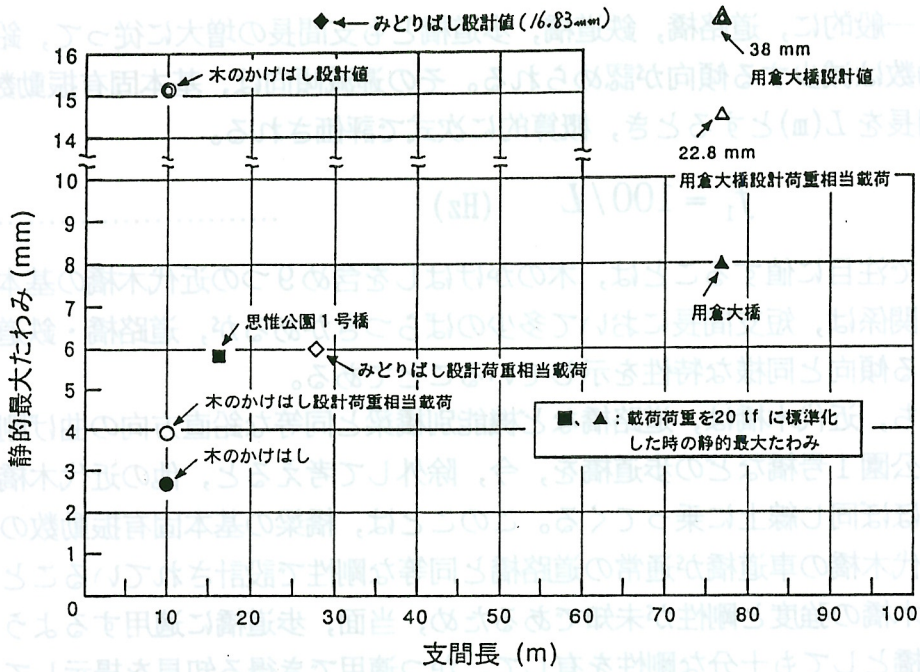


図-1 鉛直の静的たわみ

以上のように、木のかけはし、用倉大橋、みどりばしの3橋分だけの限られたデータのみではあるが、設計活荷重の強度に対するたわみ値を推測しても、近代木橋の完成系における実質的な静的強度は設計たわみ値の2倍程度あるものと考えられ、荷重に対する実際の抵抗が大きいものと判断される。

3.3 鉛直方向の曲げ基本固有振動数

図-2は、参考文献 11) で報告された機能別の 192 橋梁の鉛直曲げ基本 (1次) 固有振動数と最大支間長の関係に、前述の近代木橋で得た 9 橋分の実験値をプロットしたものの

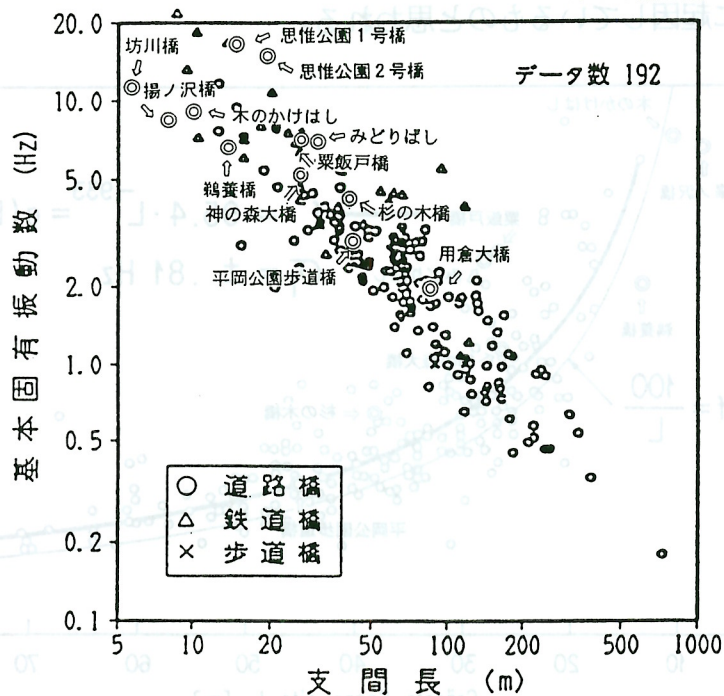


図-2 鉛直曲げ基本固有振動数と支間長

である。一般的に、道路橋、鉄道橋、歩道橋とも支間長の増大に従って、鉛直方向の基本固有振動数は減少する傾向が認められる。その遞減傾向は、基本固有振動数を f_1 (Hz)、最大支間長を L (m)とすると、概算的に次式で評価される。

$$f_1 = 100 / L \quad (\text{Hz}) \quad \dots\dots\dots (1)$$

この図で注目に値することは、木のかけはしを含め9つの近代木橋の基本固有振動数と支間長の関係は、短支間長において多少のばらつきがあるが、道路橋・鉄道橋・歩道橋で認められる傾向と同様な特性を示していることである。

すなわち、近代木橋は、道路橋など機能別橋梁と同等な鉛直方向の曲げ剛性を有している。思惟公園1号橋などの歩道橋を、今、除外して考えると、他の近代木橋の車道橋は、道路橋とほぼ同じ線上に乗ってくる。このことは、橋梁の基本固有振動数の観点から考えると、近代木橋の車道橋が通常の道路橋と同等な剛性で設計されていることである。さらに、近代木橋の強度と剛性が未知であるため、当面、歩道橋に適用するような概念を打破し、車道橋としても十分な剛性を有して、かつ適用でき得る知見を提示している。

上述の主旨をさらに確認できるのが図-3である。この図は、スイスで224道路橋に対して実測した鉛直方向の基本固有振動数と最大支間長の関係^{1,2)}を示している。スイスとわが国では、本質的に道路橋の設計自動車荷重が異なるために厳密な比較はできないが、基本的に前述したわが国の概算式である $f_1 = 100 / L$ (Hz) に基本固有振動数が乗ってくる。これは、スイスと日本では設計荷重が多少異なっているけれども、基本固有振動数から見ると、ほぼ同等な剛性を持って設計・架設がなされていることを示している。

図中の木のかけはしと他の車道橋である揚ノ沢橋、鶉養橋、用倉大橋の3つの近代木橋もスイスの道路橋とほぼ同等な剛性を有している。特に、木のかけはしや用倉大橋は、スイスの道路橋と同等な剛性を持って設計・架設されていることが認められる。みどりばしの値が顕著に大きいのは、他橋梁より一般的に剛性が大きいと考えられるπラーメン形式の構造特性に起因しているものと思われる。

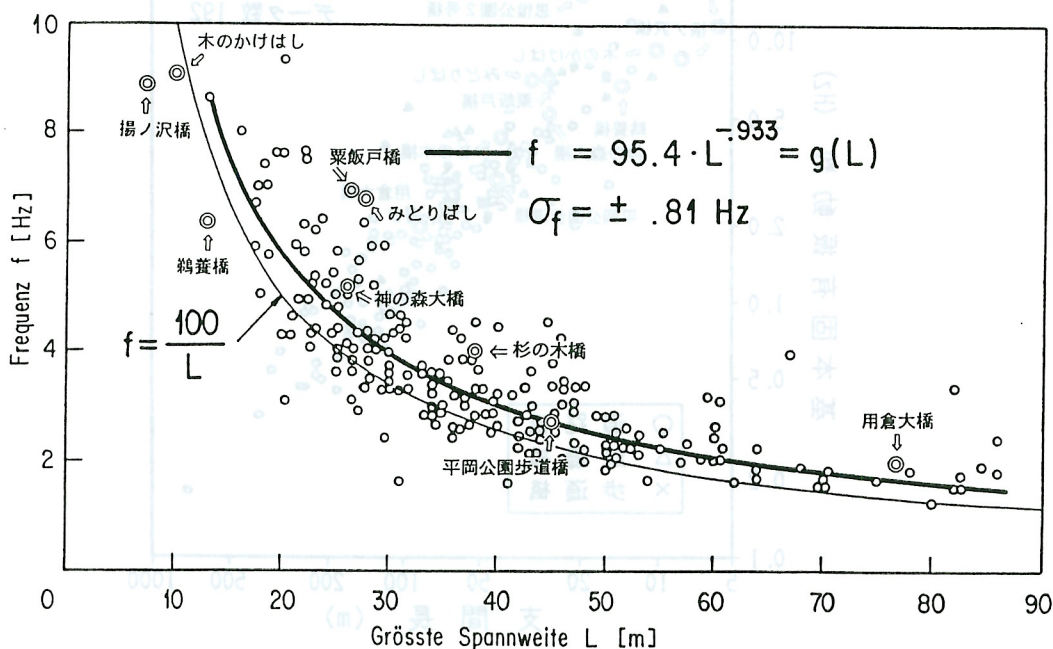


図-3 スイス道路橋の鉛直曲げ基本固有振動数と支間長

表-3 集成材と他材料との曲げ剛性比較

	集成材	コンクリート	鋼
種類	米松 JAS 1 級	基準強度 160	SS400
材料強度 (F_c)	105 kgf/cm ²	160 kgf/cm ²	1400 kgf/cm ²
比重 (d)	0.8 tf/m ³	2.4 tf/m ³	7.85 tf/m ³
比強度 (F_c/d)	210 kgf/cm ²	66.7 kgf/cm ²	178 kgf/cm ²
ヤング係数 (E)	110,000 kgf/cm ²	215,000 kgf/cm ²	2,100,000 kgf/cm ²
同重量断面 (S)	150 x 1108	220 x 250	600 x 190 x 13 x 25
重量 (kgf)	133 kgf/m	133 kgf/m	133 kgf/m
断面二次モーメント (I_p)	1.7 x 10 ⁴ cm ⁴	2.9 x 10 ⁴ cm ⁴	9.8 x 10 ⁴ cm ⁴
曲げ剛性 (EI_p)	1.9 x 10 ¹¹ kgfcm ²	6.29 x 10 ⁸ kgfcm ²	2.19 x 10 ¹¹ kgfcm ²

上述のように、なぜ近代木橋の曲げ 1 次固有振動数が一般的な道路橋の範疇に入るのであろうか。一般的なヤング係数として、構造用集成木材を 1.0×10^5 kgf/cm² とすると、コンクリートの約 1/2、鋼の約 1/20 であり顕著な差異がある。また、構造用集成材の単位体積当たり重量を 800 kgf/m³ とすると、コンクリートの約 1/3、鋼の約 1/10 であることから構造用集成木材は鋼よりかなり軽い。従って、定量的な評価は困難であるが、近代木橋のヤング係数と単位体積当たり重量が小さい分、設計部材の断面 2 次モーメントが大きくなる結果として、一般道路橋の曲げ剛性と同等になるものと思われる。すなわち、表-3 で試算したように、材料面ではコンクリートや鉄と同じ重量とした集成木材の部材を用いれば断面 2 次モーメントが大きくなり、近代木橋も一般道路橋と同等かそれ以上の曲げ剛性の実現が可能である。

図-2 と図-3 からは、別な観点が論議され得る。すなわち、貸し切りバスを含む積載された大型車両の固有振動数は、一般的に車体のばね上部で 1.5~4 (Hz)、タイヤのばね下部で 12~14(Hz) である。これらの範囲と両者の図を重ねて考えると、近代木橋は短支間長であることから固有振動数が大きく、大型車両のばね上部との共振現象は考えられない。しかし、車両ばね下部の高振動数を持った輪荷重が舗装や床版に直接作用することになるが、その荷重強度は小さいものと考えられる。

3.4 減衰定数

図-4 は、実測された 162 機能別橋梁の減衰定数と支間長の関係^{1,3)} に近代木橋の実験値を示したものである。一般的に、道路橋より鉄道橋の減衰定数は大きいようである。この図より、道路橋、鉄道橋、歩道橋の場合、減衰定数の値が ほぼ 0.003~0.06 の間にある。その傾向は、従来から一般的に言われているように、短支間橋梁では減衰値の幅が広く、支間が長くなるに従って、減衰値は小さくなって一定値に近づく傾向があるようである。その中で、減衰定数の一般的な値として、鋼橋梁では 0.02~0.03、コンクリート系橋梁では 0.03~0.05 が参考値^{1,4)} にされている。

構造用集成材を用いた近代木橋は、集成材自体が材料的に高い減衰性能を有していると共に、集成材接合部の摩擦による振動エネルギーの逸散の影響が大きいと考えられていることから、一般的に、同形式や支間長の鋼橋およびコンクリート系橋梁より減衰性能が高いものと把握^{3, 5)} されている。

いま、プロットした 8 つの近代木橋の実測値をみると、木のかけはしを含めた近代木橋

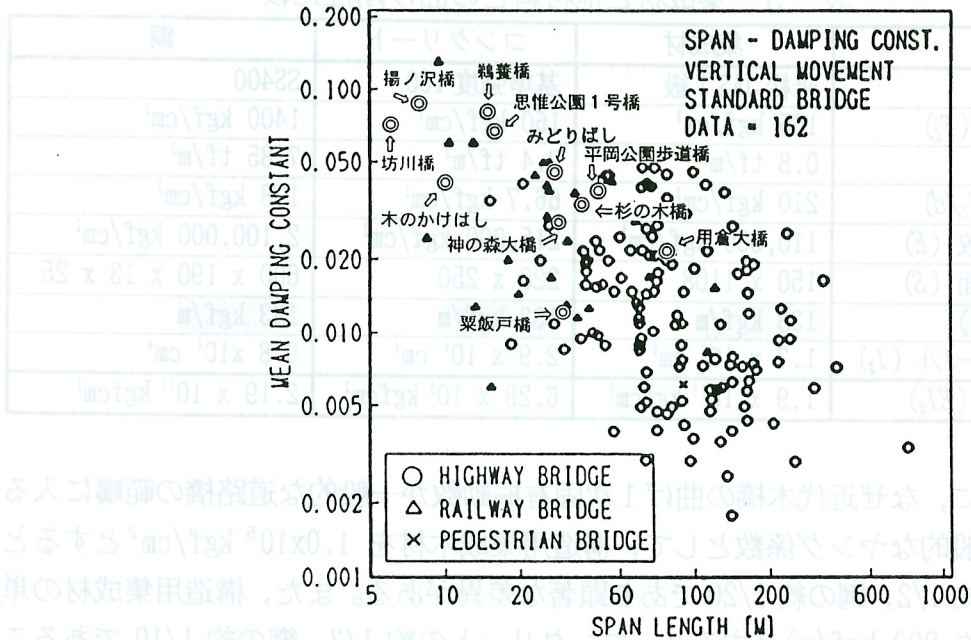


図-4 機能別橋梁の減衰定数と支間長

の減衰定数は、前述したように、高い減衰性能を有していることが判明される。特に、木のかけはしやみどりばしの値は、コンクリート系橋梁の減衰性が高い方の部類に入っているようである。また、補剛トラス桁を有する斜張橋の減衰定数の代表値は、0.0048 と言われている¹⁴⁾。この値と同じ形式である用倉大橋とを比較すると、4倍ほどの差異があり、斜張橋形式の近代木橋の場合も減衰性能は格段に大きいことが認められる。

3.5 衝撃係数（動的増幅率）

(1) 支間長に対する衝撃係数

図-5は、実測された6つの近代木橋の衝撃係数と支間長の関係を示している。また、道路橋のL荷重に対する現行規定の設計衝撃係数として、鋼橋では $i = 20 / (50 + L)$ 、RC橋では $i = 7 / (50 + L)$ 、PC橋では $i = 10 / (25 + L)$ 、 $L = \text{支間長(m)}$ 、および多くの近代木橋で用いられている0.25の設計衝撃係数を比較のために示している。鋼橋、RC橋、PC橋はいずれも支間長Lの関数となっており、短支間橋梁では最大が0.4であるが、支間長の増大に従って衝撃係数が逡減されている。これは、支間長が大きくなると、橋梁全体の質量も大きくなり、静的たわみが増大しても動的なたわみ振幅はあまり大きくなりなない動的影響の特性が評価されていることによる。しかしながら、例えば、鋼橋の場合の設計衝撃係数は、支間長が40m以上において、動的影響を過大に評価して大きい衝撃係数の値を採用していることが、本田ら^{15), 16)}の研究でも指摘されている。

図中の●印は木のかけはし、○印は伸縮継手部での段差による衝撃を含む木のかけはし、▲印は坊川橋、■印は揚ノ沢橋、◆印は鶺鴒橋、および★印は用倉大橋である。▲印の坊川橋、■印の揚ノ沢橋、◆印の鶺鴒橋の場合は、実験時において伸縮継手部での段差による走行車両の衝撃力が動的増幅率の算定に含まれているようであり、このために3橋の値がかなり大きくなっている。特に、木のかけはしの最大値は図中に示していないが0.676で、設計の最大値0.4を大きく越えている。この値は、実験時に取付け道路が完成され

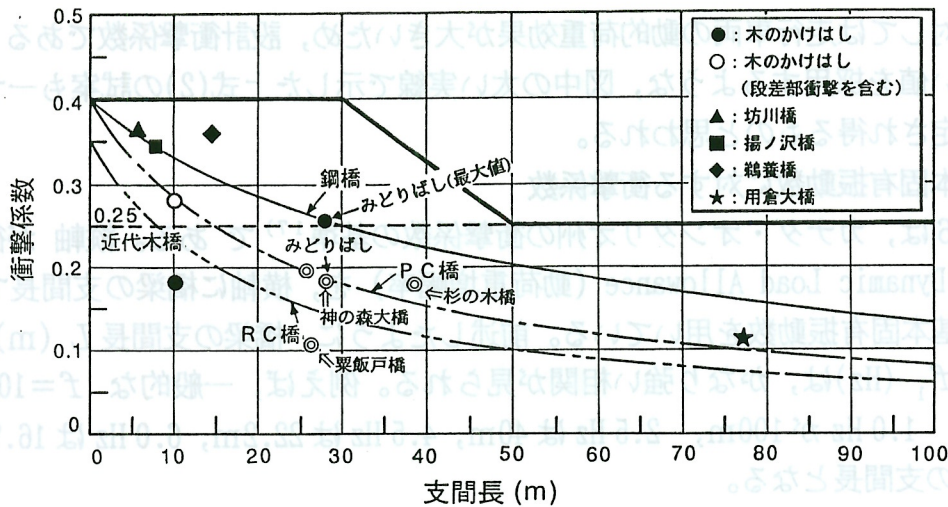


図-5 衝撃係数（動的増幅率）と支間長

ていないため、継手部段差の影響が顕著に大きくなった結果である。しかし、一般的にも、継手部の段差の状態によっては、0.4をはるかに越える動的増幅率が測定されることは周知の事実である。

この継手部段差によって生じる衝撃力は橋梁への瞬間的な接地力として作用し、継手や床版の破損、あるいは騒音、橋台や橋脚を介しての地盤振動、低周波空気振動などの環境交通公害問題の直接的な原因となっている。

衝撃係数は、走行荷重が及ぼす橋梁への動的影響を総称して、鉄道橋の慣習から道路橋でも衝撃係数と言っている。その動的影響は複雑な性状を呈し、関係する要因を設計で考慮することが困難である。そのため、静的な値に置き換えた設計活荷重を割り増すことによってその動的影響を考慮するような、実質的な活荷重の割り増し係数として衝撃係数が設計で採用されている。

現時点では、実測データが不足していることから、定量的な評価は困難であるが、衝撃係数を設計規定の通りに活荷重の割り増し係数と考える場合、一般的な近代木橋は最大支間長が30m程の橋梁が多いことから、近代木橋で用いられている0.25はほぼ妥当な値と思われる。なお、用倉大橋のような長大支間長橋梁の場合は、この設計衝撃係数の0.25は過大に評価されているような点も指摘できると思われる。

一方、衝撃係数を動的影響としての一つの応答係数と考えることもできる。前述した▲印の坊川橋、■印の揚ノ沢橋、◆印の鶺鴒橋、木のかげはし（最大値：0.676）の事例にあるように、短支間橋梁では伸縮継手部に生じる走行車両による衝撃力の影響と車両荷重の動的効果を強く受ける傾向がある。

$$i = \begin{cases} 0.4 & 0 \leq L \leq 30, \\ 0.625 - 0.0075 L & 30 < L \leq 50, \\ 0.25 & L > 50 \end{cases} \quad L : \text{支間長(m)} \quad \dots\dots\dots (2)$$

従って、構造用集成材やエッキ材自体、あるいは部材の継手が動的荷重を受けることによる動的影響や疲労問題がほとんど未解決である現時点では、支間長が30m以下の近代

木橋に対しては走行車両の動的荷重効果が大きいため、設計衝撃係数である 0.25 をもっと大きい値を採用するような、図中の太い実線で示した上式(2)の試案も一つの考え方として肯定され得るものと思われる。

(2)基本固有振動数に対する衝撃係数

図-6は、カナダ・オンタリオ州の衝撃係数の基準¹⁷⁾である。縦軸が衝撃係数に相当する Dynamic Load Allowance (動荷重増幅率)を、横軸に橋梁の支間長でなく、鉛直方向の基本固有振動数を用いている。前述したように、橋梁の支間長 L (m) と基本固有振動数 f_1 (Hz)は、かなり強い相関が見られる。例えば、一般的な $f=100/L$ で算出すると、1.0 Hz が 100m、2.5 Hz は 40m、4.5 Hz は 22.2m、6.0 Hz は 16.7m、10.0 Hz は 10mの支間長となる。

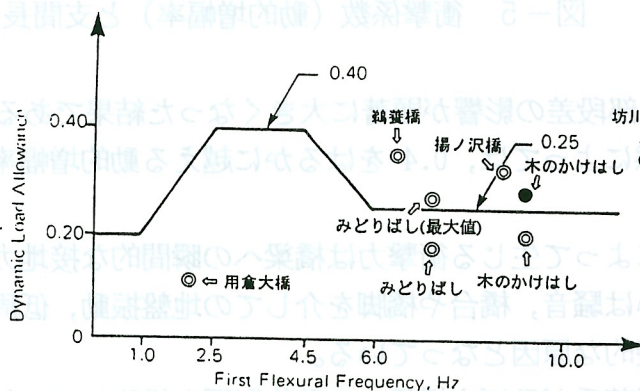


図-6 オンタリオ州の衝撃係数と支間長

固有振動数が 1 Hz までは 0.2 を、2.5~4.5 Hz までは最大値の 0.4 を、6.0 Hz 以上は 0.25 の値を採用して道路橋の設計が行われている。この基準の根拠は、28tf 車 2 台の連行走行における多くの橋梁の実験から動的影響を評価して算定されている。特に、2.5~4.5 Hz の範囲で 0.4 の最大値を採用しているのは、大型車両のばね上固有振動数と橋梁の固有振動数とが一致するような共振現象による動的影響を考慮している事による。

いま、6つの近代木橋で得た衝撃係数をプロットしてみる。図中、●印の木のかけはしは伸縮継手部での衝撃を含んだ衝撃係数である。伸縮継手部での衝撃を含んでいる鶺養橋、揚ノ沢橋、木のかけはし、坊川橋は、オンタリオ州の基準である 0.25 より若干大きめな値となっている。

設計衝撃係数は、従来のような支間長の関数でなく、橋梁の鉛直方向の曲げ基本固有振動数を用いても評価が可能であり、しかも共振現象のような橋梁にとってはクリテカルな状態での動的影響も評価の中に組み込めることが可能である。すなわち、衝撃係数のもう一つの考え方である動的影響に対する応答係数を含めることができる。このような考え方は、オンタリオ州から始まり、スイス¹²⁾や他の国で徐々にではあるが認識されるようになってきたと同時に、日本の最新の鉄道橋に対する衝撃係数のように、オンタリオ州のような基準が世界的な主流になる動向であることは確実である。

しかしながら、近代木橋の場合は、実測データの不足から橋梁の支間長と基本固有振動数の関係が定量的に評価できない現状であり、オンタリオ州のような基準を策定するためには、かなりの年月とデータの蓄積が必要であると思われる。

3.6 静的たわみと変位振幅

図-7は、車両が走行した時の道路橋に生じる静的たわみと動的な変位振動の最大振幅の関係¹⁴⁾を示している。なお、ここでの静的たわみ値は、静的に車両を載荷した時に測

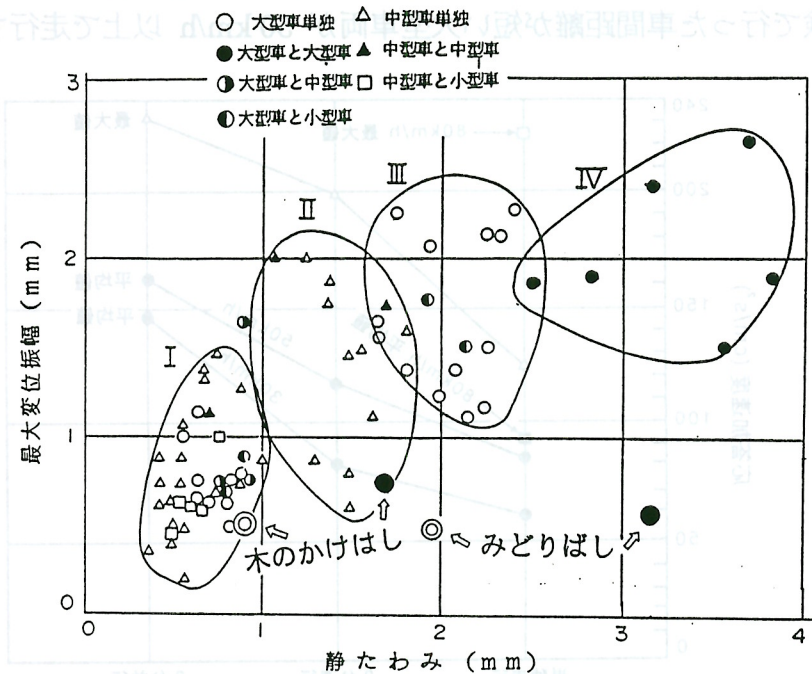


図-7 静たわみと最大たわみ振幅

定された静的たわみでなく、車両が走行した時の応答たわみ振動の波形から算出した静的たわみである。その応答たわみ振動の動的な振動振幅の最大値が変位振動の最大振幅である。図中の丸で囲ったグループの内、Iは空車の中・大型車の単独走行、IIは積載の中型車の走行、IIIは積載の大型車の走行、IVは積載の大型車2台走行の場合である。この図より、静的たわみが大きくなっても変位振幅はそれほど大きくなることが分かる。静的たわみは載荷の車両重量の大きさを表しているものと考えられるので、複数台の車両が同時に走行し、荷重が2倍になっても車両の振動位相や固有振動数の差異によって、変位振幅は2倍にならないことを示唆している。このことは、従来から衝撃係数の検討の際に指摘され、衝撃係数が支間長の増大と共に小さくなる根拠とされている。

木のかけはしとみどりばしの試験車走行実験で測定された値をプロットする。図中の◎印は20tf車の単独走行、●印は20tf車の並列走行の場合である。車両は2台並行走行した場合は、車両の単独走行時に比べて荷重強度が大きいために静的たわみ値は大きくなるが、変位振動振幅は荷重強度に比例せずにそれほど大きくなることが認められる。すなわち、前述したような一般の道路橋で生じている現象が、両橋の場合も同様な傾向として生じていることが指摘される。さらに、データ数が少ないので評価は困難であるが、一般道路橋に比べて近代木橋の最大変位振幅が若干小さい傾向が認められる。

3.7 最大応答加速度

図-8に、一例としてみどりばしの車両走行試験で得られた最大応答加速度を示す。木のかけはしに対する車両走行試験の場合にも、みどりばしで得た最大応答加速度と同程

度の値が測定⁷⁾されている。従って、最大応答加速度から近代木橋の振動挙動を考えると、一般道路橋とは同程度と評価され、近代木橋であることから応答加速度が大きい事はないようである。

また、最大値として大きい値を示している大型車両の2台並行や80 km/hの単独走行、あるいは実験で行った車間距離が短い大型車両が50 km/h以上で走行する2台連行は、

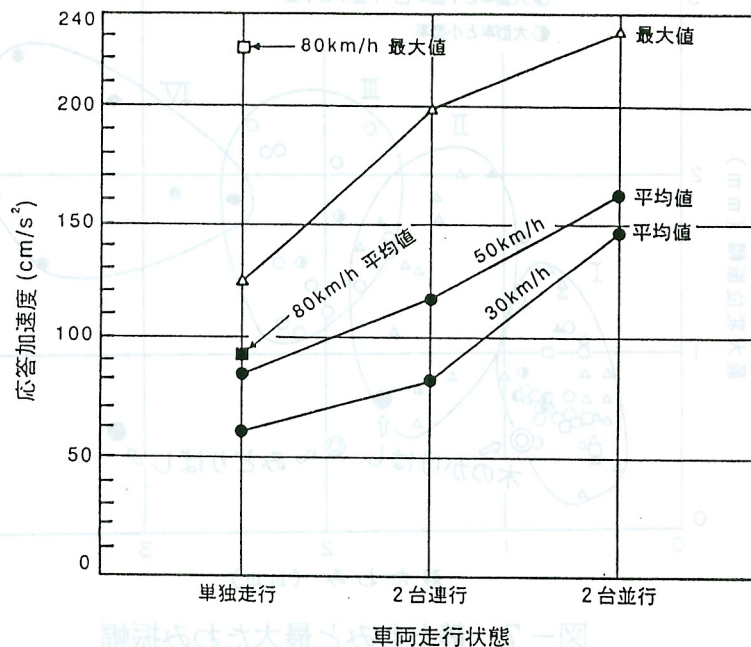


図-8 最大応答加速度 (みどりばし)

日常の交通流において、ほとんど再現性の少ない走行状態とも考えられる。従って、日常の一般的な大型車両と通常の走行速度による応答加速度は約 100 cm/s²前後と推測されることから、近代木橋の振動による車両の走行安定性に関しては、現状では特に問題がないように思われる。

3.8 使用性 (歩行者の振動感覚)

実験で得られた応答速度を基に、歩行者の振動感覚から近代木橋の使用性を考える。

図-9は、一例として、みどりばしの車両走行試験で得られた最大応答速度を示す。また、この図には、橋梁振動に対する一つの使用性を評価するために、歩行者が歩行時に橋梁振動を受ける振動感覚の一般的な耐限度¹⁸⁾も示している。通常、使用性に対する振動耐限度として、最大応答速度で評価する場合は 2.4 cm/s、すなわち歩行者が「少し歩きにくい」と反応する基準が多く用いられている。

この図で、大型車両の2台並行で最大値が顕著に大きい値となっているが、前述のように日常の交通流ではほとんど生じないものと考えられる。また、80km/hの単独走行と現実的に再現性の少ない2台連行のより過酷な走行状態を考えても、最大応答速度は 2.0cm/s 以下の値と推測される。なお、木のかげはしでの実験でも、上述した最大応答速度の値と同程度の測定値⁷⁾が得られている。

従って、日常の一般的な大型車両と通常の走行速度によって橋梁振動を受ける歩行者の振動感覚は、「振動をわずかに感じる」、あるいは「振動を明確に感じる」程度であり、「少

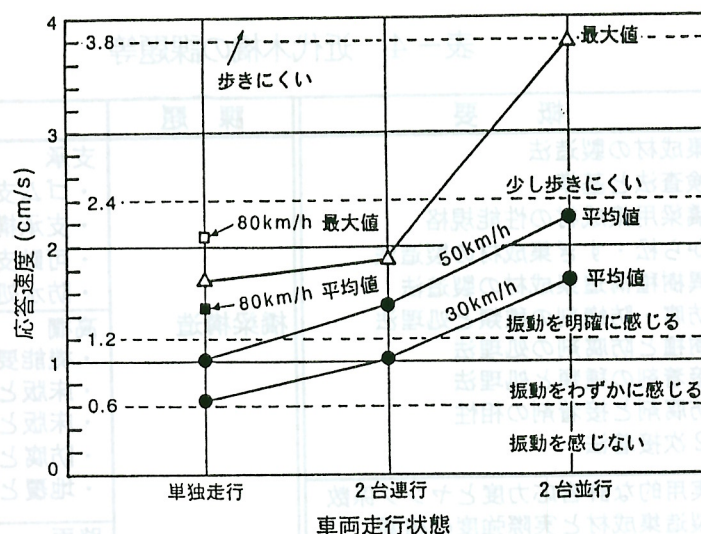


図-9 振動感覚の耐限度と使用性

「歩きにくい」反応までは示さないようである。現時点でデータ数が少ないので一般的な評価は困難であるが、近代木橋の使用性に関しては特に問題点がないように思われる。

3.9 近代木橋の課題等

わが国の近代木橋の歴史は約10年程で、欧米諸国に40年程の開きがある。この間、わが国では、欧米諸国の近代木橋に対する設計法などを研究すると共に、技術開発に努力をして多くの近代木橋を架設してきた。しかし、構造用集成木材を使用する近代木橋の歴史が浅いため、検討を要する課題があることも事実である。表-4に、近代木橋の技術開発のために検討を要する問題点や課題等を示す。これらの課題が全て解決されなければ、近代木橋の普及と発展が望めない事ではない。

近代木橋に関して論議の対象になるのが、常に、設計法、耐久性、安全性、建設費用、施工・品質管理、健全度評価などである。

- ①設計法に関しては、公な近代木橋の設計示方書が望まれている。さらに、近代木橋は、鋼橋やコンクリート系橋梁よりはるかに設計の自由度が高い。この意味において、安全性を高めた近代木橋の特有な設計方法として、性能照査型設計法は今後検討すべき重要な課題であろう。
- ②耐久性に関しては、いかに木材の腐食を防止する構造対策が施工されるかに依存している。この対策によっては、鋼と同等か、それ以上の耐久性が材料的に有している。
- ③安全性に関しては、構造剛性と安全性とは異なった観点であることからよく解らない。しかし、本文でも記述しているように、近代木橋は一般の道路橋と比べても同等の剛性を保持しており、現在行われているような設計計算法を踏襲する限り、安全性は高いものと判断される。
- ④建設費用に関しては、現時点では残念ながら、同規模の鋼橋より2倍程建設費用が高いようである。その主因は、橋梁用の構造用集成材の規格がないことによる部材の製作費と思われる。今後、近代木橋の需要増加を図ると共に橋梁用の構造用集成材の規格化、標準化設計、プレキャスト床版のような製作の省力化、施工時での省力化や標準化施工などを研究していく必要がある。

表-4 近代木橋の課題等

課題	概要	課題	概要
製造・性能規格	集成材の製造法 検査法と基準 橋梁用集成材の性能規格 から松・すぎ集成材の製造法 異樹種構造集成材の製造法 防腐・防蟻剤の種類と処理法 樹種と防腐剤の処理法 接着剤の種類と処理法 防腐剤と接着剤の相性 2次接着法	橋梁構造	支承 ・ゴム支承の改良 ・支承構造の開発 ・可動支承の必要性 ・防水処理法
材料評価	実用的な許容応力度とヤング係数 製造集成材と実際強度の相関 供用環境下での実物性値 クリープ評価 疲労強度		高欄 ・機能要求の強度と設計法 ・床版との接合部の設計法 ・床版との接合部の防水処理法 ・防腐と耐久性評価(取替え時期) ・地覆との接合強度
接合具	接合具間隔 接合具の桁端や材端との距離 材木割れと接合具のせん断性能 防腐処理法	特に床版橋	路面 ・橋梁前後の取付け路面 ・橋梁前後路面の防水対策法
設計概念	基本概念 パフォーマンス評価と表現方法 美的デザイン(景観設計等)		P C鋼棒の緊張力の設計法 緊張力の経時変化と締直し法 木床版ラミナの摩擦係数の評価 ハットジョイントの剛性・耐力評価 最外側木床版ラミナのめり込み 強度と採用樹種 床版表面の平滑仕上げ法 床版の橋軸方向表面のむくり施工 床版の水平方向表面の段差施工
設計法	設計示方書の確立 構造モデル化と計算法 接合法と強度評価 設計荷重と設計係数 構造全体系の剛性評価 許容応力度設計法 限界状態設計法 性能照査型設計法	特にアーチ橋	アーチ継手部の剛性・耐力評価 アーチや床桁継手の設計法
構造形式	合理的な構造形式の開発 S W橋など複合構造形式の開発 複合・合成構造の方式と剛性評価	架設・施工	架設計画 施工基準 施工管理法 施工検査基準の整備
		使用性	振動・騒音：環境交通振動問題 歩行者の振動感覚(特に歩道橋)
橋梁構造	床版 ・防水設計法 ・集成材と鋼板の接着接合法 ・P C鋼棒緊張力のクリープ評価 舗装 ・舗装材料の開発 ・舗装材料の耐久性評価 ・防水処理法 伸縮装置 ・伸縮装置の開発 ・伸縮装置なしでの舗装設計法 ・防水処理法	維持管理・点検	維持管理の基準整備 点検内容の基準整備 健全度評価法と検査法の整備
		省力化と経済性	省力化構造と標準化の技術開発 経済性の追求
		積算基準	積算基準の整備と確立
		事例・情報	実橋実験データの蓄積 供用中における問題事例の収集 諸外国の架設情報収集 防水対策等の詳細設計例収集
		その他	

- ⑤施工・品質管理に関しては、架設時の施工企業の技術に依存する。鋼橋やコンクリート系橋梁の近代希なる技術進歩を勘案すると、近代木橋に関しては橋梁専門のメーカー企業の参入も必要であると思われる。車道橋としての近代木橋が鋼やコンクリート系橋梁と同等な建設費で架設実績も増加するにつれて、橋梁専門の企業の参入が予測される。
- ⑥健全度評価に関して、鋼橋やコンクリート系橋梁ではある程度まで予測することが可能な現状である。このために、長い年月と多くの実験や研究が行われてきた。近代木橋の場合は、構造用集成木材のクリープ現象の評価や動的荷重の作用による集成木材の動的影響の評価だけを取り上げても、未知の部分が多い。鋼やコンクリート系橋梁のように現象解明に費やしてきた時間的余裕があまりない現時点において、基礎的な研究とそのデータの蓄積は急務を要する。
- ⑦近年、アメリカの道路橋で実施され始められつつあるような、インテリジェント橋梁のモニタリングシステムを開発する必要がある。それは、架設された実橋をモデル橋として、この橋梁に様々な観点から測定できるセンサーを施工時から取り付け、供用期間中での様々なデータを経年的に測定する。そして、その測定データを電話回線やインターネットに乗せて一箇所の技術情報研究センターのような機関に送ってデータを分析すると共に、健全度評価のためのモニタリング技術も同時に開発していくシステムである。わが国では、このようなシステムで実施されている鋼やコンクリート系橋梁は、現在の所ないようである。しかしながら、近代木橋が橋梁分野に参入したのが最近のことであることから、逆に上述のような技術開発の余地と可能性はあるものと考えられる。

4.あとかぎ

本文は、近代木橋の動向、および9つの近代木橋での実験値と機能別・材料別・構造形式別による他橋梁との構造特性値を比較・検討したものである。

近代木橋の構造特性に関する比較検討した主な結果を列挙すると以下のようである。

- (1)静的たわみに関しては、木のかげはし、用倉大橋、みどりばしの3橋分だけの限られたデータのみであり、また厳密な比較検討は荷重強度が異なるために困難であることから一つの目安として評価すると、近代木橋の完成系における実質的な静的抵抗は、設計たわみ値の2倍程度あると推測され、荷重に対する実際の強度と安全性が大きいものと判断されよう。
- (2)構造物の固有振動数は、その構造物の全体的な構造剛性を評価する重要な尺度となる。近代木橋の鉛直曲げの基本固有振動数は、一般的な道路橋や鉄道橋など機能別橋梁のそれとほぼ同レベルの水準にある。基本固有振動数から評価すると、近代木橋は一般道路橋と同等な鉛直の曲げ剛性を有していると判断される。このことは、「近代木橋は歩道橋である。」とする概念を打破し、車道橋としても十分な曲げ剛性を有し、かつ適用できる知見を与えるものである。
- (3)スイスでの道路橋と近代木橋の鉛直曲げの基本固有振動数を比較すると、木のかげはしを含め日本での近代木橋は車道橋として十分な剛性を有しており、車道橋としての普及が可能であることが示唆される。
- (4)木のかげはしを含め近代木橋の減衰定数は、高い減衰性能を有していることが判明され、コンクリート系橋梁の減衰性が高い方の部類に入っているようである。

(5)現時点では、実測データが不足していることから定量的な評価は困難であるが、衝撃係数を設計規定の通りに活荷重の割り増し係数と考える場合、一般的な近代木橋は最大支間長が 50m以下程度の橋梁が多いことから、近代木橋で用いられている 0.25 はほぼ妥当な値と思われる。

一方、衝撃係数を動的影響としての一つの応答係数と考えた場合、構造用集成材やエッキ材自体、あるいは部材の継手が動的荷重を受けることによる動的影響がほとんど未解決である現時点では、支間長が 30m以下の近代木橋に対しては設計衝撃係数である 0.25 より大きい 0.4 程の値を取るような、本文で試案した式(2)が一つの考え方として肯定されよう。

(6)静的たわみ変位振動振幅に関して、一般の道路橋で生じている現象が、木のかけはしやみどりばしの場合でも同様な傾向として生じていること、および一般道路橋に比べて近代木橋の最大変位振動が若干小さい傾向が認められる。

(7)日常の一般的な大型車両と通常の走行速度による応答加速度は、100 cm/s 前後の値と推定され、近代木橋の最大応答加速度や橋梁振動に対する車両の走行性には特に問題がないようである。

(8)日常の一般的な大型車両と通常の走行速度による応答速度の最大値は 1.4 cm/s, 1.9 cm/s 程度であり、歩行者が歩行時に受ける振動感覚は「振動を明確に感じる」程度で「少し歩きにくい」反応までは示さない。従って、データ数は少ないが、歩行者の振動感覚の観点から評価すると、近代木橋の使用性には特に問題がないように思われる。

以上のように、木のかけはしを含めた近代木橋は、一般の道路橋と比較しても十分な強度と剛性を有しており、車道橋としての適用と普及が可能であることが認められる。このことは、安全性を高めるような近代木橋特有の設計計算法に大きく依存しているものと思われる。

参考文献

- 1)宮本 裕・五郎丸英博・岩崎正二・出戸秀明・高橋俊彦：振動実測による集成材橋の振動特性について，土木学会構造工学委員会橋梁交通振動研究小委員会・橋梁交通振動コロキウム論文集 Part B, pp.151-158, 1995年11月.
- 2)宮本 裕・岩崎正二・出戸秀明・五郎丸英博・薄木征三：岩手県思惟公園の木歩道橋の固有振動解析，橋梁と基礎，Vol.30, No.7, pp.10-19, 1996年7月.
- 3)鍵和田 功・小幡卓司・三品吉彦・平沢秀之他：木造アーチ形式人道橋の振動および静的載荷試験について，土木学会第49回年次学術講演会概要集，I-179, 1994年9月.
- 4)広島県立中央森林公園サイクリングロード1号橋「用倉大橋」振動実験報告書，東京大学工学部土木工学科橋梁研究室，1994年1月.
- 5)藤野陽三・本田秀行他：集成材を補剛桁に用いた斜張橋（用倉大橋）の振動実験，橋梁，Vol.29, No.6, 1993年6月.
- 6)伊藤友彦・本田秀行：木製斜張橋（用倉大橋）の構造剛性に関する解析的考察，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集，I-B69, 1996年9月.
- 7)長野県広域基幹林道台ヶ峰線1号橋「木のかけはし」実験報告書，金沢工業大学土木工学科橋梁研究室，1996年12月.

- 8) 本田秀行・薄木征三・飯島康男・佐々木貴信・武田雅宏・中村 勤 ・三品吉彦：4径間連続プレストレス木床版車道橋（木のかげはし）の実験と振動特性，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集，I-B242，1997 年 9 月。
- 9) 長野県広域基幹林道台ヶ峰線 2 号橋「みどりばし」実験報告書，金沢工業大学土木工学科橋梁研究室，1998 年 2 月。
- 10) 島居 隆 ・本田秀行・薄木征三・中村 勤 ： π ラーメン木車道橋（みどりばし）の実験と振動特性，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集，I-B443，1997 年 9 月。
- 11) 加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，No.311，pp.49-58，1981 年 7 月。
- 12) R. Cantini: Dynamische Belastungsversuche an Strassenbrücken in der Schweiz: 60 Jahre Erfahrung der EMPA, Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt, Forschungs- und Arbeitsberichte Abteilung 116, Massivbau, Bericht Nr.116/1, Juli, 1983.
- 13) 加藤雅史・島田静雄：橋脚振動特性の実測データによる統計分析，土木学会論文報告集，No.338，pp.229-232，1983 年 10 月。
- 14) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂，1993 年 10 月。
- 15) 本田秀行・小堀為雄・山田善一：多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察，土木学会論文報告集，No.331，pp.65-73，1983 年 3 月。
- 16) 本田秀行・小堀為雄・山田善一：道路鋼桁橋の走行荷重による動的影響評価，土木学会論文集，No.350/I-2，pp.359-362，1984 年 10 月。
- 17) Ontario Highway Bridge Design Code, Ontario Ministry of Transportation and Communications, Highway Engineering Division, Ontario, Canada, 1983.
- 18) 小堀為雄・梶川康男：橋梁の人間工学的評価，土木学会論文報告集，No.230，pp.23-31，1974 年 10 月。

木橋の安全性を確保するためには

連載 4

二〇〇〇年、

気になる木使いの道

K先生との懐かしい議論

一九九九年九月、愛媛県北宇和島津島町にある南予レクリエーション都市四号公園のトラス木橋が落ちる事故があったそうである。本橋には、耐久性が高いとされているアフリカ産のボンゴシ材（英名・エッキ材）とステンレス接合具が使用され、建設当初には長期の耐久性が期待されていた。しかし、平成二年三月に完成したもので、建設後約一〇年という木橋としては比較的経過年数が短いのに落下してしまったのはどうしてであろうか。早急に原因を明らかにして、今後の構造・保守・管理に生かすべきである。

それにつけても、この事件を耳にすると、七、八年前、秋田県立大学付属木材高度加工研究所がオープンする直前に能代市で開催された木材学会強度研究会における講演者・K先生と行ったやり取りが懐かしく思い出される。

講演が終了した後、司会の飯島さんから私は発言を求められた。私は木材を構造部材として外部に雨ざらしになる状態で長期に使用することに大きな懸念を持っていたので、木橋が木材利用の正しい方向であるのかと問いかけて、どちらかと言えば消極的な意見を述べた。木橋への大きな期待が広がった会場に水を差すことになってしまったようである。

これに対して、K先生は木材利用の限界に挑戦するのだと申され、研究者としての力強い決意を述べられて会場の共感を得たように思う。確かにその後の展開は、木材利用の新しい分野としての木橋ブームが作り出され、当日の議論は完全に私の負けであった。

木橋の安全性を確保するためには

しかし、真に安全な木橋を実現させるためには、私はもっと慎重な体制整備が前提条件となると考える。

一つは、完成後の維持管理費の確保と維持

管理体制の確立が基本になると思う。技術開発の面では、接合金物と木材の馴染み（の悪さ）、水分が短期に流れ去る構造的工夫（コーナー部、水平部に雨水が停滞しがちであり、そこから腐朽が始まる）、部材の易交換性、更には最も重要な木材の防菌・防虫薬剤処理が十分に検討されているかということである。この薬剤処理については、環境汚染・解体材の処理問題からCCAの使用がほとんど不可能になった現在、これに代わる効果的な処理法があるのか、その効果はどうかなど、更に突っ込んだ検討を要する。

『マジソン郡の橋』という小説が話題を呼んだ（私はこの小説に感動し、二度も読み直したものである）。この橋には当然のように屋根が掛かっており、床板等に雨水がかからないようになっていいる。橋に小屋を載せることが欧米では違和感なく行われているようであるが、日本人の感覚には相容れないようである。河に架かる橋は視野が開け、明るいイメージ

を我々は持つが、屋根付き木橋は閉鎖的で暗い感じがする。建設費用もかさむであろう。

いずれにせよ、私は依然として木橋の普及促進に消極的な考えを捨てきれずにいる。即ち、木材は構造材・化粧材としては、屋根の下で雨水に触れない状態で使用するのが本道であると思っている。もちろん、部材交換を前提とするデッキ等の外構材はこの限りではない。

接着耐久性について

材料の長期使用における性能低下の問題は、腐朽・虫害などの生物劣化に関わるものだけではない。もう一つの耐久性、即ち集成材のような木質材料の接着層の耐久性についても使用条件の正しい設定は極めて大切なことである。

世界的レベルの研究を遂行されている京都大学木質科学研究所の木質ホールは、集成材構造の立派な建物であるが、南面の外部デッ

キの軸材に使用されているLVLの二次接着部分に多数の接着層剥離、また単板にクラックが発生していた（現在の状況は把握していない）。全体に雨水のかかる部分の接着層は黒変する。筑波にあるパララムを構造材に用いた建築物も基礎に載る柱脚部分が、雨のかかる部分で膨れたり、割れを生じていた。

接着耐久性については、促進試験の方法に未だ課題を残していると考ええる。JIS、JSAを始めとする全ての試験が煮沸、温水処理（加圧・減圧処理を含めて）によるものであり、これらの処理によつて接着層を痛めつけて、その劣化の程度を知る。この場合、促進処理と実際の劣化因子との正しい同調が前提となる。このことが全ての接着剤について保証されているとは思えない。従つて、現在の方法では何年もつか、一〇年後の接着力（材料強度）はいくらかを知ることができない。性能表示、性能保証の時代を迎え、新しい接着耐久性試験方法の開発が望まれる。

木材利用の限界と正しい利用の方向

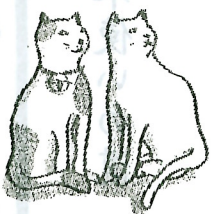
先に述べた部材交換を前提とする外構材は別として、木材を建物外部の主要部材として使用することは、やはり木材利用の限界であり、正しい木材利用の方向ではないと私は思っている。初期の段階で作られた軽井沢の「矢が崎公園」の橋は、大きく生じたクラックや隙間をエポキシ樹脂でゴテゴテに埋め込んであり、イタイタしい思いが先に立つ。

木材・木質材料は、屋根の下で雨水のかからない状態で用いれば一〇〇年ももつ素晴らしい材料である。

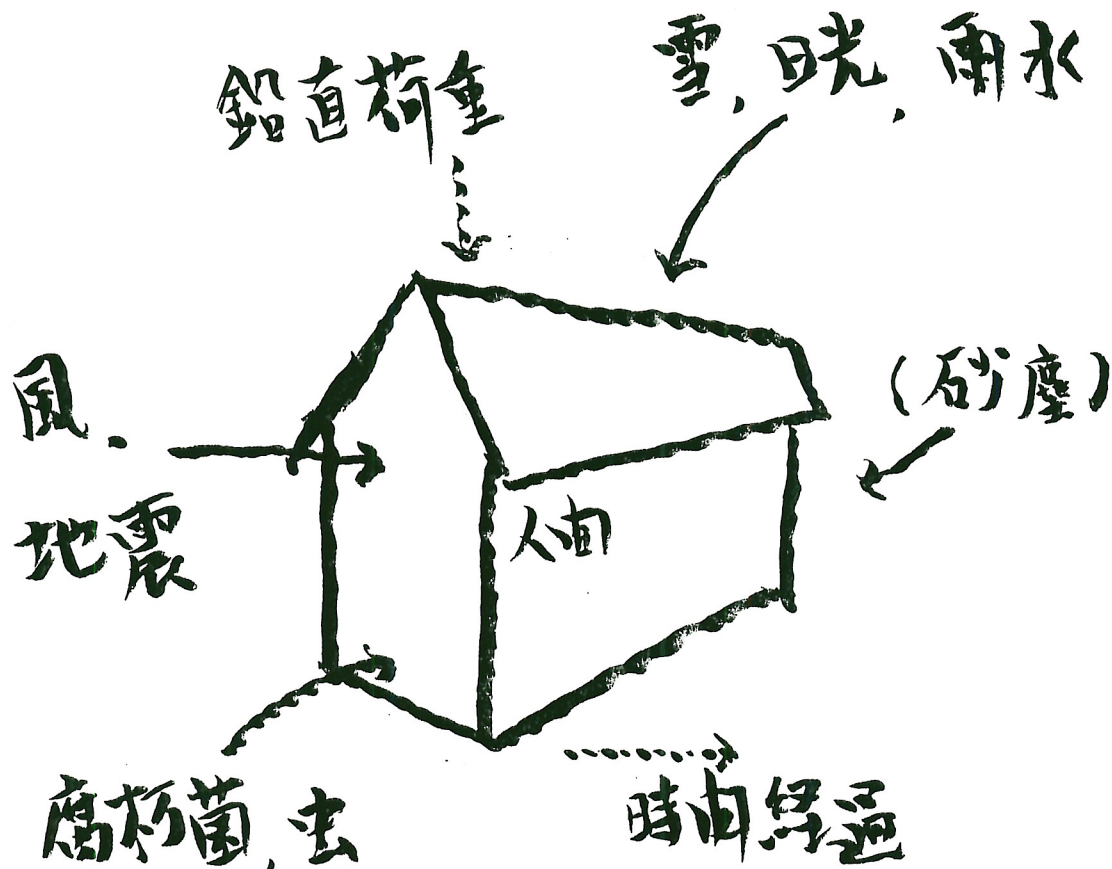
木橋ブームに沸き立つ業界・研究界に水を差すことになり、大変申し訳なく思っているが、木橋ブームが真の木材利用の進展にマイナスイメージを作らないようにお願いしたい。また、防腐処理のあり方、技術開発について大いに議論を起こすべきであろう。

大熊 幹章

宮崎県林務部 顧問



木質構造の性能を低下させる 種々の外的因子



木質構造 (材料・部材と接合部)

- △ 人由との関わり (感性との適合性)
- △ 長期使用 (耐久性)
- △ 安全性
- △ 地球環境保全性

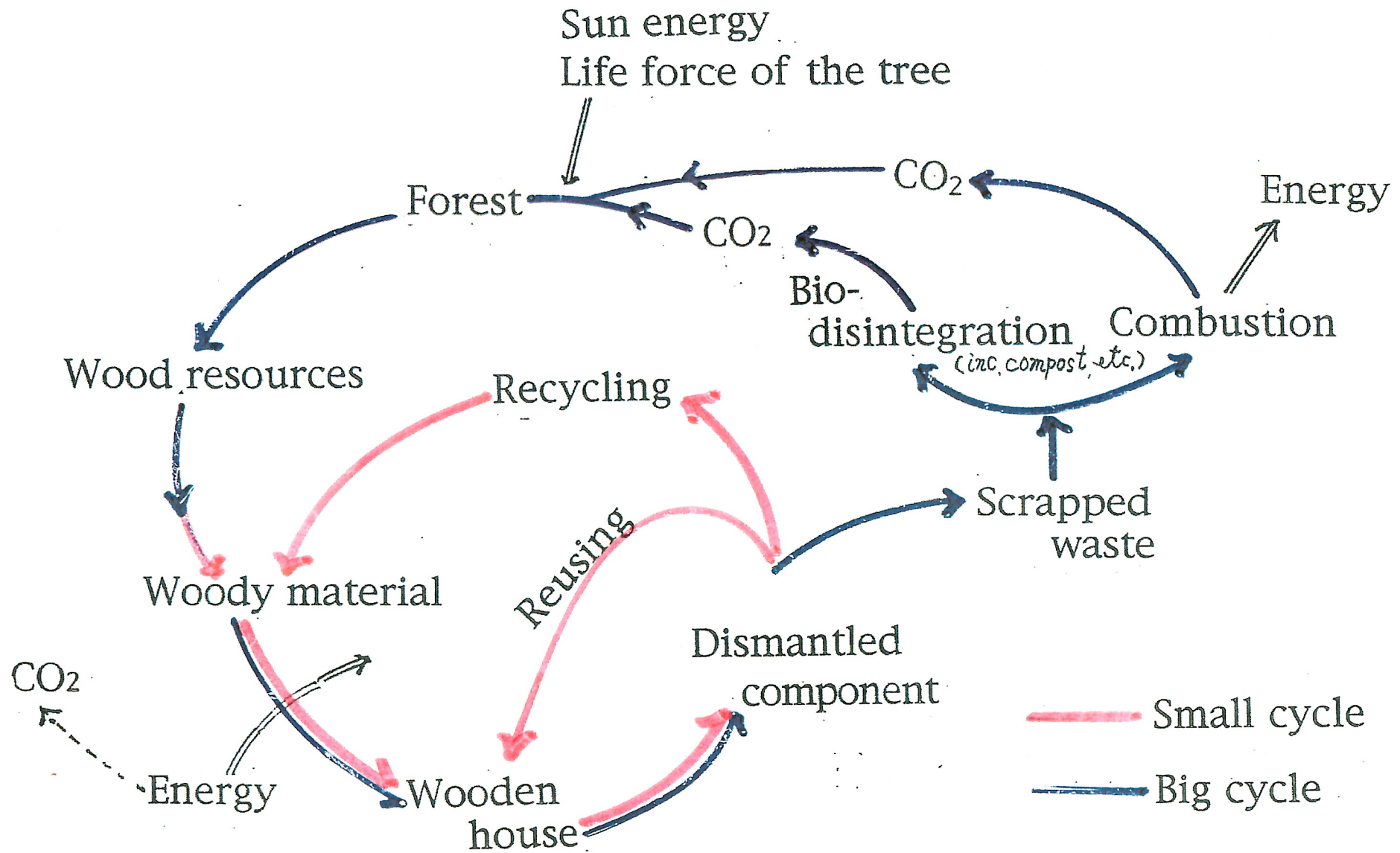
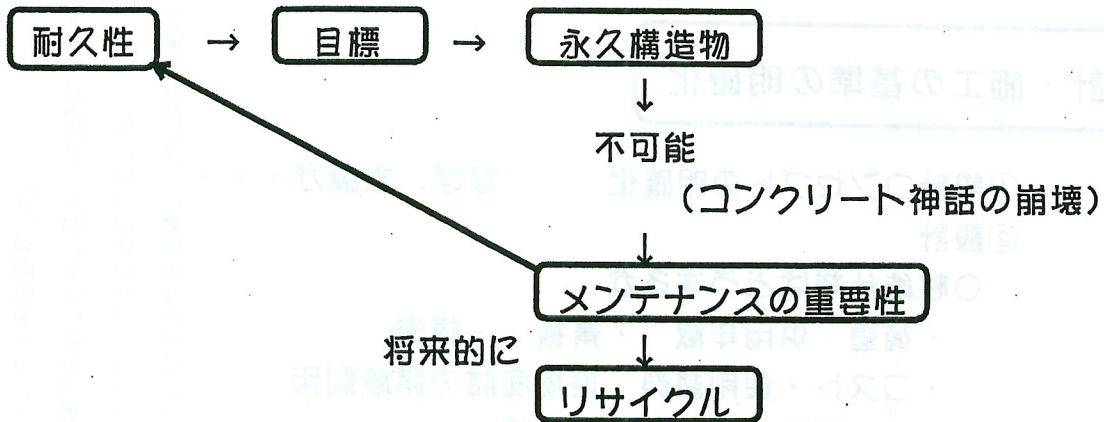


Fig. 1 Cycle of wood production and wood utilization system. (K. Iida)

木橋への取り組み (建設の立場から)

株式会社 長大
植野 芳彦

点検の意義



- 上手にメンテナンス
- メンテナンスを考慮した構造
 - ・材料の選定
 - ・補修
 - ・部材の交換
- 高欄・床版 等
- 対水 → 水仕舞いの工夫
- 対紫外線 → 紫外線劣化対策 → 柵カバー

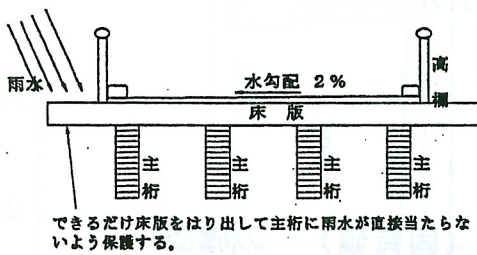
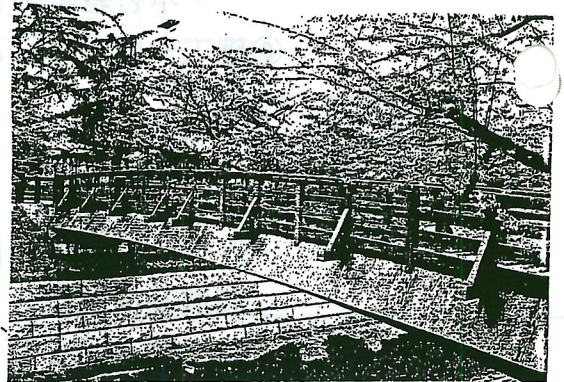


図1 構造的耐久性付与 (概念図)

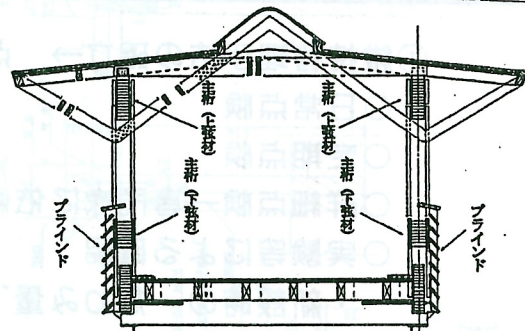


図2 ブラインドによる主桁 (平行弦トラスの下弦材) の保護 (スイスの自転車橋の例)

- 対 蟻
- 診断法 たわみ・振動・打診・目視
- 判断の難しさ

橋梁用材料としての「木材」について

2000.10 秋田県立大学木材高度加工研究所 飯島泰男

はじめに

周知のように、最近 10 年ほどの間に、日本のあちこちで木材を使った橋梁がたくさん架設されている。その主要構造材料は集成材だけではなく、製材品であったり丸太であったり、また、樹種的には国産材、輸入材、と実に様々である。確かにここ数年の発展傾向（「数」だけではなく「質」の多様化も含めて）は著しい。

筆者は木材学を専門としており、当初、木橋を少し冷ややかに、そしてかなりの不安（あるいは危惧）を持ちながら見ていた。数年前から立場が変わり、研究テーマの一つに「木橋」が加えられたことから、筆者を「木橋推進派」の一人と見なしている方もおられるようである。しかし、筆者の木橋に対する見方自体は、現在でも当初とそうは変わっていない。

木橋に対する不安・危惧の中心は「耐久性」である。そのことは、今回の各都道府県から質議事項にも現れていて、10 県 13 件の大半が、メンテナンスも含めた耐久性に関することを挙げている。最近「落橋」を含むいくつかの「事件」が発生しているから、という直接的な理由もあるかもしれないが、これは、筆者だけではなく、むしろ木橋に関心を持つ人には一般的な感覚であろうと思う。しかし、このことは別項に述べられることになっているので、ここではそれ以外の課題—「木橋の意味（意義）」「材料供給」「木材・木質材料利用における様々な特殊性」—について考

えてみたいと思う。

1. 木橋の意味（意義）

「なぜそんなに無理をしてまで、木で橋を架けなければならないか」に対する解答、すなわち木橋を架ける意味についての理論武装（？）は、結構大変なのである。

これまで、その答えとして用意された事柄には、

①景観上の利点、いわゆるアメニティ効果、地域のシンボリック存在として考える

②地元材の有効な利活用

③炭素固定物としての環境調和性

などがある。もし、これらの観点を最優先するのであれば、「単純計算による木橋のハイコスト性」「耐久性の保証」などの軽視は可能なのであるが、最近、どうもそういった理由だけでは社会的納得は得られないような雰囲気も感じられる。そしてこれを、将来、公共の役に立つ、いわゆるエンジニアード・ストラクチャーの観点から発展させて行くには、それらに付加したいくつかの利点を明らかにする必要があるのではないかと、いうことである。

そこで、まず、木材が他材料にくらべて優位な点といえば、一般に、

①エコ・マテリアル：Environmental Conscious Material —「環境意識材料」から造られた言葉で、再生可能、生分解性、長寿命、非毒性などの性質を持つ材料をイメージしたもの。

②サステイナブル (sustainable)：供給が持

表 1.橋梁用材料製造における C 放出量

材料	C 放出量*1 kg-C/ton (a)	強度*2 N/mm ² (b)	比重 (c)	単位耐力 あたりの 重量 (c)/(b)	単位耐力 あたりの C 放出量 (a)(c)/(b)	C 固定量 kg-C/ton
集成材	283	6	0.4	0.067	18.9	500
鋼材	700 [504]*3	160	7.9	0.049	34.6 [24.9]	0
コンクリート	50	8	2.5	0.312	15.6	

*1: 大熊 (木材工業 vol.53, No.2, 1998) の計算結果による。

*2: 木材はスギ圧縮、鋼材は引張、コンクリートは圧縮で、いずれも長期許容応力度

*3: 回収率 35%、回収・再加工のためのエネルギーは鉄鉱石からの 20%と仮定

続できる循環型材料

③環境負荷が少ない (low emission) : (生産時の) エネルギー排出が少ない材料

が挙げられるわけであるが、この②はともかく、①③については、木材の加工度が上がるにしたがって材料的信頼性は増す反面、その優位性は下がる可能性が大きいので、そう単純な問題ではない。

さらに、より工学的な見地からは、

④構造材料としてみた場合の比強度 (強度 / 重量) が大きい

というのも、振動や耐震性、さらに輸送・架設の点からみると重要な要素である。

そこで、少し単純すぎるが、ちょっとした計算をしてみた結果を表 1 に示す。

ここでは、主要橋梁用材料である集成材、鋼材、コンクリートについて、単位耐力あたりの重量と製造時の C 放出量等を比較したのであるが、後者に関しては、集成材が「環境に優しい」とは言いきれない結果になっている。しかし、軽いということは下部構 (支持部) の設計、輸送、架設の点では有利であり、これに要するエネルギーを加算すれば、トータルの C 放出量はコンクリートよりも少なくなる可能性は大きいと思われる。さらに、地元産業の活性化の点から見ると、コン

クリートが施工費のみであるのに対し、木材は原材料以降のすべてを地元に戻元することも可能なのである。

つまり、材料の運搬・架設を含めた「環境負荷」の、いわゆる LCA (ライフサイクルアセスメント) 的な解析と同時に地元産業活性化の切り口からの考察を総合的に行っていくことが重要であると思っている。

2.材料供給の観点から

10 年ほど前の話であるが、筆者が富山県林業技術センターに勤務していた頃、中谷・長谷川 (益) 両研究員と共同して「スギ間伐材を用いた木製なだれ予防柵」の設計・施工実験を行ったことがある。そのとき工事費を鋼製柵と比較した結果 (概要は木材工業 1991.11 に掲載) では、m あたりの直接工事単価は鋼製 69,500 円、木製 42,700 円で、少なくとも初期投資は木製の方が優位であった。にもかかわらず、これは部分的な試作に留まり、主流にはならなかった。

その理由には 3 つほどあると考えている。その一つは冒頭に述べた耐久性に関することであつたと思うが、この材は防腐処理 (ナフテン酸銅溶液の浸せき処理による) がされたこともあつて、10 年経過後の調査では、

フテン酸銅溶液の浸せき処理による)がされたこともあって、10年経過後の調査では、まったく問題がなかったと聞いている。

もう一つの課題は、材料の供給体制の不備であろう。具体的にいえば、規格化(寸法・品質)と供給量の問題である。これには、公共事業につきものの材料発注時期の問題も絡んでおり、供給側からいわせれば「現行方式では規格材を短期間に大量に集めることがそもそも無理」ということになるのであるが、やはり「備蓄体制の整備」と「発注時期のスライド」の両面から考えてみる必要がある。

さらに第3の問題としては「木材による設計・施工に対する不慣れ」があるが、これに関しては3.で改めて述べる。

さて、木橋に話を戻す。

木橋においても、上記の「供給体制の不備」については同様であるが、これに加えて、要求される材料が「エンジニアード・マテリアル」であり、それに対応できる条件が整備されていなければならない、ということである。つまり、橋梁設計では、機能として「自重・積載荷重(+積雪・動荷重)によって壊れない、不安になるほど変形しない」ということになるが、そのとき必要な構造的な性能とは「荷重によって発生する応力・変形がある水準以下に抑えられている」ということであるから、このとき材料側としてはこうした設計行為に対応できる数字を実験的に明らかにしておかなければならないことになる。これが最低条件である。すなわち木橋の材料仕様書でよく出てくる「地元の〇〇材を使って…」という一項に対し、「では、どのくらいの強度性能がありますか?」と訊かれて「分かりません」では設計のしようがない、とい

うことである。

若干手前味噌になるが、秋田県では地元のスギ材のデータがかなり収集されており、その「分かりません」の状況はかなり少なくなった。たとえば、丸太では、県内のスギ人工林35林分で伐採された丸太、約2800本の縦振動法によるヤング係数が測定され、大まかな地域ごとの材の強度性能は既に把握されている。いくつかの県でも同様の試みが進行中であろうが、こうした情報を公開することが先決であると考えられる。

ここで、必然的に明らかにされるのは、地域による「材の差」である。これを「優劣」あるいは「強弱」と解釈し、「公開をためらう」状況がよく起こる。しかし、それは非常にまずいことなのである。

ここで県内での具体的な事例を示そうと思う(これは第35回林道研究発表論文集に掲載されているが、その原稿を参考のため別添資料として添付した)。

1998年県内協和町に「百目石橋」という木橋が架設されたのであるが、ここで出された主要構造材料のアーチ部の仕様は、地元の材による秋田スギ「同一等級構成E85-F300」、すなわち構成する板(ラミナ)がすべてL90(ヤング係数 $9\sim 10\text{kN/mm}^2$)以上という、ほぼ同じ強度性能をもった材を積層した集成材一というものであった。

しかし、既往のデータからみると町内林分からの丸太ヤング係数が県内では低い方に属しており(図1)、もし町産材のみを無作為に伐採し、L90材のみを選別すると使用可能ラミナはせいぜい15%くらいと考えられた。もし、そうであったとしても、残りの85%の不適材がそれなりの流通ルートで転用可能であればよいのであるが、その時点で

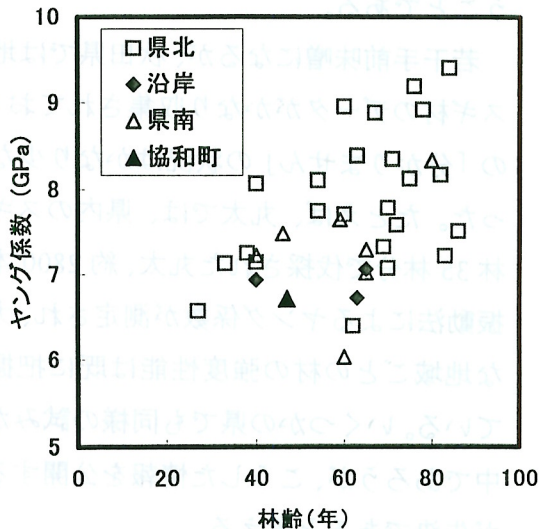


図1.スギ丸太のヤング係数分布

は「それを誰が引き取るのか？」という問題の発生が予測されたのである。

そこで、町と近隣の地域（大曲市）から丸太を集め、全数のヤング係数を測定（図2）して 6kN/mm^2 以上のもののみを製材する、という方法を採用したのである。これによってラミナの使用率は50%までに増大した（残りの50%の大半は構成の異なる集成材に転用）。

これに対して、今回の藤里町では、米代川流域の材が県内でも上位にランクされており、しかも「異等級対象構成 E75-F240」とされていたため、ラミナ管理上の問題はなく、丸太の段階では抜き取りによる検査での確認のみですんでいる。

以上から分かるように、データを持っている、さらにそれを公開する、ということは、設計行為に対応できる最低限の条件であると同時に、起こる可能性の高い「リスク」を事前に予知し、それを最小限に抑えることをするために重要なのであって、材の優劣の判断基準ではないことを強調しておきたい。このことは「木橋」に限った話ではなく、地元材を様々な構造物に適用しようとするなら

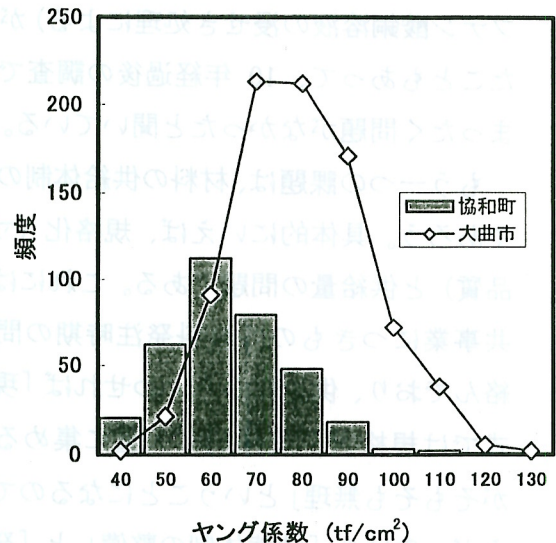


図2.百目石橋用材ヤング係数分布

ば、必ず通らなければならない関門でもある。

3.木材・木質材料適用における特殊性

2.で「木材による設計・施工に対する不慣れ」について触れた。このことに関してつぎに述べる。

木橋の場合、現在のところ準拠すべき設計基準が十分にオーソライズされた状況にはなっていない。しかし過去の多くの設計事例のなかで得られた様々なノウハウをとりまとめていくことによって、新しい段階を迎えることはできるものと考えている。そのとき、鋼材やコンクリートでの設計手法をそのまま木材・木質材料に適用しようとする、いくつかの問題が起きるようである。1.、2.で述べた点と若干重複するものもあるが、それらを少し考えてみよう。

①使用材料の強度性能や様々な物理量の不備、あるいは誤解。材料価格の不透明さ。

集成材や製材の積算は難しく、発注者泣かせといわれている。鋼材やコンクリートは重量または体積と価格がほぼ比例するのに対し、木材ではそうは簡単にはいかないからである。

構造用 JAS 製材品が一般市場に流通していない、などという状況は論外ではあるが、比較的、品質が安定している構造用集成材の場合でも、規格の表に記載されている等級のうちには「実質的に生産不能、またはかなり高価」になってしまうものも含まれており、断面の形状や寸法、長さによって製造コストが大幅に変動する。さらに、防腐処理やボルト孔や挿入鋼板のスリット加工といった 2 次加工の必要によっても単価は変わる。

日本集成材工業協同組合では、集成材の設計価格と、接合金物の設計価格を公表している¹⁾。しかし、たとえば、先の協和町の例のように「同一等級構成 E85-F300」という仕様が出た場合、その単価を、標準的製品である「異等級対象構成 E75-F240」の単価、つまり安い方に合わせて積算するようなことが結構あるようで、そのようなとき、その分メーカーが負担することになる。したがって、供給側としては「構造用集成材 m³いくら」といった「どんぶり勘定」ではなく、樹種、等級、断面、長さによって区分した単価表が必要であろうし、その理由付けを明快に示すことも考えなければならない。少なくとも事例集でそのことが公開できないものだろうか、と思っている。

また、接合加工に関しても、堀江³⁾が提案しているように、ボルト用の孔をあけるとき、孔径と長さに対していくら、とか、鋼板挿入用のスリット加工では、幅と面積に対していくら、といった細部に渡って価格が示しておけば、積算のとき便利になり、コスト削減のための設計手法が構築できることになる。

②施工の問題。

橋梁工事の場合、建設工事が、橋台や橋脚の下部工と、橋梁本体の上部工に分けられて、

それぞれ発注されるシステムになっている。鋼橋や PC 橋の場合、上部工事を受注するのはいわゆる橋梁メーカーになるが、木橋の場合には、専門の木橋メーカーというものがなく、また、集成材メーカー自体も橋梁施工の資格を有していないため、直接受注するケースは極めて少なく、大部分が下請けになっている。この発注システムもまた、木橋のコストを高くしている要因であると言われている。

長野県では、「木のかげはし」と「みどりばし」の工事を、橋梁工事の資格を持たない集成材メーカーに直接発注するために、建築工事として発注することを試みた。その結果、この 2 橋の建設コストは、従来の木橋より低く抑えられ、同スパン同橋梁形式の鋼橋と PC 橋の建設コストに対してもそれぞれ 116%、114%にとどまっている²⁾。こういった方式も一つの方法として、将来的にはやはり木橋工事を専門とする、木橋メーカーが認知されることが期待される。

また、木橋の場合には、完成後の維持管理が重要であるが、公共工事などの場合には、それらの費用が事業費のなかに加味されていないケースが多い。メンテナンスフリーであることに越したことはないが、塗装や補修など最低限の費用は要求しておく必要がある。

いずれにしても、普段、鋼橋や PC 橋を設計している橋梁の設計者が、初めて木橋を設計するとなると、随分面食らうことが多いようで、笑うに笑えない話もよく聞く。もちろん、集成材メーカーが設計者である場合には、上記の問題点は予め承知された上で遂行されていくことが多いのであろうが、設計コンサルタントが設計を行うような場合には、検

討委員会などで、木材・集成材関連の技術者もメンバーとして入っていることが望ましい。

おわりに

以上、これからの木橋を発展させて行くための木材側の要件を考えてみた。なお、3の「施工」に関する部分については佐々木貴信の未発表資料を引用したものである。

建築の分野で木質構造（近代木質構造？）が再認識され始めたのは1980年代の後半である。この分野でも、現在に至るまで、ここで述べた内容（設計施工の資料や、積算資料の整備が遅れている、といったこと）と同じような論議が繰り返し行われている。

確かに、これらの問題の原因は、主に材料供給側に起因しているような気がする。しかし、木材は「他材料と全く異なったもの」、あるいは「自然からの〈授かりもの〉である」と認識してみることも、案外、必要なことのようにも思う。もし、そのことを積極的な意味で捉えることができるのであれば、展開はかなり変わるのかもしれない。

さらにもう一つ付け加えるとすれば、設計法そのものの見直し、すなわち、限界状態設計法（Limit State Design, LSD）の導入であろう。すでにカナダでは橋梁のみならず構造物設計にLSDが採用されており、米国・欧州・オセアニア諸国でも進みつつある。LSDについて、ここでは、深く触れる余裕はないが、近い将来、日本でも対応が迫られることになるであろう。そこでLSDを知りたい人のため、参考図書⁸⁾⁻¹⁵⁾のいくつかを以下に紹介しておいた。

参考文献

- 1) 牧 勉：“現代木橋の現況と技術的課題”，土木施工，Vol.38, No.5, 1997.
- 2) 薄木征三：“現代木橋技術”，土木学会誌，Vol.82, April, 1997.
- 3) 堀江和美：“大規模木質構造建築物推進への展開”，秋田県林務部編，1996, pp.37-52.
- 4) 薄木征三：“近代木橋の時代”，林野庁監修，1995, pp.80-81.
- 5) 佐々木幸久：木材工業 Vol.53 No.5, 223-226 (1998).
- 6) 薄木征三：“木質構造研究の現状と今後の課題 Part-II”，日本木材学会木材強度・木質構造研究会編，1994, pp.202-213.
- 7) 住・木センター：木橋設計施工の手引き—木橋づくり新時代—，ぎょうせい，1995.
- 8) 林 知行，飯島泰男，渋沢龍也：エンジニアードウッド、日刊木材新聞社（1998）
- 9) 星谷勝・石井清：構造物の信頼性設計法、鹿島出版会
- 10) 神田順編：限界状態設計法のすすめ、建築技術
- 11) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説
- 12) 日本建築学会：木質構造の限界状態設計（研究会資料・絶版）
- 13) 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針（案）
- 14) 堀江和美：木材強度の確率統計手法、オオヤマシステム
- 15) 住・木センター：構造用木材の強度試験法（2000.3版）

集成材タイドアーチ橋「百目石橋」の施工

秋田県仙北農林事務所 原田 利正、萩野 徳子

1. はじめに

近年、全国各地で木橋の建設事例が増加している。日本木橋協会の調べでは93年度から98年度までの6年間に建設された木橋は全国で511橋にも上っており、このうちの53橋は道路橋である(図1)。わが国の主な道路木橋を表1に示す。昭和62年、秋田営林局鷹巣営林署管内坊川林道に架設された「坊川林道2号橋」を始めとして、これまで20橋近くの道路木橋が全国に架設されているが、94年度以降に架設された木橋の殆どは、ふるさと林道緊急整備事業によるものであり、構造形式もアーチ橋、ラーメン橋、斜張橋あるいはプレストレス床版橋などと多様である。また、橋の規模も長大化する傾向にあり、橋長が40mを越える木橋も架設されている。このような背景には、近年の、集成材の製作・加工技術、防腐技術あるいは各種接合技術の向上があり、今日の我が国の近代木橋を可能にしたといえる。最近では、新設計基準に対応した25t荷重で設計された木橋の架設も増加している。

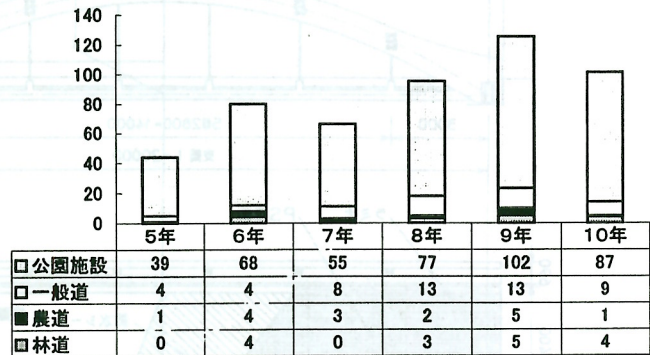


図1 木橋整備状況

表1 わが国の主な道路木橋

橋名	架設地	構造形式	橋長(m)	設計荷重	架設年
坊川林道2号橋	秋田県鷹巣町	単純桁橋	6.0	TL-14	'87.10
鵜養橋	秋田県河辺町	単純桁橋	14.0	TL-14	'88.8
湯の又橋	秋田県五城目町	下路式タイドアーチ橋	13.5	TL-14	'90.3
赤城橋	福島県田島町	3径間単純桁橋	18.0	TL-14	'91.7
用倉大橋	広島県本郷町	3径間連続斜張橋	145.0	TL-14	'92.10
中央橋	広島県本郷町	上路ローゼ桁橋	34.0	TL-14	'93.3
善入寺橋	広島県本郷町	3径間単純桁橋	23.0	TL-14	'93.3
広草田橋	広島県本郷町	単純桁橋	10.0	TL-14	'93.3
揚の沢橋	秋田県鷹巣町	プレストレス木床版橋	8.0	TL-14	'93.10
栗飯戸橋	奈良県黒滝村	下路式タイドアーチ橋	24.0	TL-20	'94.2
神の森大橋	愛媛県広田村	中路式2ヒンジアーチ橋	26.0	TL-20	'94.5
木のかけはし	長野県木曽福島町	4径間連続プレストレス木床版橋	40.5	A 活荷重(25t)	'96.10
みどりばし	長野県三岳村	2ヒンジ方杖ラーメン橋	30.0	A 活荷重(25t)	'96.12
杉の木橋	宮崎県小林市	上路式2ヒンジアーチ橋	38.6	A 活荷重(25t)	'97.3
虹の木橋	山梨県都留市	中路式2ヒンジアーチ橋	23.0	A 活荷重(25t)	'98.12
百目石橋	秋田県協和町	下路式タイドアーチ橋	20.9	A 活荷重(25t)	'99.3
田代橋、穂高橋	長野県安曇村	プレストレス木床版橋	22.9、17.9	A 活荷重(25t)	'99.4

2. 「百目石橋」概要

秋田県においても平成11年3月に、ふるさと林道緊急整備事業により、協和町荒川（沢内水沢線）に設計荷重 25tf（A 活荷重）の集成材アーチ橋「百目石橋」が完成した。図2に示したのは「百目石橋」の一般図である。橋長 20.9m、幅員 5m、のタイドアーチ橋であり、アーチ部材および床版部材に地元産材のスギ集成材を使用している。これらの集成材にはすべて AAC 防腐薬剤を加圧注入し、アーチ部材上面を銅板で覆うことで耐久性向上を図っている。アーチ部材の両端を結ぶ繋ぎ材（タイ）とこれらを結ぶ床桁には耐候性鋼材を使用した。また、床版にはプレストレス木床版と呼ばれる工法を採用している。

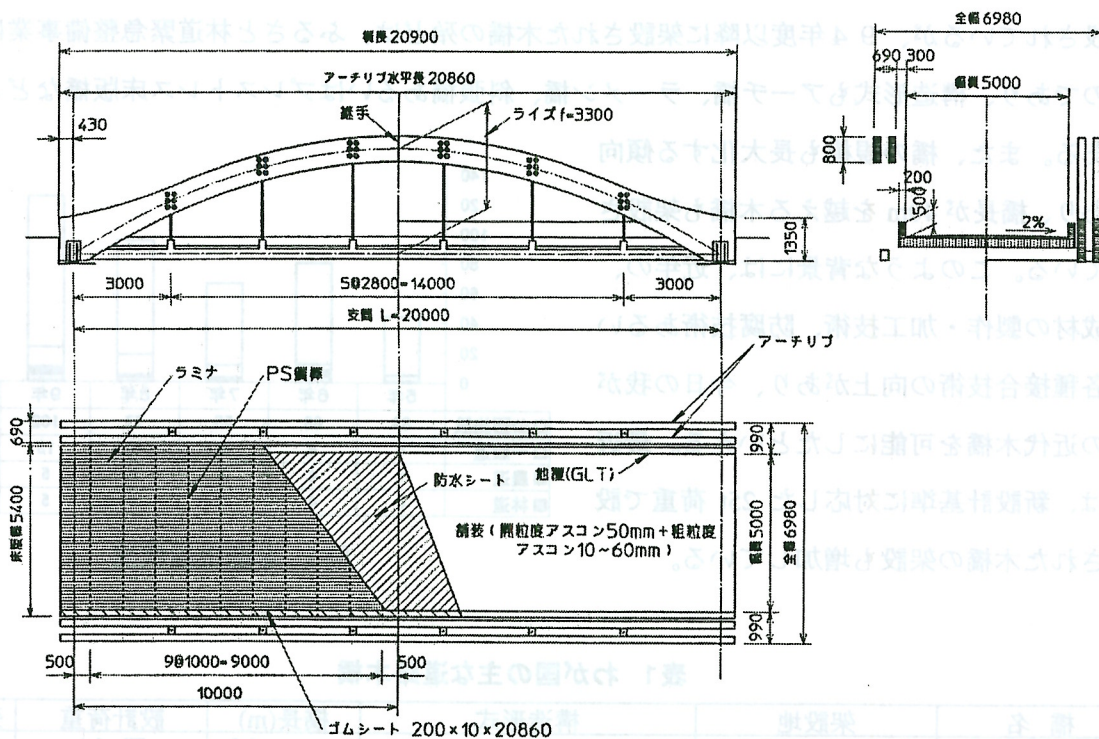


図2 「百目石橋」一般図

3. スギ原木のヤング係数調査

本橋のアーチ、床版、地覆等には、地元産のスギからなる構造用集成材を使用した。JAS（日本農林規格）によって規定されている構造用集成材の強度等級は、集成材を構成する挽き板（ラミナ）の構成方法と品質（等級）によって分類されている。アーチリブおよび床版に用いた集成材の断面図を図3に示す。図中の E85-F300 および E75-F240 とは集成材の強度等級を表しており、例えば E85-F300 の集成材では曲げヤング係数が 85tf/cm^2 、曲げ強度が 300kgf/cm^2 である。また、同図中の「幅はぎ」とは集成材を構成する挽き板を幅方向に接着する方法であり、材幅の広い集

成材の場合に用いられる工程である。幅はぎを行うことで間伐材等の小径丸太の利用も可能となり、材の有効利用が図れる。本橋の集成材には地元民有林材のスギを使用しているが、スギ集成材としては上述の強度等級 E85-F300 および E75-F240 は比較的高い等級に部類する。したがって、本橋の使用材調達にあたっては、原木のヤング係数を全数（1171 本）調査し使用材の選別を行った。調査を行ったスギ原木の概要は表 2 に示すとおりである。丸太のヤング率調査は丸太の固有振動数からヤング係数を算出する打撃音法を用いて行った。対象丸太全数の調査を行った後に、低ヤング係数材（60tf/cm²未満）を除去した。選別前および選別後のヤング係数分布を図 4 に示す。

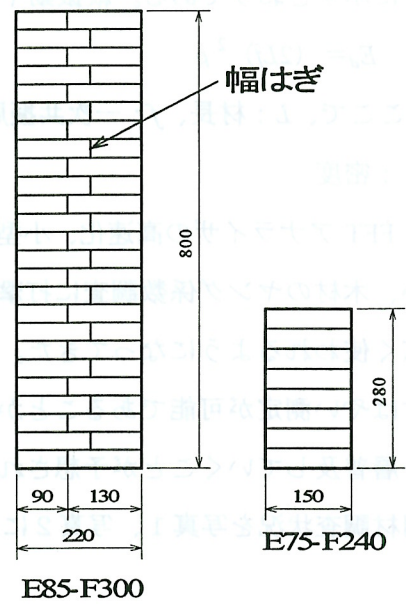


図3 集成材断面
(左:アーチ、右:床版)

このように、原木の選別を行った結果、高ヤング係数のラミナを効率よく得ることができた。このとき、丸太から集成材ラミナまでの歩留まりは 43.5%であった。また、ラミナから集成材までの歩留まりは、58%であった。

ここで、ヤング係数を算出する打撃音法とは、木材の木口面をハンマー等で叩いた時に発生する音の特性を、FFT アナライザを用いて分析してヤング係数を求める方法である。その概略は図

表2 原木調査結果

産地	材長	選別前		選別後		除去本数
		本数	材積	本数	材積	
大曲市	3.65 m	827	132.863 m ³	779	124.731 m ³	48
協和町	4.00 m	344	67.664 m ³	268	48.319 m ³	76
計		1171	200.527 m ³	1047	173.05 m ³	

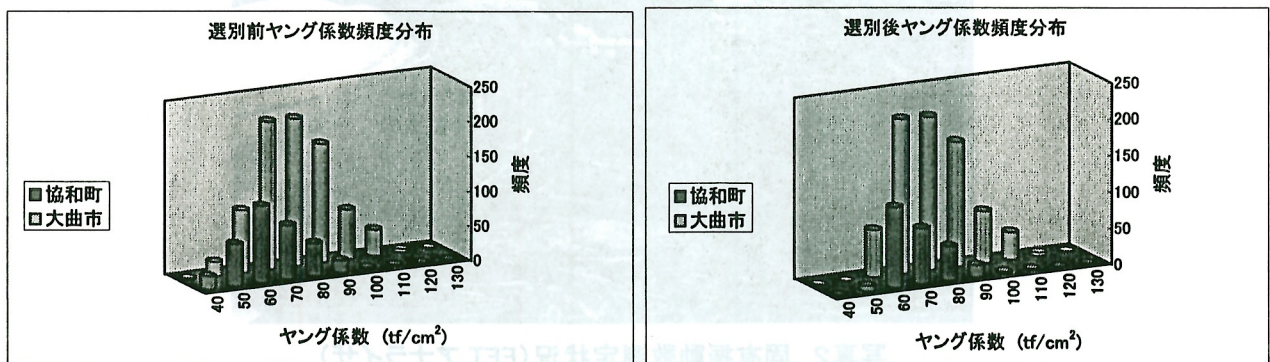


図4 スギ原木のヤング係数頻度分布(左:選別前、右:選別後)

5に示すとおりである。縦振動ヤング係数 (E_d) は、次式の振動方程式で計算される。

$$E_d = (2Lf)^2 \rho$$

ここで、 L ：材長、 f ：一次共振周波数、

ρ ：密度

FFT アナライザの高速化、小型化に伴い、木材のヤング係数調査に打撃音法が広く使われるようになってきた。手軽ですばやい測定が可能であることから今後一層普及していくことが予想される。使用材調査状況を写真1、写真2に示す。

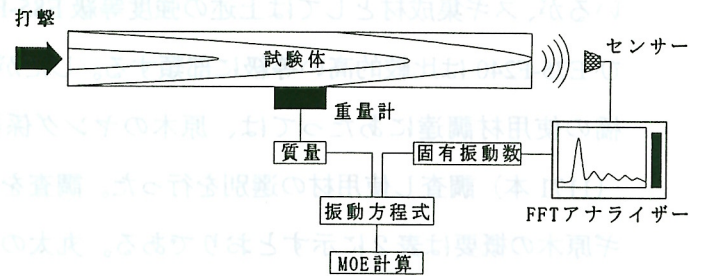


図5 打撃音法(縦振動法)の概要



写真1 寸法および重量計測状況



写真2 固有振動数測定状況(FFT アナライザ)

4. 丸太の径級とヤング係数

図6に示したのは、調査原木の径級別頻度分布である。また、調査した2地区（大曲市、協和町）のそれぞれの丸太について、径級とヤング係数および平均年輪幅の関係を示したのが図7である。同図から、大曲市産の材については40cm上の材のヤング係数が低く、年輪幅が大きい傾向があることが分かる。また、協和町産の材については全般に年輪幅が広く成長がよい材であることが分かる。

今回測定対象とした材は、これらの図からも分かるように比較的中径のものであるが、前述の“幅はぎ”を行うことで、このような中径材からも大断面集成材の製造を可能にしている。

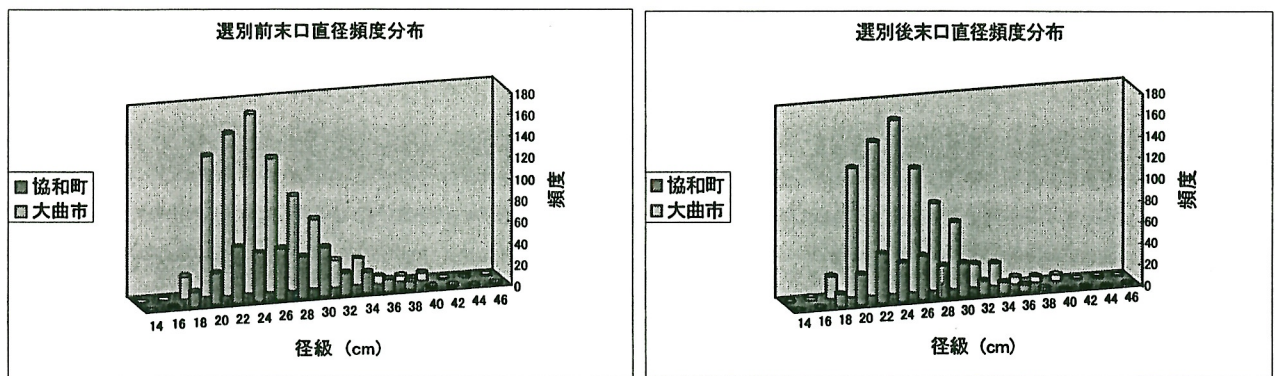


図6 スギ原木の径級別頻度分布(左:選別前、右:選別後)

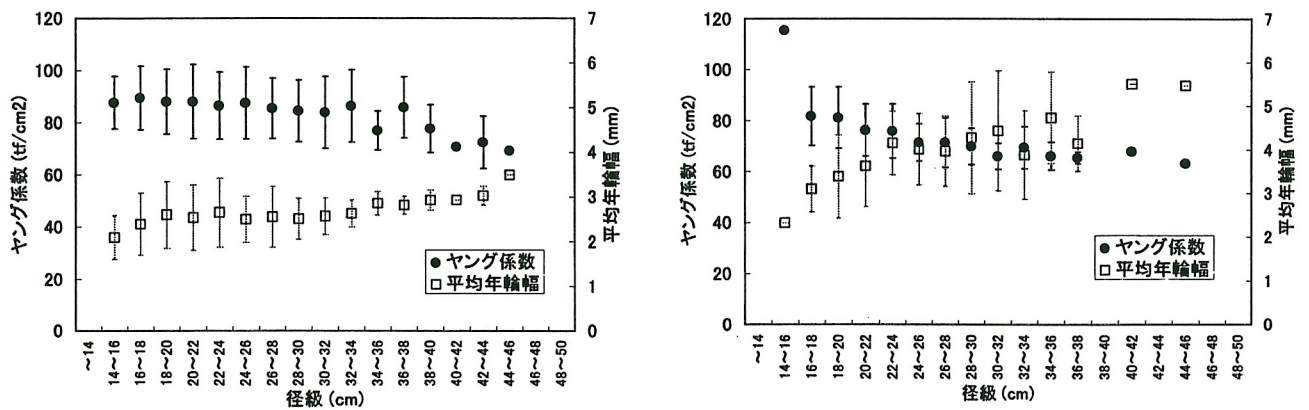


図7 原木の径級とヤング係数、年輪幅の関係(左:大曲市、右:協和町)

5. おわりに

高剛性の木橋部材用集成材を効率よく製作すること、また、丸太から集成材までの正確な歩留まりを調査することを目的として、丸太およびラミナのヤング係数測定調査を実施した。これら一連の調査結果は、今後計画される木橋の設計・積算等において、貴重な資料となり得ると思われる。

木橋の耐久性について考える

秋田県立大学木材高度加工研究所 土居修一

1、はじめに

丸太や製材を使った木橋はコンクリートや鉄橋に比べて手軽に架橋できるため、古くから農道や林道で用いられてきた。最近では都会の緑地・公園あるいは都市近郊でその景観の優しさ・美しさや周辺環境との調和あるいは地場産材の有効活用などの観点から、架橋される機会が増えつつある。これらの木橋は、そのデザインのみならず、使用目的に応じた構造安全性と、その構造安全性を担保するための耐久性についても十分な配慮がなされて設計されている。

木材の耐久性のなかで、最も重要なのは耐生物劣化性であるが、これを実現するための手段として防腐薬剤による処理を採用することが一般的である。しかしながら、最近の、薬品処理による環境への負荷の低減、という社会的要請(?)から、「耐久性大あるいは極大」と判断される木材を無処理で木橋に適用する例が数多く見受けられる。

佐々木¹⁾が国内の関係業界から得た情報から、各地に高耐久性樹種で架橋された木橋のうち、ボンゴシ(エッキ、アゾベともいう)材を使って架橋されたその数は150体近くに及ぶものと推定される。このように木橋に限らず「高耐久性」木材を外構部材に使用する傾向が大きくなりつつある中で、昨年秋に愛媛県の公園内に架橋されていたボンゴシ材木橋3体のうちの 하나가、団体客の通過1日後に落橋した。この事実の詳細は、鈴木ら²⁾によって報告されている。この事件の後に筆者が直接観察した別の事例や、流されてくる情報から、少なくとも数体のボンゴシ橋が腐朽害を受けていることが確認できた。また、この他にその恐れがあるものがあるものと思われる。そこで、ここでは、なぜこのような事態に陥ってしまったのか? 耐久性に対する理解、維持管理計画などに関連して考えてみたい。

2、木材の生物による劣化、特に腐朽に対する正しい理解の欠如

木材の劣化のうち、その強度的性能にもっとも大きな影響を与えるのは生物劣化である。これは、菌類、昆虫、海虫(甲殻類、斧足類)などによって引き起こされるが、菌類による劣化—腐朽は、菌類自体がいたるところに存在すると実感されないため、例えば腐朽菌の子実体発生があっても、それが木材の腐朽の原因であることすら理解してもらえないことにしばしば遭遇する。おそらく、風化、老化などと混同されているように思われる。例えば、シイタケのホダ木栽培をやっている人から「ホダ木が腐ったからシイタケの収穫量が減った」と言われたことがあるし、大工さんに、土台の腐

った原因を説明しても、「寿命だから仕方がない」、あるいは「腐ったからキノコが生えた」といわれる具合である。このような一般的認識が、この事件の一因になったのは想像に難くない。蛇足ながら、「木材腐朽に関する正しい理解の普及」に努めてこなかった我々保存研究者の責任も免れることはできないと考えている。

3、耐朽性の意味と今回の事件の関わり

元来、耐久性の一つの範疇である耐朽性に関して、「比較耐朽性」という概念が導入されている。教科書などで、ブナの腐朽しやすさを基準にして素材の耐朽性を便宜的に極大、大、中、小、極小というように分ける概念である。これは、「この世に存在する全ての樹種が永久に腐朽しないということはありません」という事実から考えられたことであろう。ところが、最近では、「高耐朽性」という言葉がこうした前提を抜きにして一人歩きした結果、高耐朽性樹種＝防腐処理材と同等かそれ以上の耐朽性がある樹種、というように受け取られているような傾向にある。これも今回の事件の引き金になっていたのではないかと思う。

4、ボンゴシ材からの教訓

我が国では、古くから、ヒノキ、ヒバが国産材の代表的な高耐朽性樹種として扱われてきた。が、いくつかの地域から採材されたヒノキやヒバの耐朽性を調べた西本ら³⁾によれば、実際には産地や樹齢によってかなりのばらつきを持ち防腐処理材と同等の材料として扱うには危険過ぎることが示されている。これは、これらの樹種の耐朽性が抽出成分に依存しているため、立地条件、樹齢などによって大きく左右された結果ではないかと想像される。

ボンゴシ材については、その高耐朽性が何に依存しているのか明らかにはされていない。現在のBSEN 350-1:1994で「耐朽性大」として扱われてはいるものの、その根拠は、実験室的に6種の腐朽菌を用いて行われた結果だけである。もっとも、BSEN 350-2:1994に、この材は、辺材と心材との境界が不明確なことなど、場合によっては「耐朽性中」とすべしということも記されてはいる。ところが、それ以前には経験的な事実だけで「耐朽性極大」ということも示されている⁴⁾ので、このあたりから情報が錯綜し、ボンゴシ木橋を売り込んだメーカーがこの材の耐朽性に関して過信していた恐れがある。

ボンゴシ以外のジャラやチークなど他の樹種でも同様に考えることができるが、要は、耐朽性の評価が限られた実験的条件で行われている以上、その評価には抗菌スペクトルなどの点で限界があることを認識しておくべきであって、耐朽性が大あるいは極大だからメンテフリーでよし、としないことが今回の事件からの教訓であろう。

5、事故の再発を防ぐために

以上から明らかなように、木橋に限らず、木造構造物の生物劣化を防ぎその用途に見合った耐久性を確保するためには以下のことなどが要求されよう。

- ① 工法別に水分あるいは養分（窒素源など）滞留部と構造安全性担保部ができるだけ分散する構法の採用する。
- ② 抗微生物性スペクトル及び使用条件を考慮する。
- ③ 耐久性区分を絶対視しない。
- ④ 実験結果と実用条件下の耐久性区分との齟齬を認識する。
- ⑤ 薬剤処理のリスクとベネフィットを考慮する。
- ⑥ 点検マニュアル⁵⁾の実効性が高まるよう、運用法を充実させる。例えば、○腐朽メカニズムの徹底：雨水、土砂などの侵入→藻類、細菌などの侵入、窒素源などの増加→カビの発生→担子菌への遷移→腐朽進行、○細菌、カビ、腐朽菌の区別ができるようにする：細菌の攻撃力の限界を知る。カビ、担子菌の攻撃力の大きさを知る。○腐朽菌被害の実例を学ぶ：現場を見て、専門的な眼を育てる。

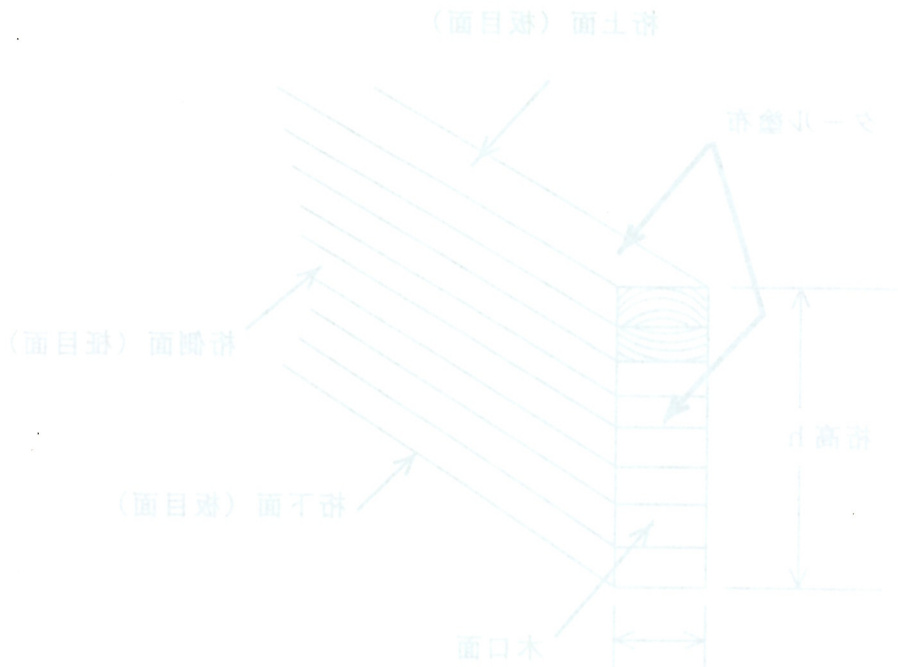
なお、点検手法に関して目視、触診以外に各種の機械的・物理的診断が提案されているが、これらの手法による確実な診断が完成するには、なお多くの実践的データが蓄積されなければならない。

文献

- 1) 佐々木貴信：私信（2000）
- 2) 鈴木憲太郎ら：木材工業、55、78-81（2000）
- 3) 西本孝一ら：木材研究・資料、No. 20、104-108（1985）
- 4) D.F. Purslow: Results of field tests on the natural durability of timber (1932-1975), Building Research Establishment Current Paper 6/76, BRE, UK(1976) 28pp.
- 5) 例えば、木橋の点検マニュアル(第1版)、木橋技術協会編（1999）24pp.

図1-1-1 (a) (b) (c) (d) (e) (f) (g) (h) (i) (j) (k) (l) (m) (n) (o) (p) (q) (r) (s) (t) (u) (v) (w) (x) (y) (z) (aa) (ab) (ac) (ad) (ae) (af) (ag) (ah) (ai) (aj) (ak) (al) (am) (an) (ao) (ap) (aq) (ar) (as) (at) (au) (av) (aw) (ax) (ay) (az) (ba) (bb) (bc) (bd) (be) (bf) (bg) (bh) (bi) (bj) (bk) (bl) (bm) (bn) (bo) (bp) (bq) (br) (bs) (bt) (bu) (bv) (bw) (bx) (by) (bz) (ca) (cb) (cc) (cd) (ce) (cf) (cg) (ch) (ci) (cj) (ck) (cl) (cm) (cn) (co) (cp) (cq) (cr) (cs) (ct) (cu) (cv) (cw) (cx) (cy) (cz) (da) (db) (dc) (dd) (de) (df) (dg) (dh) (di) (dj) (dk) (dl) (dm) (dn) (do) (dp) (dq) (dr) (ds) (dt) (du) (dv) (dw) (dx) (dy) (dz) (ea) (eb) (ec) (ed) (ee) (ef) (eg) (eh) (ei) (ej) (ek) (el) (em) (en) (eo) (ep) (eq) (er) (es) (et) (eu) (ev) (ew) (ex) (ey) (ez) (fa) (fb) (fc) (fd) (fe) (ff) (fg) (fh) (fi) (fj) (fk) (fl) (fm) (fn) (fo) (fp) (fq) (fr) (fs) (ft) (fu) (fv) (fw) (fx) (fy) (fz) (ga) (gb) (gc) (gd) (ge) (gf) (gg) (gh) (gi) (gj) (gk) (gl) (gm) (gn) (go) (gp) (gq) (gr) (gs) (gt) (gu) (gv) (gw) (gx) (gy) (gz) (ha) (hb) (hc) (hd) (he) (hf) (hg) (hh) (hi) (hj) (hk) (hl) (hm) (hn) (ho) (hp) (hq) (hr) (hs) (ht) (hu) (hv) (hw) (hx) (hy) (hz) (ia) (ib) (ic) (id) (ie) (if) (ig) (ih) (ii) (ij) (ik) (il) (im) (in) (io) (ip) (iq) (ir) (is) (it) (iu) (iv) (iw) (ix) (iy) (iz) (ja) (jb) (jc) (jd) (je) (jf) (jg) (jh) (ji) (jj) (jk) (jl) (jm) (jn) (jo) (jp) (jq) (jr) (js) (jt) (ju) (jv) (jw) (jx) (jy) (jz) (ka) (kb) (kc) (kd) (ke) (kf) (kg) (kh) (ki) (kj) (kk) (kl) (km) (kn) (ko) (kp) (kq) (kr) (ks) (kt) (ku) (kv) (kw) (kx) (ky) (kz) (la) (lb) (lc) (ld) (le) (lf) (lg) (lh) (li) (lj) (lk) (ll) (lm) (ln) (lo) (lp) (lq) (lr) (ls) (lt) (lu) (lv) (lw) (lx) (ly) (lz) (ma) (mb) (mc) (md) (me) (mf) (mg) (mh) (mi) (mj) (mk) (ml) (mm) (mn) (mo) (mp) (mq) (mr) (ms) (mt) (mu) (mv) (mw) (mx) (my) (mz) (na) (nb) (nc) (nd) (ne) (nf) (ng) (nh) (ni) (nj) (nk) (nl) (nm) (nn) (no) (np) (nq) (nr) (ns) (nt) (nu) (nv) (nw) (nx) (ny) (nz) (oa) (ob) (oc) (od) (oe) (of) (og) (oh) (oi) (oj) (ok) (ol) (om) (on) (oo) (op) (oq) (or) (os) (ot) (ou) (ov) (ow) (ox) (oy) (oz) (pa) (pb) (pc) (pd) (pe) (pf) (pg) (ph) (pi) (pj) (pk) (pl) (pm) (pn) (po) (pp) (pq) (pr) (ps) (pt) (pu) (pv) (pw) (px) (py) (pz) (qa) (qb) (qc) (qd) (qe) (qf) (qg) (qh) (qi) (qj) (qk) (ql) (qm) (qn) (qo) (qp) (qq) (qr) (qs) (qt) (qu) (qv) (qw) (qx) (qy) (qz) (ra) (rb) (rc) (rd) (re) (rf) (rg) (rh) (ri) (rj) (rk) (rl) (rm) (rn) (ro) (rp) (rq) (rr) (rs) (rt) (ru) (rv) (rw) (rx) (ry) (rz) (sa) (sb) (sc) (sd) (se) (sf) (sg) (sh) (si) (sj) (sk) (sl) (sm) (sn) (so) (sp) (sq) (sr) (ss) (st) (su) (sv) (sw) (sx) (sy) (sz) (ta) (tb) (tc) (td) (te) (tf) (tg) (th) (ti) (tj) (tk) (tl) (tm) (tn) (to) (tp) (tq) (tr) (ts) (tt) (tu) (tv) (tw) (tx) (ty) (tz) (ua) (ub) (uc) (ud) (ue) (uf) (ug) (uh) (ui) (uj) (uk) (ul) (um) (un) (uo) (up) (uq) (ur) (us) (ut) (uu) (uv) (uw) (ux) (uy) (uz) (va) (vb) (vc) (vd) (ve) (vf) (vg) (vh) (vi) (vj) (vk) (vl) (vm) (vn) (vo) (vp) (vq) (vr) (vs) (vt) (vu) (vv) (vw) (vx) (vy) (vz) (wa) (wb) (wc) (wd) (we) (wf) (wg) (wh) (wi) (wj) (wk) (wl) (wm) (wn) (wo) (wp) (wq) (wr) (ws) (wt) (wu) (wv) (ww) (wx) (wy) (wz) (xa) (xb) (xc) (xd) (xe) (xf) (xg) (xh) (xi) (xj) (xk) (xl) (xm) (xn) (xo) (xp) (xq) (xr) (xs) (xt) (xu) (xv) (xw) (xx) (xy) (xz) (ya) (yb) (yc) (yd) (ye) (yf) (yg) (yh) (yi) (yj) (yk) (yl) (ym) (yn) (yo) (yp) (yq) (yr) (ys) (yt) (yu) (yv) (yw) (yx) (yy) (yz) (za) (zb) (zc) (zd) (ze) (zf) (zg) (zh) (zi) (zj) (zk) (zl) (zm) (zn) (zo) (zp) (zq) (zr) (zs) (zt) (zu) (zv) (zw) (zx) (zy) (zz)

木橋の耐久設計



秋田大学工学資源学部 土木環境工学科
教授 薄木 征三

(面口木と面土の部) 市産バーナ 図1-1-1

1. 腐朽し易い部位

1. 1 桁の上面と木口面

図-1.1 に桁（集成材）の一般図を示す。集成加工する以前に、ひき板（ラミナ）に AAC 系薬剤（アルキル・アンモニウム系薬剤）などを加圧注入すること、または集成加工後に CCA(クロム・銅・ひ素系薬剤)やクレオソートあるいはナフテン酸亜鉛などを加圧注入することが、桁の耐久性を格段に向上させる。

ときにこれら加圧注入処理ができず、単に表面処理防腐剤を塗布するだけで済ませなければならない場合がある。この場合、防腐剤を塗布した後、図の桁上面と木口面はタールを少なくとも2回塗布することが必須である。なぜなら昔の木橋は、この部位から腐朽していったことが分かっているからである。

タールそのものには防腐性はないが、破水性にもっとも富む薬剤である。このようにしておくと、仮に桁の上に乗っている木床版（または敷板、舗板）が腐朽しても、桁に腐朽が進行するのをくい止めるか、または遅らせることができる。タールの有効年数は10～20年と見積もられる。

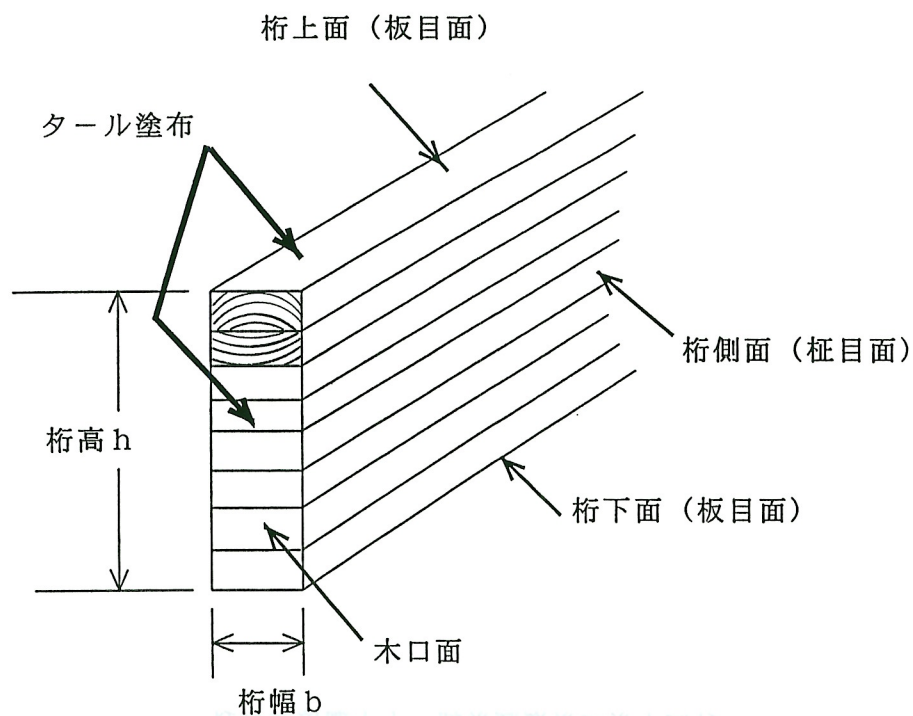


図-1. 1 タール塗布（桁の上面と木口面）

1. 2 歩道橋への適用

図-1.2 にスパン(支間長) 1.0 m程度、幅員 2 m未満程度の簡易歩道橋断面を二例示す。中路形式とすることによって、高欄を省略した例である。桁上面にタール塗布した上に、さらに小屋根をかけている。さらに主桁木口面を木製のカバーで覆っている。横桁あるいは側桁の上面と木口面もタール塗布とする。

ボルト孔にはクレオソートを十分に染み込ませること。支承部はゴムシューとし、コンクリート橋台表面と木桁の間に敷くこと。図面右で $d > 12 \text{ cm}$ とあるのはアメリカの慣用による。桁の図心(桁高の中心点)より下部に吊り下がる荷重を作用させない、とする考えから来ている。

ボルト、ラグ・スクリューおよびアングルなど金物類は亜鉛メッキとする。

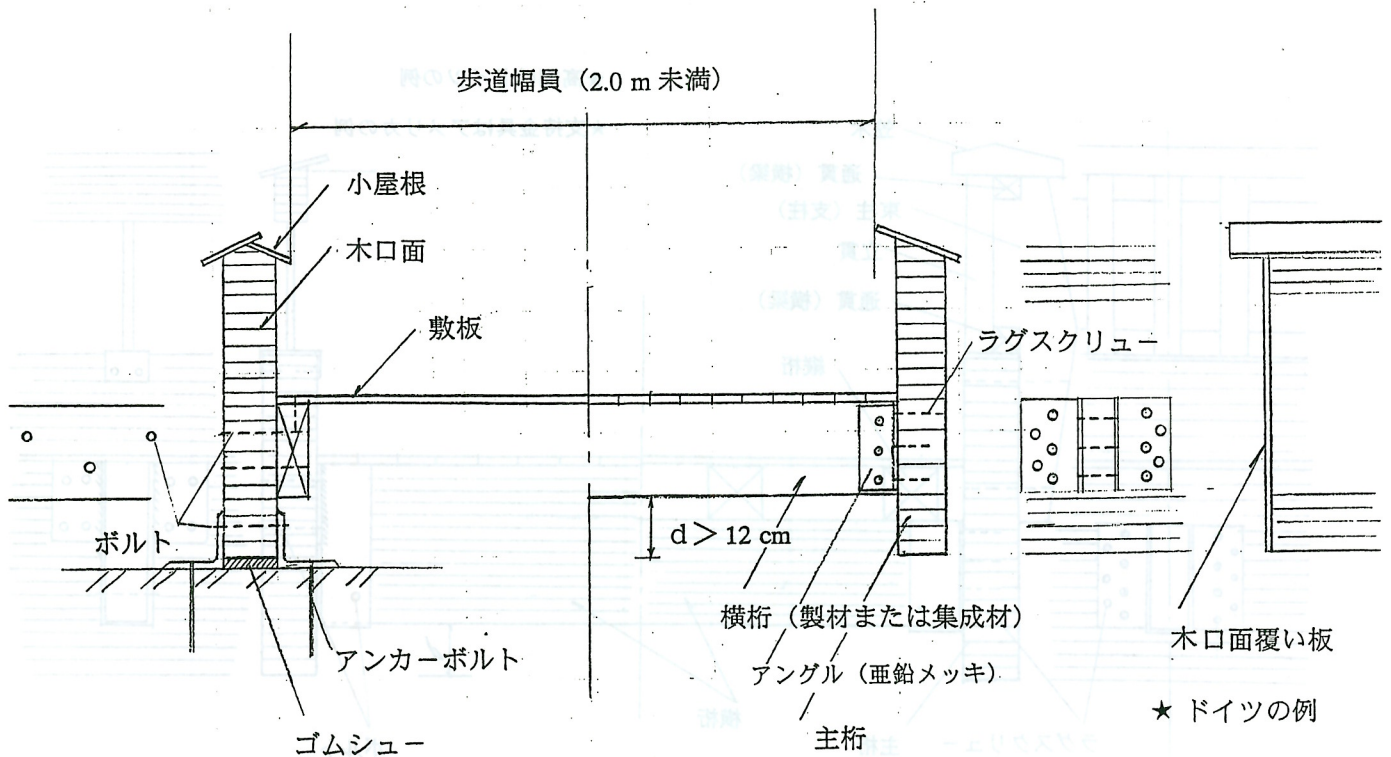


図-1.2 簡易歩道橋

図-1.3 は広幅員で中路形式だが、高欄も設置した二例である。左半分は束柱の上に笠木を設けた場合で、笠木が束柱と立貫の木口面を覆っている。縦桁の上面も敷板と接しているが故に、タール塗布とする。縦桁と横桁の接触面にはゴム板（厚さ 5mm 程度）を敷いて両者の接触を断てばより完全な構造となる。

右半分は高欄の立貫に相当する部材を鉄パイプ製としたものである。前図と同様にボルト孔にはクレオソートを十分に含浸させることが重要である。ボルト孔では木材繊維が切断されているのであるから、木口面と同様に水を吸いやすく、腐朽の開始点となりうるからである。

主桁と横桁を連結している支持金具は非常に合理的につくられており、参考となろう。

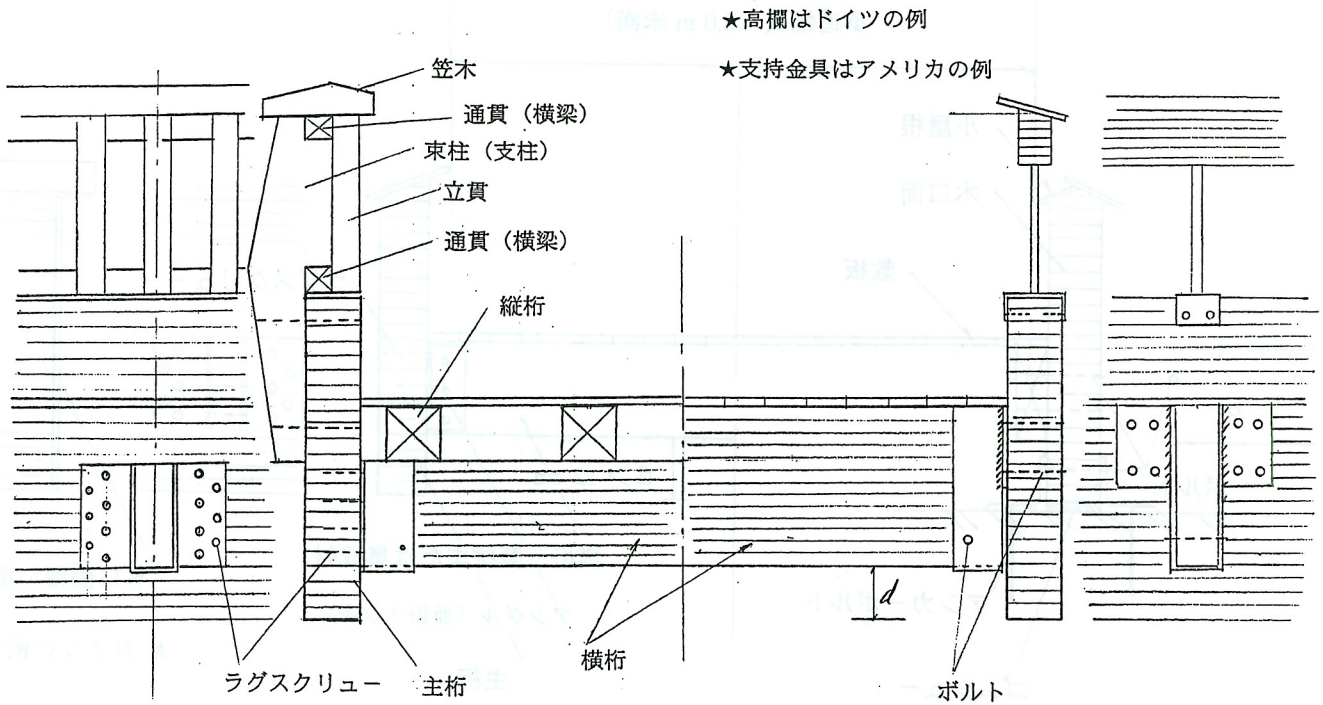


図-1.3 広幅員歩道橋

図-1.4 は我が国の歩道橋の例である。前図とは異なって上路形式であり、しかも床版は集成材パネルを幅員方向に敷き並べている。したがって床版は主桁に対して屋根を兼ねた構造となっている点が優れている。

支間長は 12.885m でこれが 2 連並んでいる。横桁と主桁は図のように、横桁を貫通する丸鋼で連結されている。束柱（支柱）上部の木口面は被い金物で守られている。防腐処理は図中右に記入のとおりである。平成 2 年 1 月竣工であるが、木レンガ舗装はひび割れが多数はいつており、交換時期と考えられている。

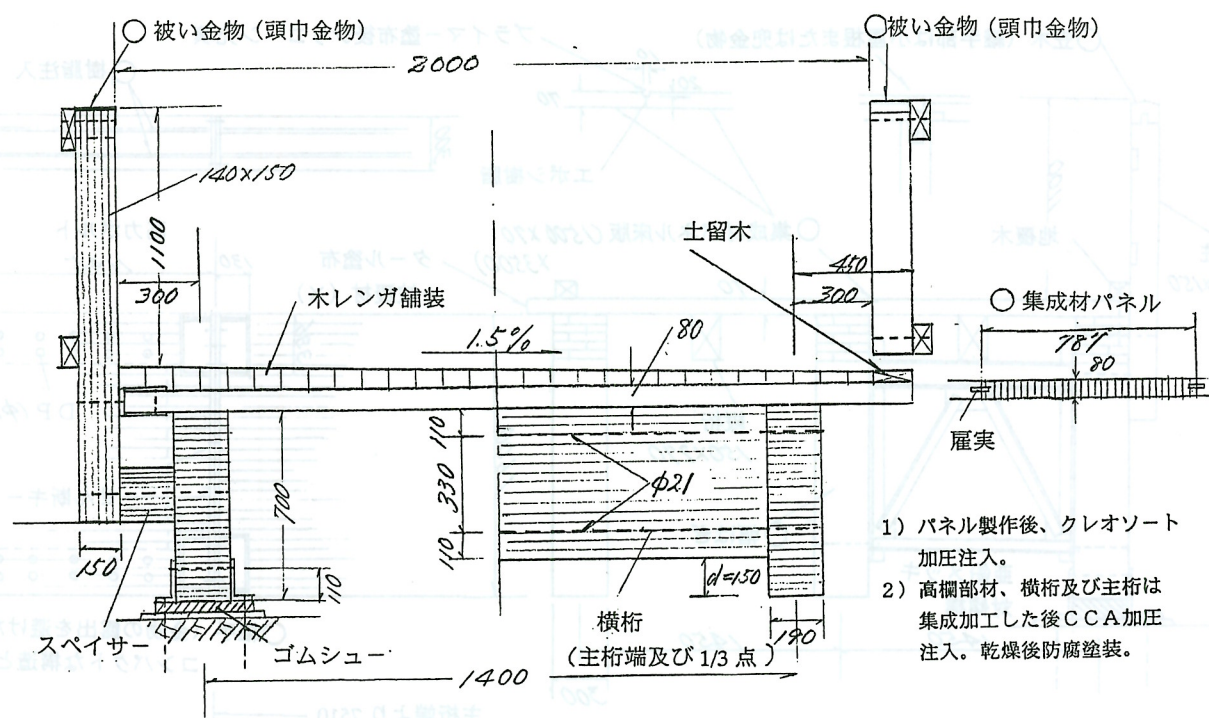


図-1.4 歩道橋（秋田県大館市、平成2年架設）

下図-1.5 も歩道橋である。3本主桁からなる支間 29.5m の単純桁橋である。桁断面は図のように 300mm×1600mm となっており、幅はぎによって一枚一枚のラミナを製作し、これを接着積層して断面を構成した。すべてのラミナには接着前に AAC が加圧注入されている。

床は集成材パネル床版で、寸法は 1,500mm×70mm×3,500mm となっている。これは幅を 1,000mm 以下として、集成加工後に圧力釜に入れて、AAC を加圧注入したほうが良かったと思われる。また床版端部は木口面となることから、タールを塗布することを忘れないこと。さらにできればこの部分はなんらかの被覆材で覆うことが望まれる。

本橋は大支間長のため図の右にあるように、継手が設けられている。□ 形の 2 枚の挿入鋼板が 1 枚のスプリット鋼板（垂直な鋼板）に溶接されている。桁の上下は高力ボルトで締め付けることで曲げモーメントに抵抗し、せん断力は桁高中央のせん断キーに受け持たせる。これによって金物の露出を避けたコンパクトな継手となっている。ただし本継手を、道路橋の継手に発展させることは難しいと考えられる。道路橋では活荷重が格段に大きいからである。

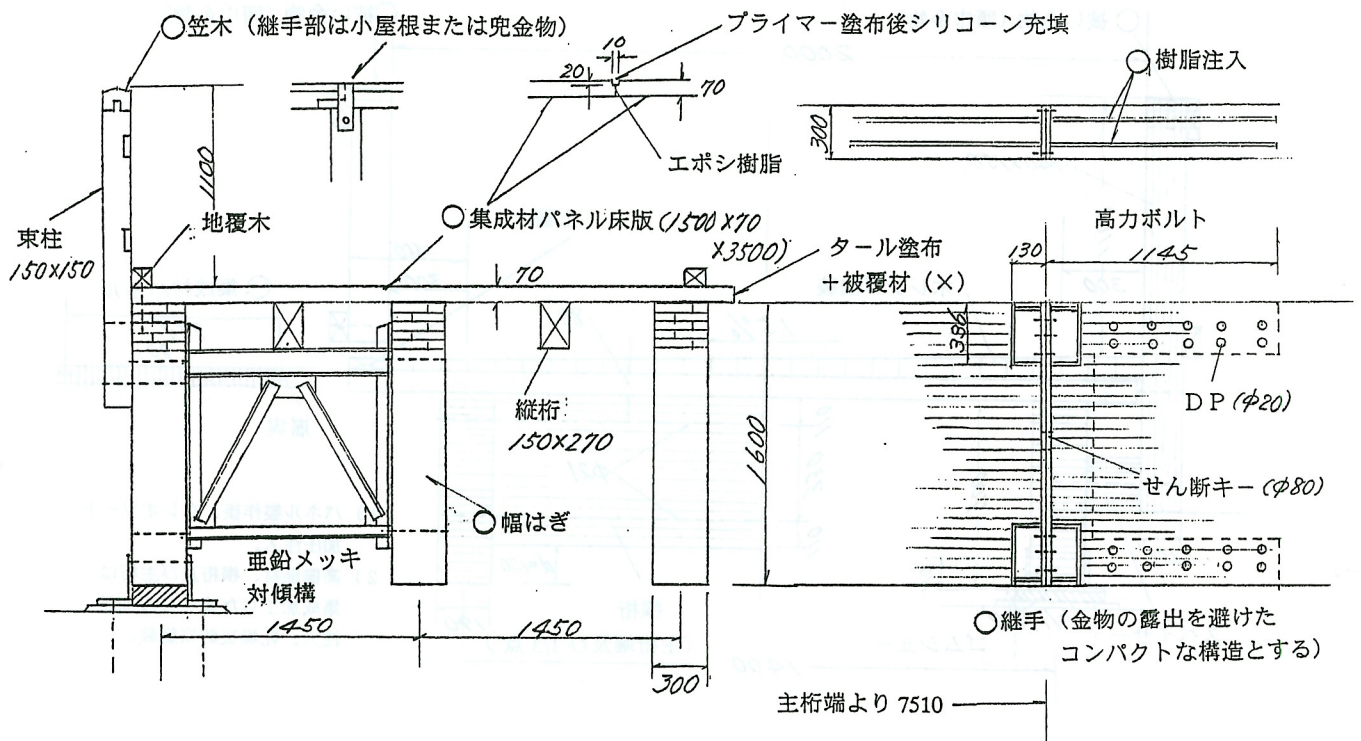
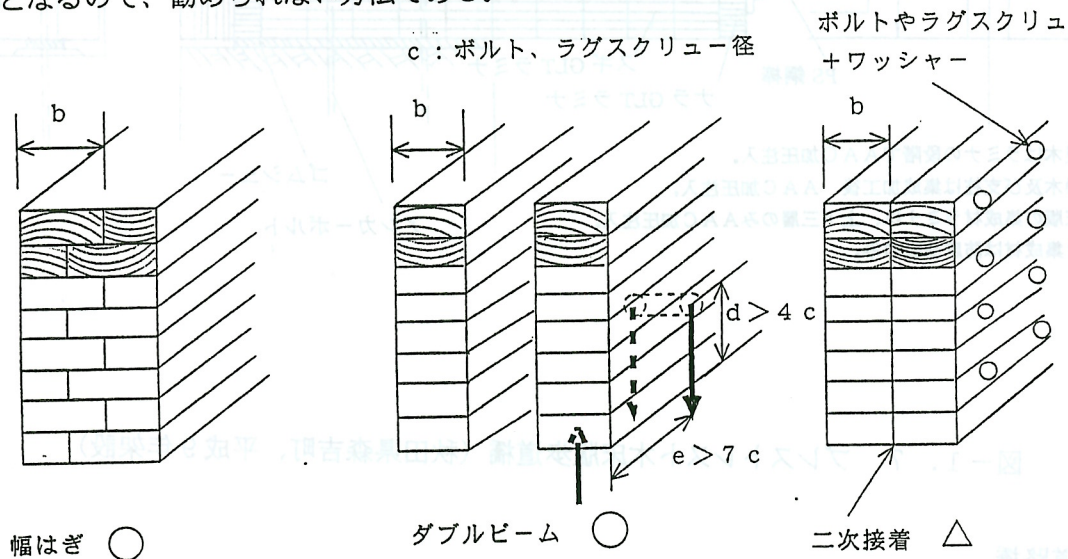


図-1.5 歩道橋 (秋田県大館市、平成10年3月架設)

ところで前図のように支間長が長くなると、桁幅も大きくなるが計画高水位の関係で桁高が抑えられ、さらに広い桁幅を要求されることが林道橋でもしばしば起きる。このような時、3とおりの方法が考えられる。図-1.6にそれを示す。左図は前図と同じ幅はぎによって、広い桁幅を得る方法、中央がダブル・ビームとする方法右図が二次接着による方法である。

図中に記載のように、二次接着は非常に大きい圧力（10kgf/cm²程度）を作用させなければ、完全な接着は困難である。このためボルトやラグ・スクリューで桁側面から圧力をかけねばならず、桁側面にワッシャーが露出する。これは美観上もメンテナンス上も問題となるので、勧められない方法である。



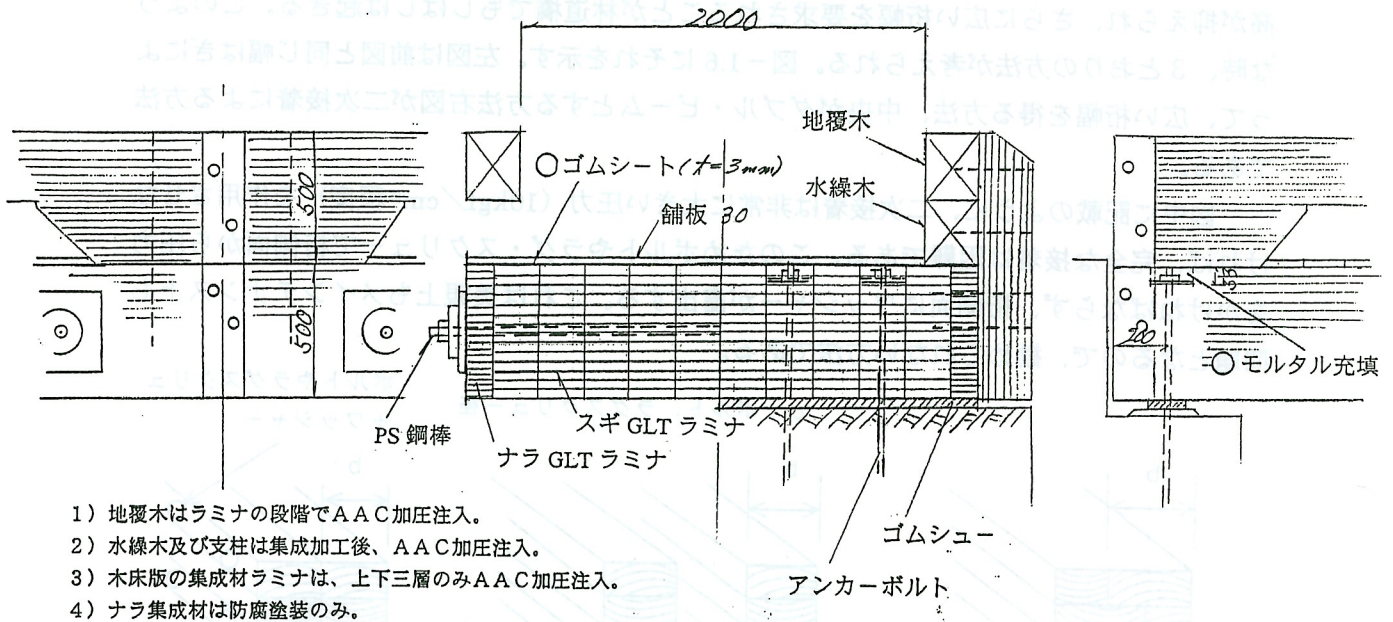
- 1) 幅 b は中径木スギで最大175 mm程度、カラマツで150 mm
- 2) 二次接着はボルト孔やラグスクリュー孔が断面欠損となることより、曲げとせん断のほか軸圧縮力をも受ける部材のみ可。また桁側面がワッシャーだらけとなり、美観上も問題となる。

図-1.6 桁幅の大きい集成材

図-1.7にプレストレスト木床版を歩道橋に応用した場合を示す。ゴムシユを貫通してアンカーボルトが打ち込まれている。この時ボルト上部のナットとワッシャーが床版上に出ないようにするため、集成材（GLT）上部を切り欠く必要がある。この部分には図のように、モルタルを充填しておく必要がある。

床版の上には厚さ $t=3$ mm のゴムシートを敷いて、その上の舗板からの雨水の浸入を阻止している。将来この舗板のみを交換すれば良い。本橋は支間長 12.0 m であり、豪雪地帯のため雪荷重（500kgf/m²）のみで設計された。

通常の高欄（橋面からの高さ 110cm）では豪雪に耐えることは困難なため、図のように地覆木と水縁木から成る低い高欄とした。



- 1) 地覆木はラミナの段階でAAC加圧注入。
- 2) 水線木及び支柱は集成加工後、AAC加圧注入。
- 3) 木床版の集成材ラミナは、上下三層のみAAC加圧注入。
- 4) ナラ集成材は防腐塗装のみ。

図-1. 7 プレストレスト木床版歩道橋（秋田県森吉町、平成9年架設）

2. 道路橋

耐久設計に関しては、道路橋でも基本的には歩道橋と変わらない。以下にいくつかの具体例を通して耐久性を高める工夫を考察する。

2.1 屋根付橋

橋全体を屋根で覆うのが腐朽に対して、最も耐久性を向上させるのは昔も今も変わらないと思われる。スイスやアメリカには150年以上経過して、重量制限はうけてはいるがなお現役で使用されている木橋は、なんら珍しくない。

屋根で覆われている主構の形式には

- a. トラス橋
- b. アーチ橋
- c. 桁橋

等がある。したがって主構がトラス橋であれば、屋根付トラス橋などと称すべきであろう。多くの場合屋根構造も木製であるが、昔の屋根付橋と近代新たに架設されるそれとの違いは

- a. 側面に開口部（窓に相当部分）を大きく設けて内部を明るくする。
- b. 屋根に覆われていても、部材には防腐薬剤を加圧注入する。

点である。ただしb. はクレオソートなど強力な油性防腐薬剤を意味しない。また材はほとんどが集成材であることは当然である。図-1.8にスイスの屋根付アーチ橋を示す。

2ヒンジ集成材ダブルアーチの上に屋根が架けられている。防腐薬剤はCFKである。

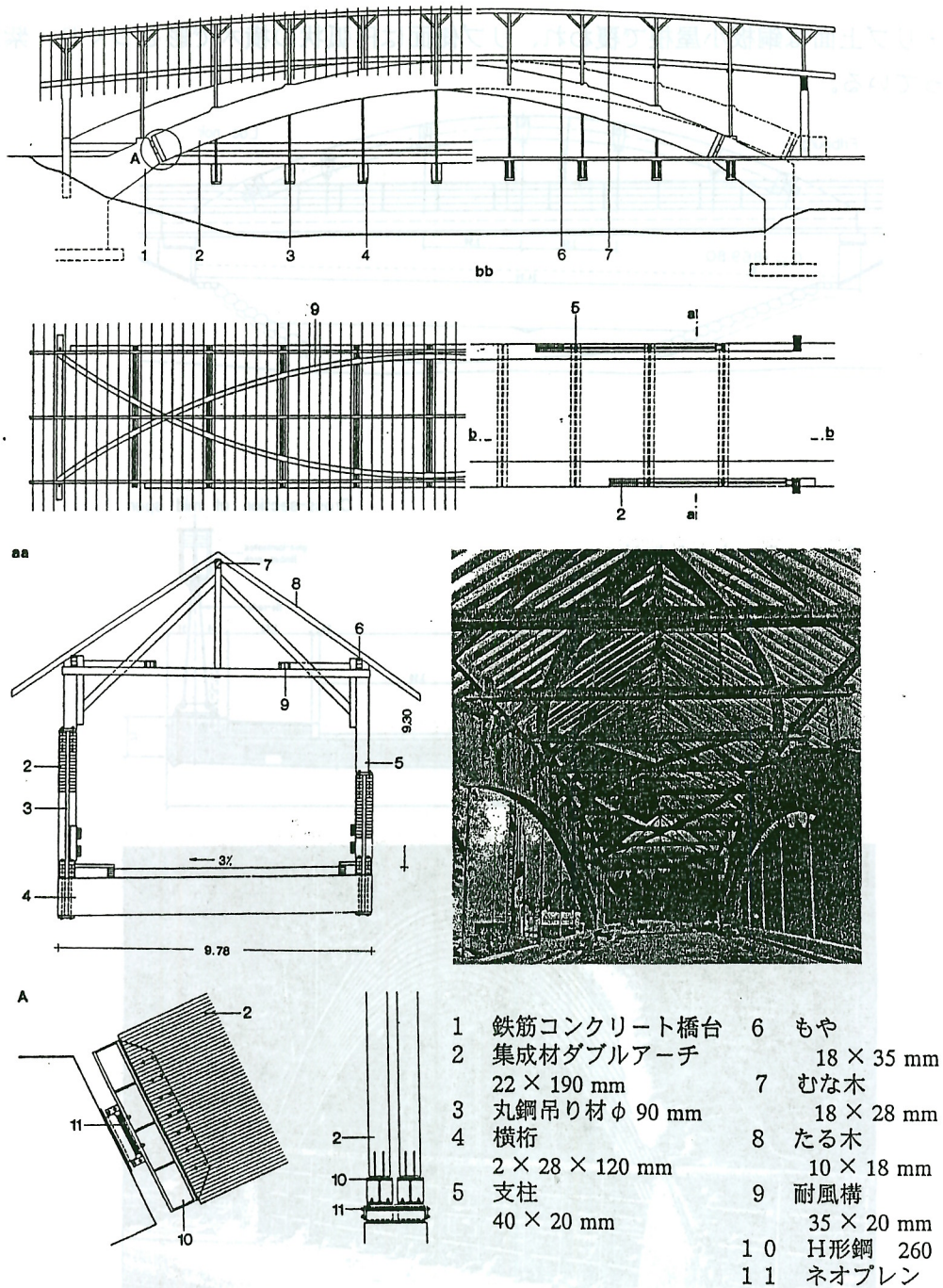


図-2. 1 Bubenei 橋 (スイス、アーチ支間長 43.4m, 1988 年架設)

2. 2 アーチ橋

図-1.9 に自立式アーチ橋（スイス）を示す。アーチ支間長は 24.2 m で 2 ヒンジ円弧アーチ（外縁半径 $R=22.30\text{m}$ ）となっている。外縁までのライズは 3.37m で、横構は取り付けられない高さである。図のように鉄筋コンクリート床版を吊る、極めて珍しい構造である。

アーチ・リブ上面は銅板小屋根で覆われ、リブ側面は円弧状の横木で影をつくり、紫外線から守っている。

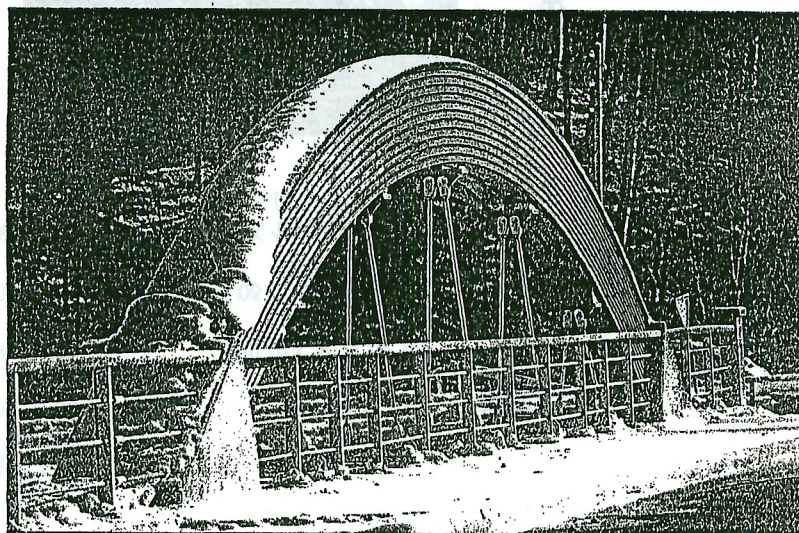
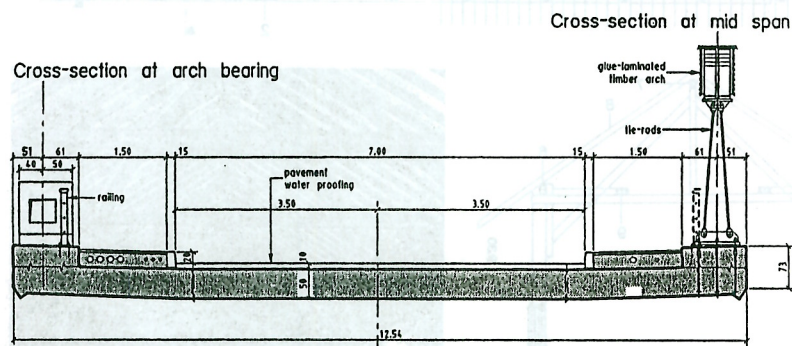
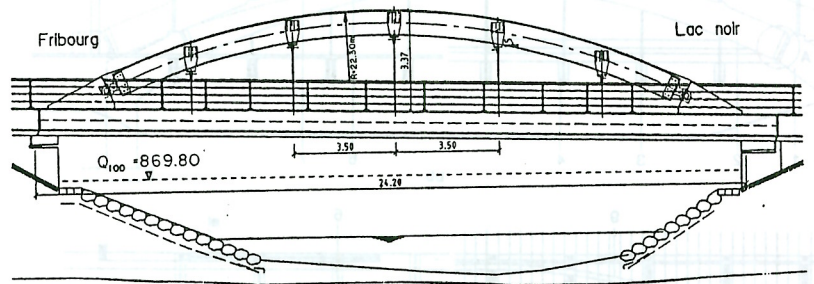


図-2. 2 自立式アーチ橋（Zollhaus 橋、スイス、1998 年架設）

図-1.10 は我が国の自立式タイド・アーチ橋である。前図のスイスとの違いは、床版はプレストレスト木床版となっていること、2ヒンジ・アーチ橋では支点到水平反力が生じるのに対して、タイに水平力が生じることである。本橋ではラミナの段階で AAC が加圧注入されている。

銅板小屋根で覆っているほか、アーチ・リップ木口面はタール塗布としている。また地覆木と床版の接触面には厚さ 10mm のゴム板が敷いてある。

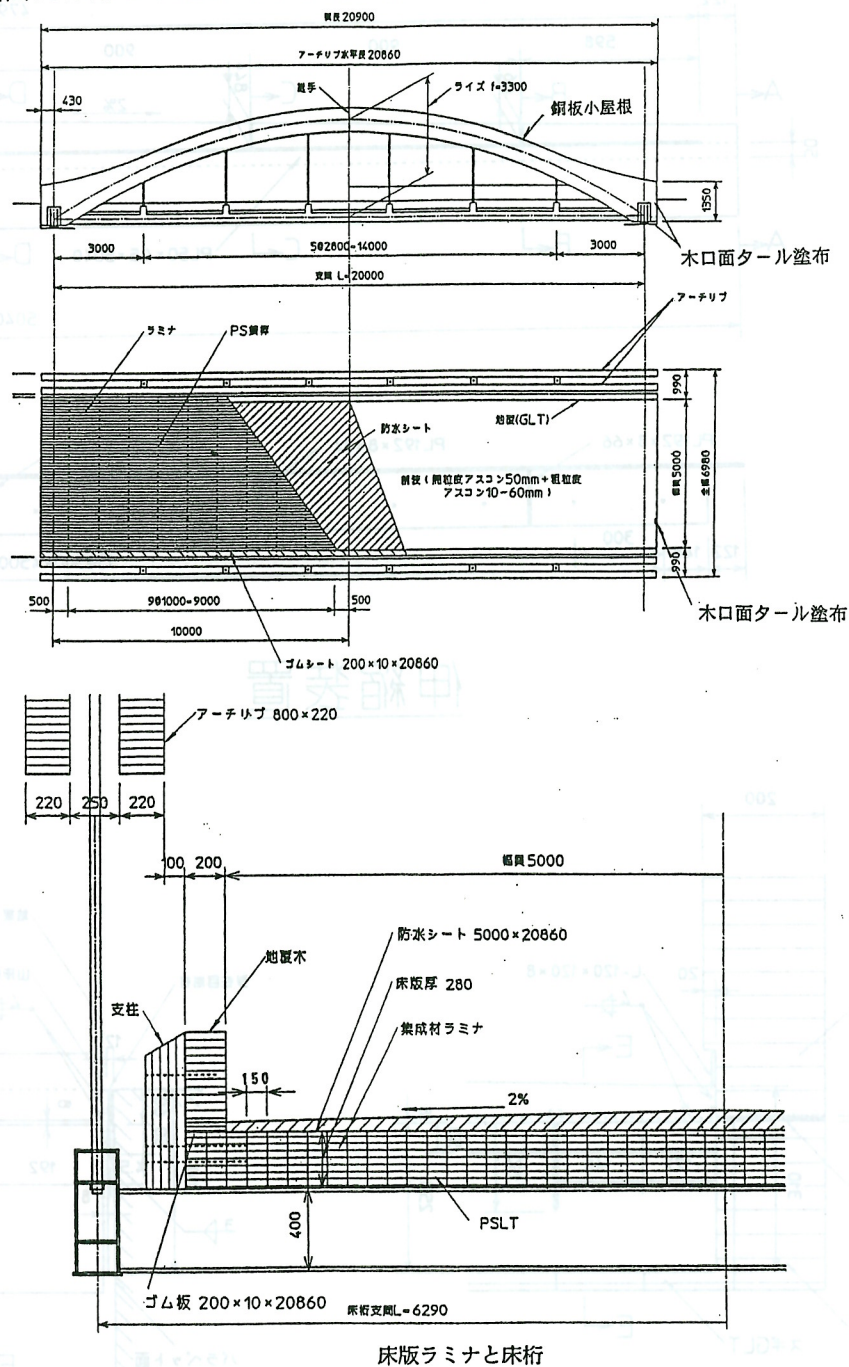
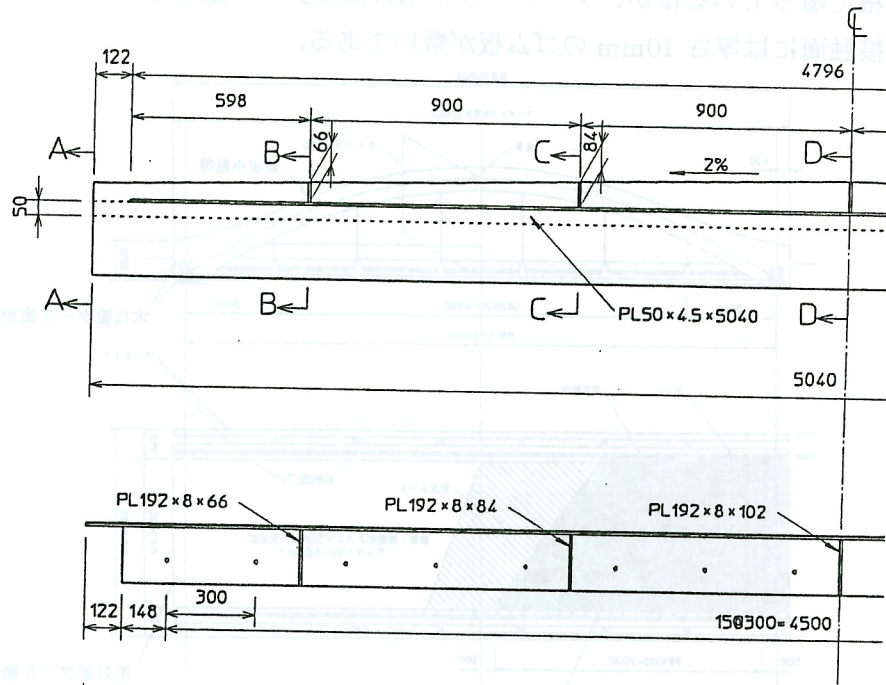


図-2. 3 自立式タイド・アーチ橋 (秋田県協和町、平成11年3月架設)

図-1.11 には伸縮装置を示す。伸縮といっても本橋はアーチ支間長が 20.0m と短いのでタイ（溶接鋼ボックス）の伸縮量は無視できる。単なる舗装止め装置と言えるものである。下の図からわかるように垂直板を床版下部まで延ばすことで、床版木口面を水から保護している。



伸縮装置

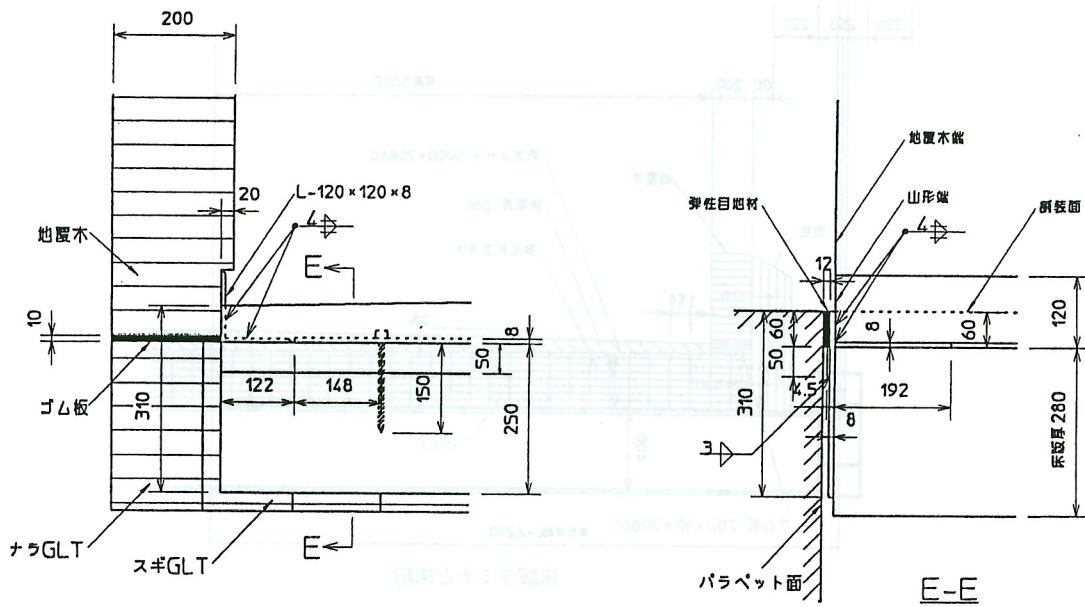


図-2.4 同橋伸縮装置

2.3 トラス橋

図-2.5はフィンランドのキングポストトラス橋である。主桁とトラス材は集成材から成っている。図に示すように、トラス材は防雨、防紫外線のため化粧材で覆われている。交通量が多いので床版は鉄筋コンクリートとなっている。ただし歩道部は敷板としている。

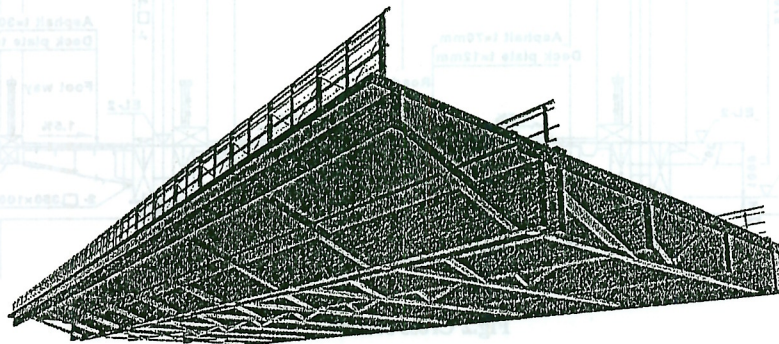
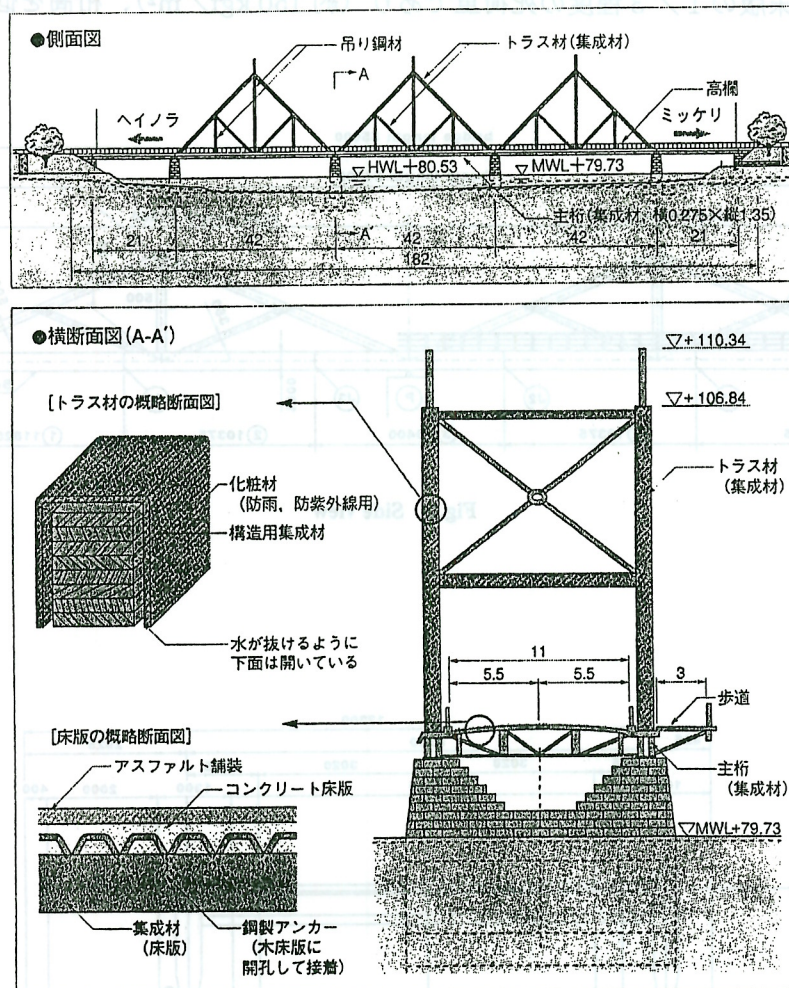


図-2.5 キングポストトラス橋（フィンランド、1999年架設）

図-2.6,2.7 および 2.8 は秋田県藤里町に架設中の2径間連続桁を基本構造とする、キングポストトラス橋である。橋長は55.0m、道路幅員7.0m、歩道幅員2.0mで歩道部を含めて床版は鋼床版が採用された。スギ集成材から成るダブルビーム2本が床を支える構造であり、歩道部のブラケット(張出し梁)もテーパの付いた集成材から成る。鋼床版は鉄筋コンクリート床版の1/3程度の死荷重であり(約150kgf/m²)、桁高を低くできる。

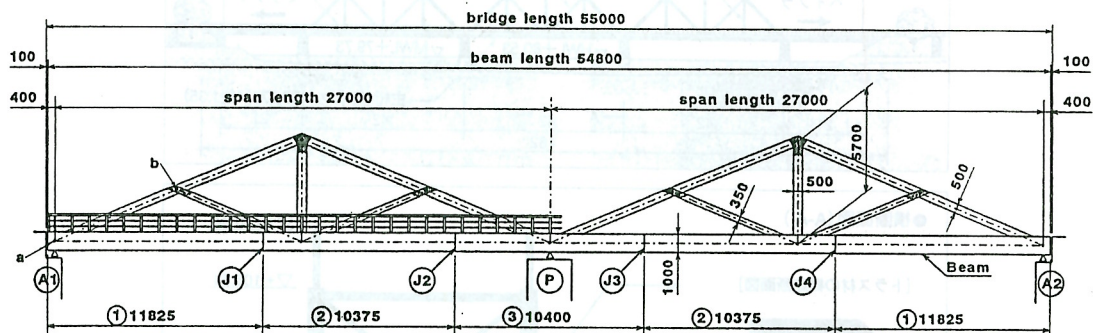


Fig.1 Side view

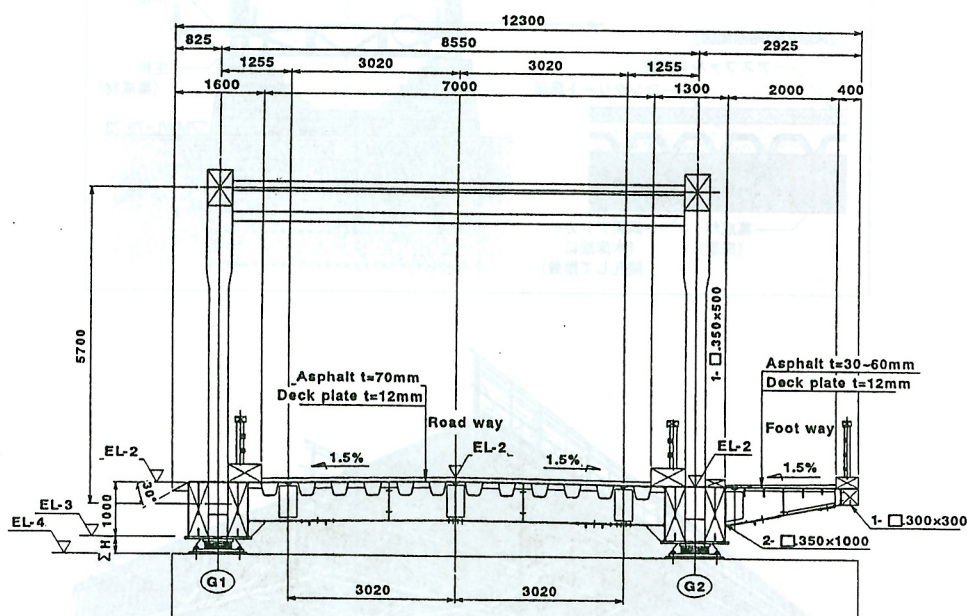


Fig.2 Cross section

図-2.6 連続キングポストトラス橋 (秋田県藤里町、平成12年度架設中)

図-2.7 の下は骨組図である。すなわち鋼床版の横桁、歩道部ブラケットおよび主桁の位置関係を示す。中間支点（橋脚）付近では主桁幅を大きくとっている。この部分の詳細を図-2.8 の上に示す。標準断面部の桁幅は 350mm であるに対し、中間支点付近では 525mm に拡幅されている。これはせん断力（75 tf）に耐えるためであり、防腐のためではない。

図の下は継手（図-2.7 の J1 ~ J4 ）の構造を示し、鋼床版と下り肋をそれぞれ現場溶接で接合する。これによってメンテナンスフリーな、長大な連続桁が実現したのである。

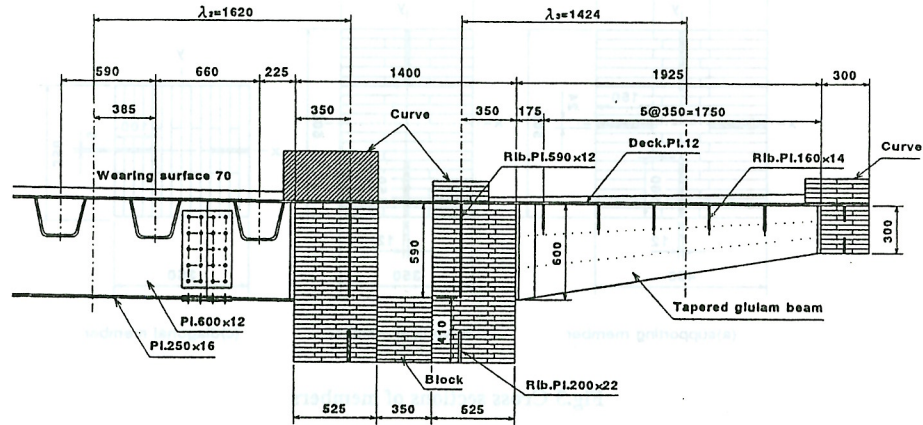


Fig.6 Cross section at intermediate support

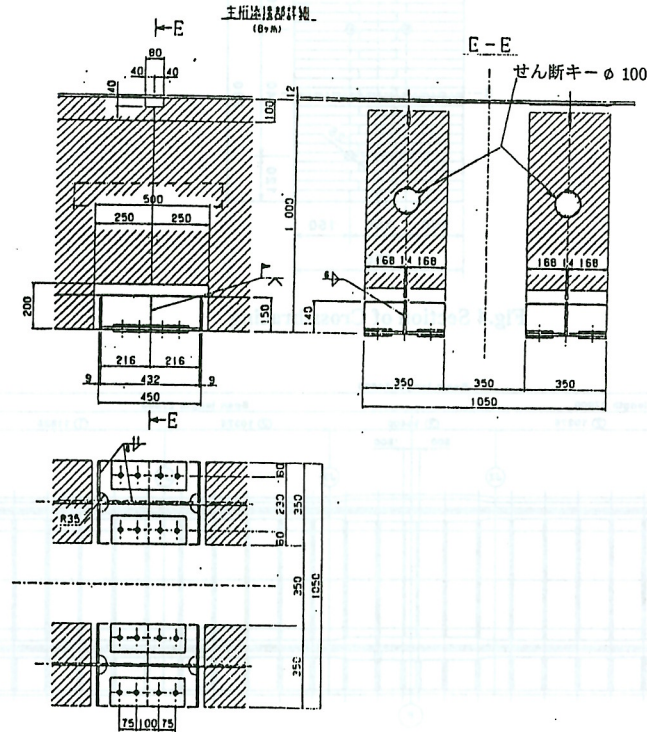


図-2.8 中間支点部および継手

3. 桁端の橋台構造

従来の我が国での構造は図-3.1 左に示すようなものである（ただし支承は枕梁の場合）。つまり台座は水平で水はけは悪い上、パラペット（胸壁）と桁木口面には1cm程度の余裕しかなく、ここにはエラストイトなど弾性目地材を挿入していた。これはコンクリート桁橋の考えをそのまま無批判に踏襲したものである。これまで述べてきたように、主桁の上面と木口面が防蝕の要点である。したがって下図のような構造では将来木口面を検査することも出来ず、またタールを再塗装するにも不便である。

そこで図の中央または右のように、すくなくとも人間の腕一本が入る隙間を設けることが望ましいのである。5はコンクリート土台でシュー座と言われる。4は鋼板またはゴム板を表す。このようにしておけば、将来の維持管理が容易になることは、明白である。以上は歩道橋の場合である。

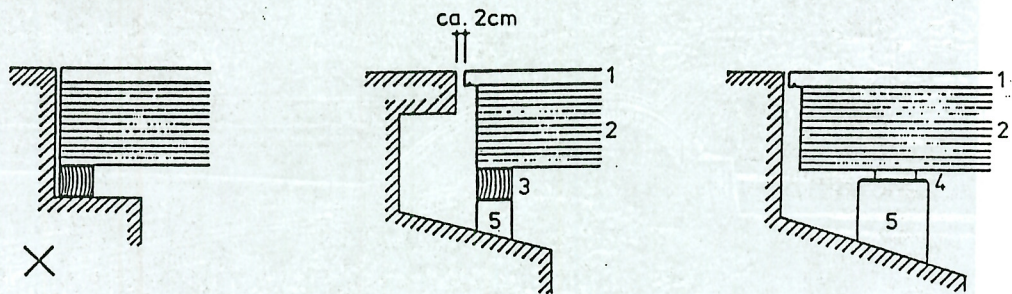


図-3.1 桁端の構造

下図-3.2 はプレストレスト木床版の端部の一例である（スイス）。この場合も台座は傾斜させて水はけをよくすると共に、木口面とパラペットには75mmの隙間を設けている。木床版の橋軸方向の伸縮は無視できるほど小さいから、この隙間は維持管理のためである。

高温多湿な我が国では、独自の方法を考えることが今求められている。

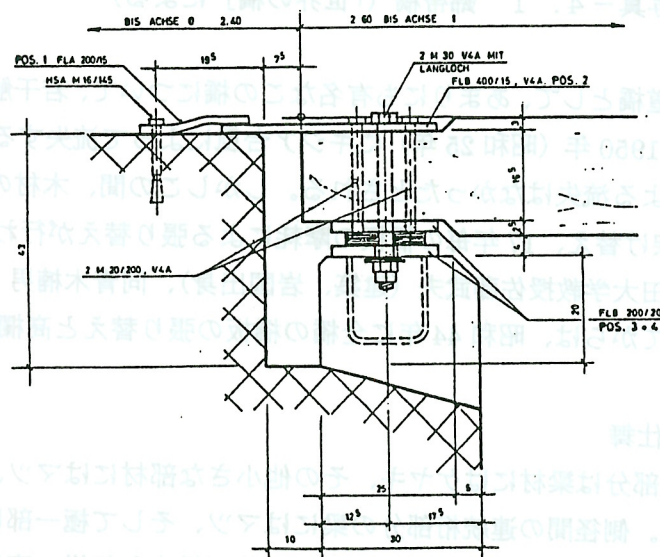


図-3.2 プレストレスト木床版端部

4. 錦帯橋

4. 1 構造と修理

写真-4.1に山口県岩国市の錦川に架かる錦帯橋を示す。橋長 193.3 m のうち、中央 3 径間は支間長 35.1m の木固定アーチ橋、側径間は橋長 34.8m の木連続桁橋となっている。アーチ橋の部分は総幅 5m を 5本のアーチ・リブで構成している。ライズ比は 1/7.5 で現代のアーチ橋に近い。

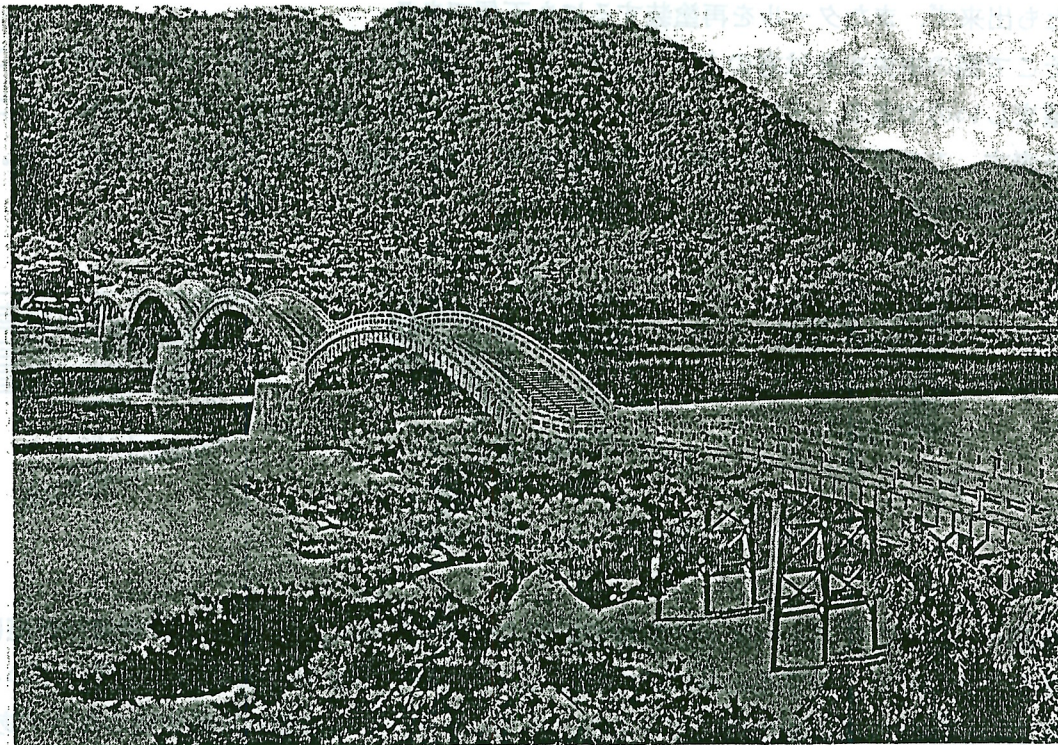


写真-4. 1 錦帯橋（「世界の橋」による）

世界最長の木歩道橋として、あまりにも有名なこの橋について、若干触れざるを得ない。1674年創設以来、1950年（昭和25年）にキジア台風によって流失するまで270年余の間に、一度も洪水による流失はなかったとされる。しかしこの間、木材の腐朽によって、平均して37年毎の架け替え、17年毎の橋板の摩耗による張り替えが行われてきた。

昭和28年早稲田大学教授佐藤武夫（建築、岩国出身）、同青木楠男（土木）の技術指導によって再建されてからは、昭和44年に全橋の橋板の張り替えと高欄の交換が行われた。

4. 2 材料と雨仕舞

アーチの3径間部分は梁材にはケヤキ、その他小さな部材にはマツ、そして橋板にヒノキが使われている。側径間の連続桁部分の梁にはマツ、そして極一部にケヤキ、クリおよび橋板にヒノキが使われている。いずれも材料自体が緻密な組織、高い強度そして腐朽し

にくい性質を持っている。日本材の各樹種の心材の耐朽性は以下のようにになっている。

表-4.1 各樹種の心材の耐朽性

耐朽性の区分	極大	大	中	小	極小
樹種		ヒノキ,ヒバ クリ,ケヤキ	カラマツ,スギ ナラ,カシ類	アカマツ,クロマツ モミ,ツガ	エゾマツ トドマツ

図-4.1に側径間部の平面図、橋脚図、断面図および側面図を示す。なお昭和28年の復旧の際には、これら材料にペンタクロロフェノール(PCP)を加圧注入した(日本では製造不可なるも輸入品は可)。昭和44年の補修では、交換部材にキシラモン・ヘルによる防腐処理をしている。

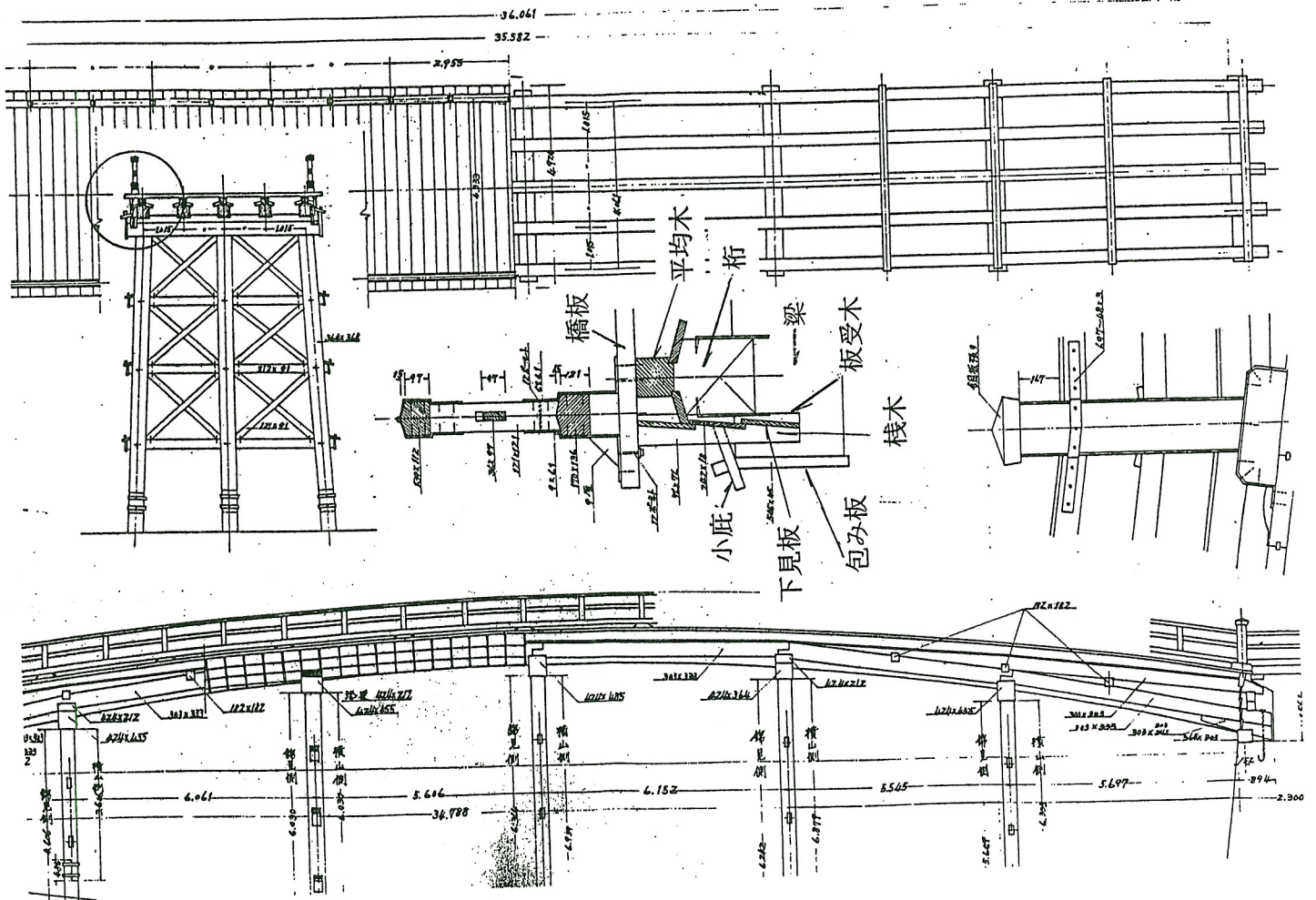


図-4.1 側径間一般図 (早稲田大学名誉教授 神山幸弘氏による)

米代線ふるさと林道緊急整備事業

坊中橋施工概要説明書

平成12年 9月

(株)日本製鋼所 室蘭製作所

	目次	頁
	まえがき	1
1.	設計条件	1
2.	適用規準	1
3.	構造特性	2
4.	断面構成	4
5.	製作工程	6
6.	架設手順	16

まえがき

坊中橋は、米代線ふるさと林道緊急整備事業の一環として製作・架設されるもので、平成10年度より設計・下部工に着手し、平成12年度末の完成を目指しています。橋梁の形式は、背後に位置する世界自然遺産 白神山地との景観に配慮して、山並みをイメージするキングポスト形式のトラス橋を採用しています。また、構造形式では地元の秋田杉を主材料とする集成材と鋼板によるハイブリット構造を取り入れた合理的な工法を取り入れています。

外観上は集成材で構成される木橋ですが、本工法によりこれまでにない長スパンや自動車荷重に耐えられ耐候性に優れた木橋の施工が可能になると思います。以下に、本橋の構造特性と製作工程を紹介致します。

1. 設計条件

- ・橋梁形式 2径間連続補剛トラス木桁橋
- ・設計荷重 A活荷重
- ・橋 長 55. 000m
- ・桁 長 54. 800m
- ・支 間 長 2X27. 000m=54. 000m
- ・幅 員 7. 000m(車道)+2. 000m(歩道)
- ・雪 荷 重 1. 0 KN/m²
- ・集 成 材 E75-F240 (秋田杉材)
- ・使用鋼材 耐候性鋼板(SMA400AW, BW SMA490AW)
- ・下部工形式 A1橋台 : 逆T式橋台(直接基礎)
 P1橋脚 : 逆T式張出し橋脚(直接基礎)
 A2橋台 : 逆T式橋台(場所打ち杭基礎)

2. 適用規準

- ・道路橋示方書・同解説
 I 共通編 II 鋼橋編 (平成8年12月 社団法人 日本道路協会)
- ・木質構造設計規準・同解説 (平成11年4月 社団法人 日本建築学会)
- ・林道規定 (平成11年10月 日本林道協会)

3. 構造特性

一般に橋梁構造物は、路面に当たる床版部材と作用荷重を下部工に伝える主桁部材より構成されています。本橋の場合、既存の県道、林道に摺り付けるため計画路面高さが決められています。下面は藤琴川のHWLより水面高が決められ、摺り付け勾配を考慮してもその差から1.0m程の構造高さが要求されました。このため、床版部をできるだけ薄くする必要があり鋼床版構造を採用しました。木だけの橋では木床版の高さもあり試算上この構造高さをクリアすることはできません。本橋の場合、この形式が最適と判断します。また、骨組形式では支間中央に支柱を立て、その頂点と両支点を結ぶ三角形で構成される、キングポスト・トラス形式を採用し背後にそびえる白神山地の山並みをイメージしました。本橋梁は、木材と鋼板で構成されるハイブリット構造を特徴としています。各々の構造部位で、その材料が得意とする機能を発揮できるよう配慮したものです。本橋の構造部位を大別すると、次の3つに分けられます。(図-1参照)

- ① 橋面上にあるトラス部材
- ② 橋面に当たる床版部材
- ③ 主桁を構成し、荷重を下部工に伝達する主桁部材

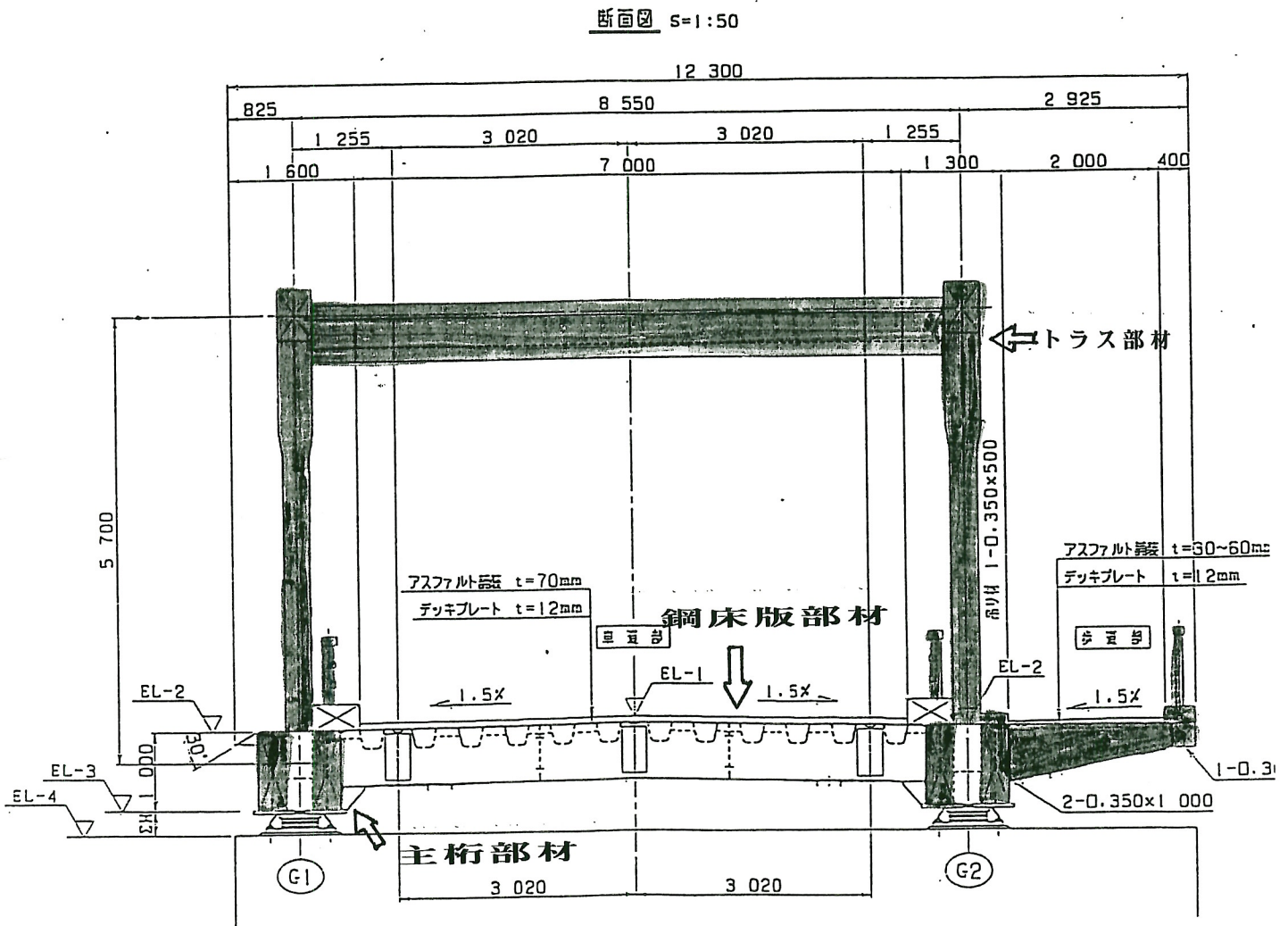


図-1 横断面図

①のトラス部材は人の目に晒されるため木材がふさわしい、②の床版部材は上面がアスファルトで覆われるため、強度的に安定し実績のある鋼床版を採用しました。鋼材は耐鋼性鋼材を使用しメンテナンス・フリーを目標としています。さらに、この下面に位置する主桁材も側面より人の目に晒されるため木材を使用しています。この際、②の鋼床版部材がこの主桁部材に蓋をした状態となり、雨水が直接木材に当たることを防ぐとともに、主桁上面に水が浸入するのを防いでいます。トラス部材、主桁部材は基本的には木材を主として設計していますが、応力上で強度が不足する場合にはその一部に鋼板を挿入し、断面性能を高める工夫がされています。このような断面は合成断面として計算されます。(図-2参照)本橋は、このように各部位でその役目に適した材料が使用される複合・合成構造です。

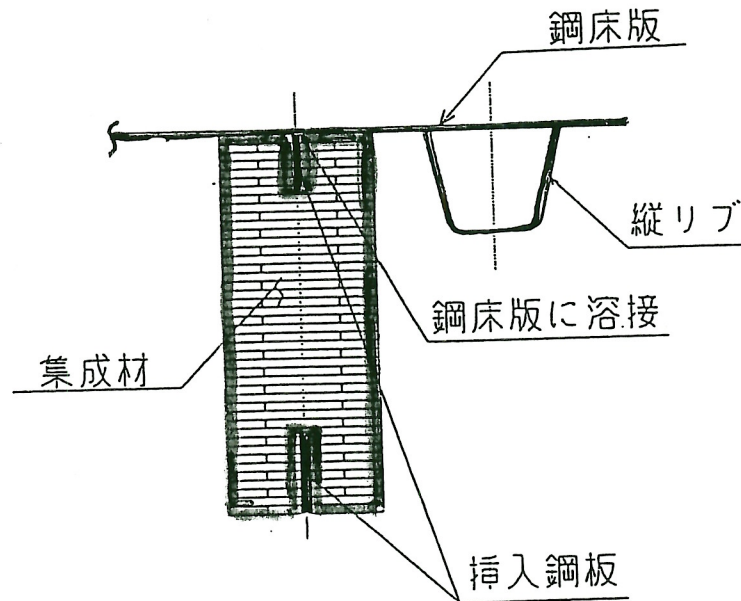


図-2 主桁部材断面図

4. 断面構成

トラス部材、主桁部材に挿入される鋼板のサイズを図-5に示します。

図-6に示すトラス部材の圧縮部材となる上弦材は、座屈の検討より4面に鋼板が挿入されています。また、これにより主桁断面寸法と均整のとれた構造美を現出できます。引張部材となる吊材、斜材は断面積の向上を考え、挿入しやすい2面に鋼板を挿入しています。また、水平材は構造全体の安定を考え、ピアノ鋼棒をプレストレスする半剛構造としています。

鋼床版部材は、図-7に示すように $t=12\text{mm}$ のデッキプレートの鋼板に縦リブ(U型鋼 $320 \times 240 \times 6$) を取り付け、横リブを 2.075m の間隔で配置しています。

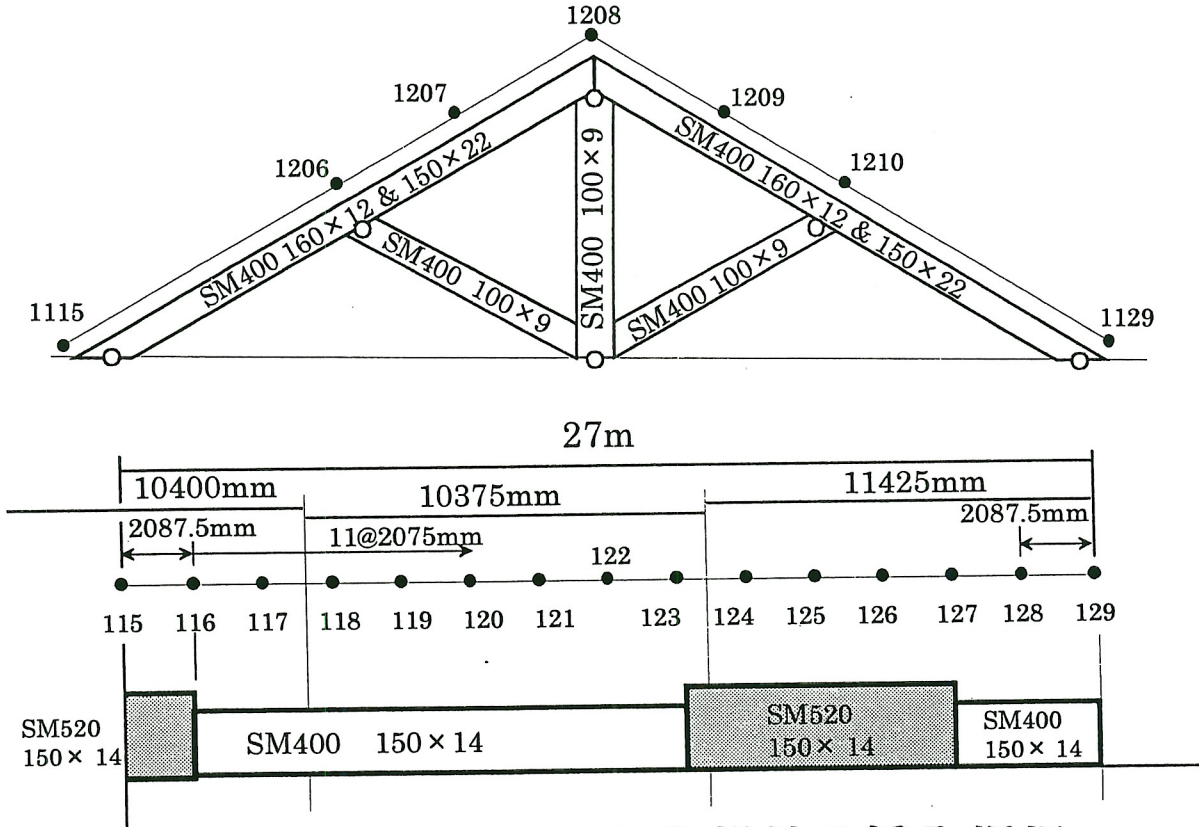


図-3 トラス、主桁部材の挿入鋼板

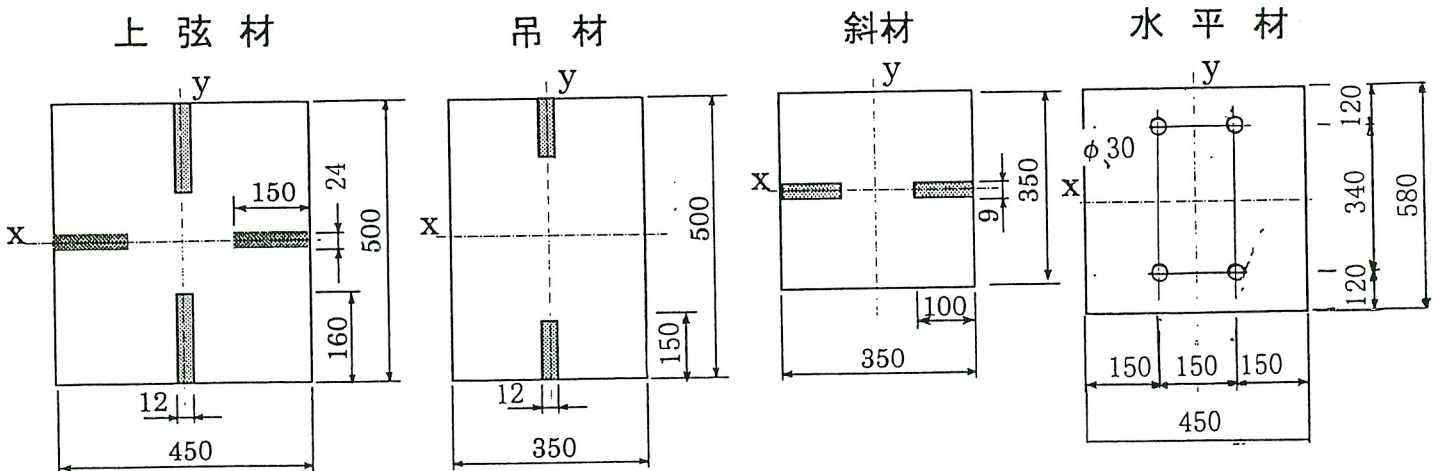


図-4 トラス部材の挿入鋼板

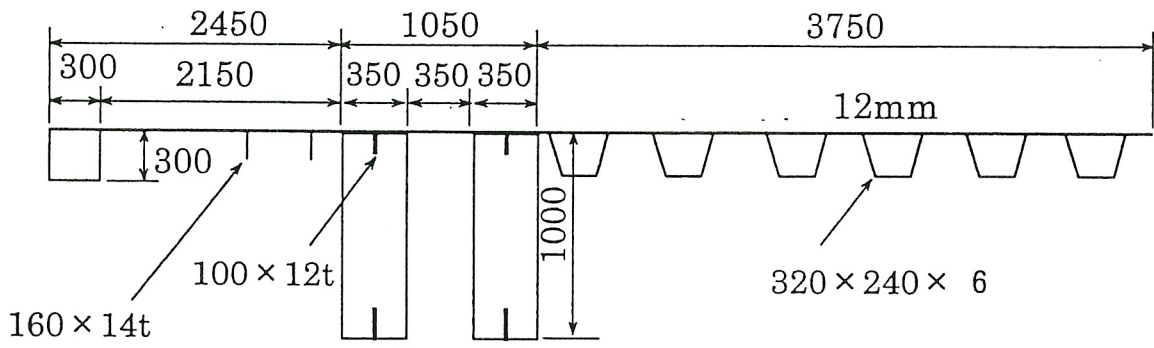


图-5 鋼床版、主桁部材断面

5. 製作工程

製作工程のフローを図-8に示します。

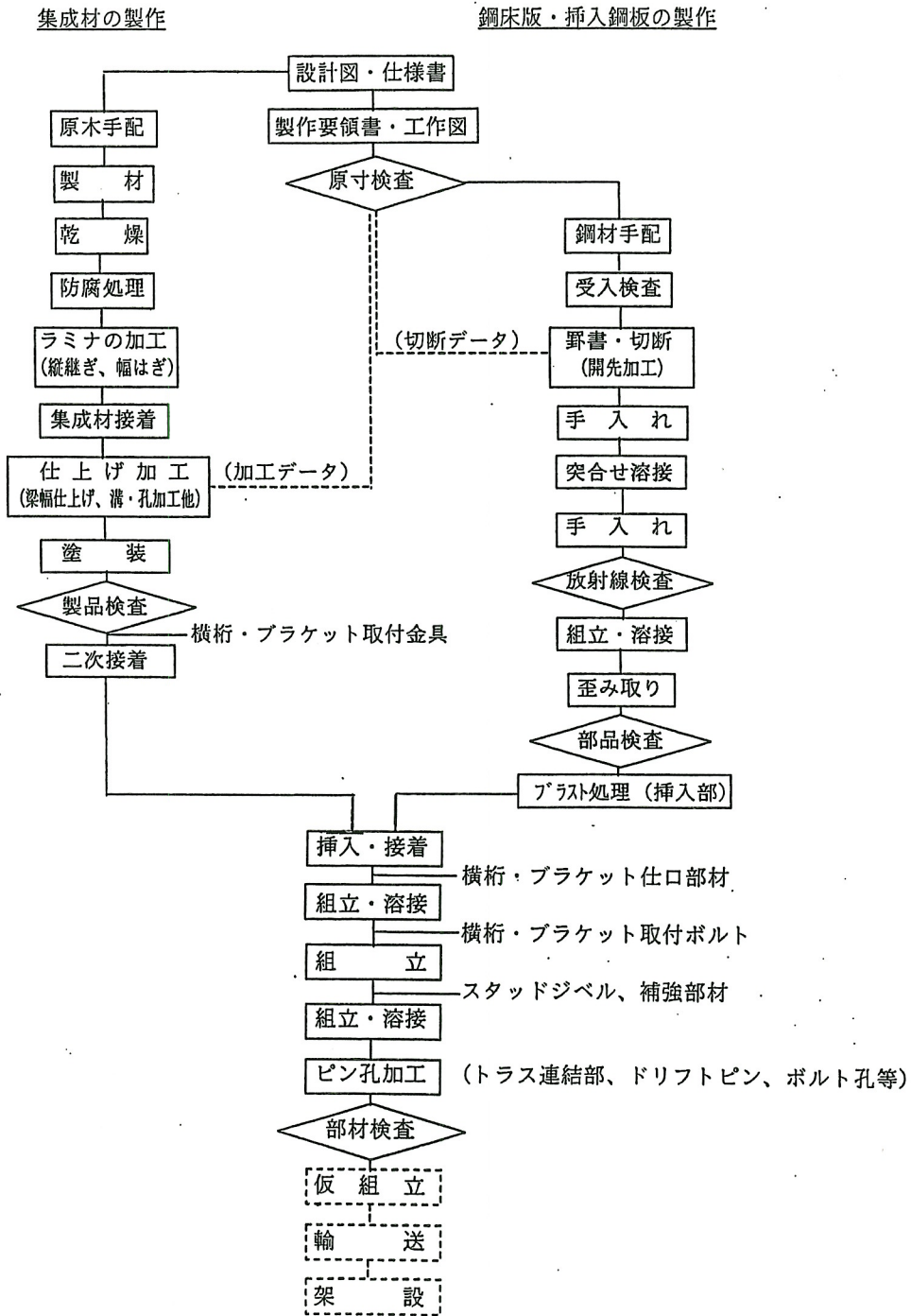


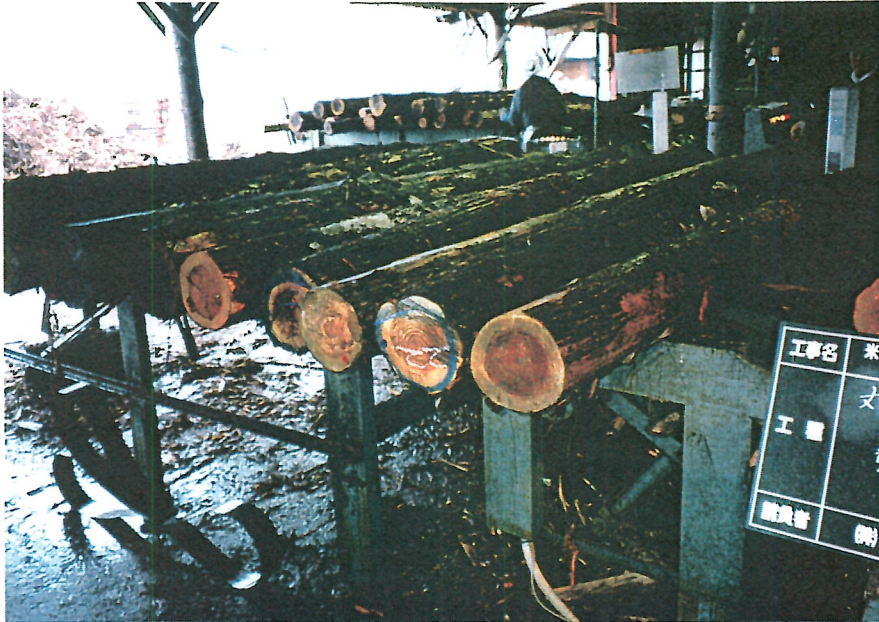
図-6 製作工程

以下に工程の概要を写-1～20を用いて説明いたします。

1) 集成材の製作及び鋼板挿入用のスリット、ボルト孔加工、防腐処理は、集成材メーカーで行われて鉄工メーカーに運び込まれます。

防腐処理では、撥水効果や変色を防止するため表面にキシダテコールを3回塗布します。木端面や鋼板との接触面にはコールタールを施しています。

(写-1～5参照)



写-1 秋田杉材



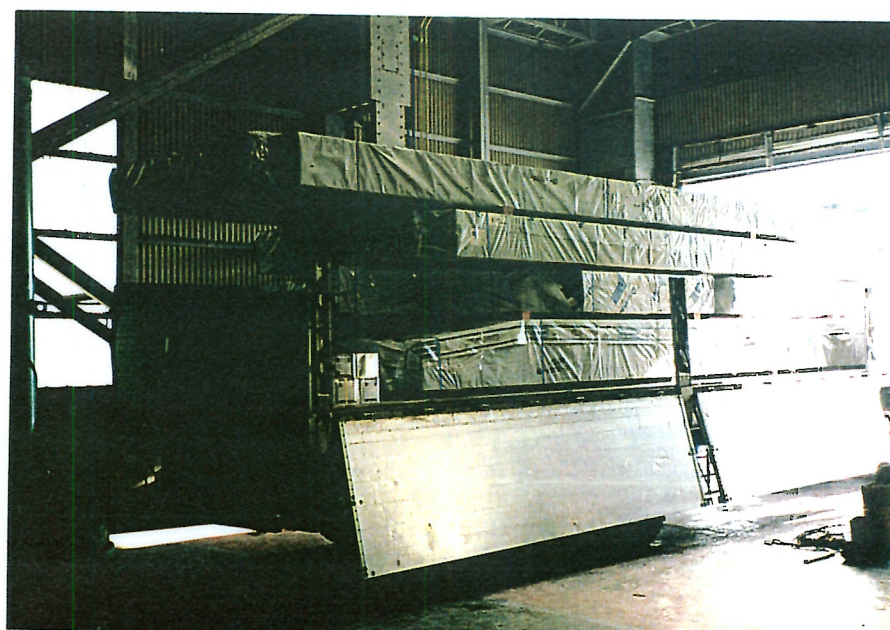
写-2 集成材の製作



写-3 集成材の塗装

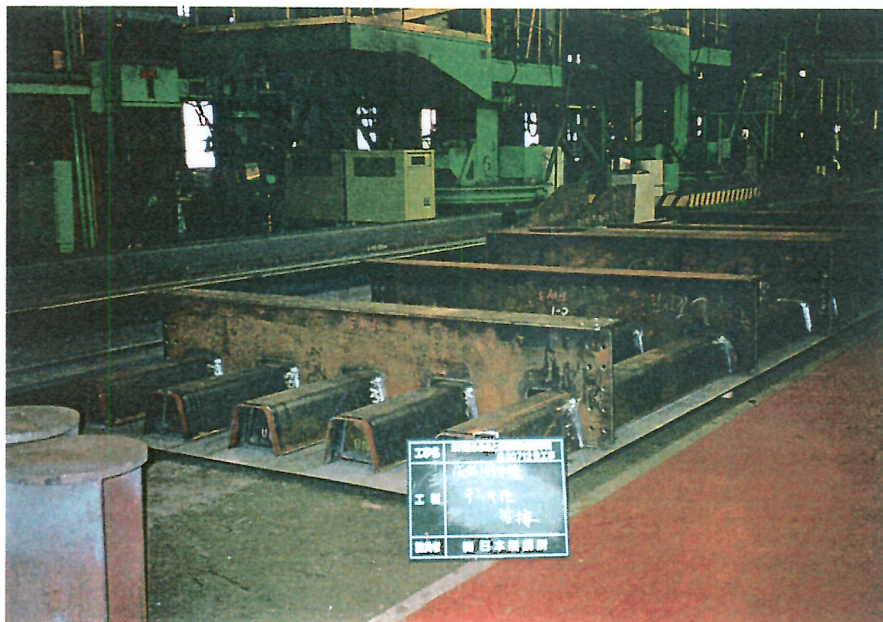


写-4 木口面コータール塗布

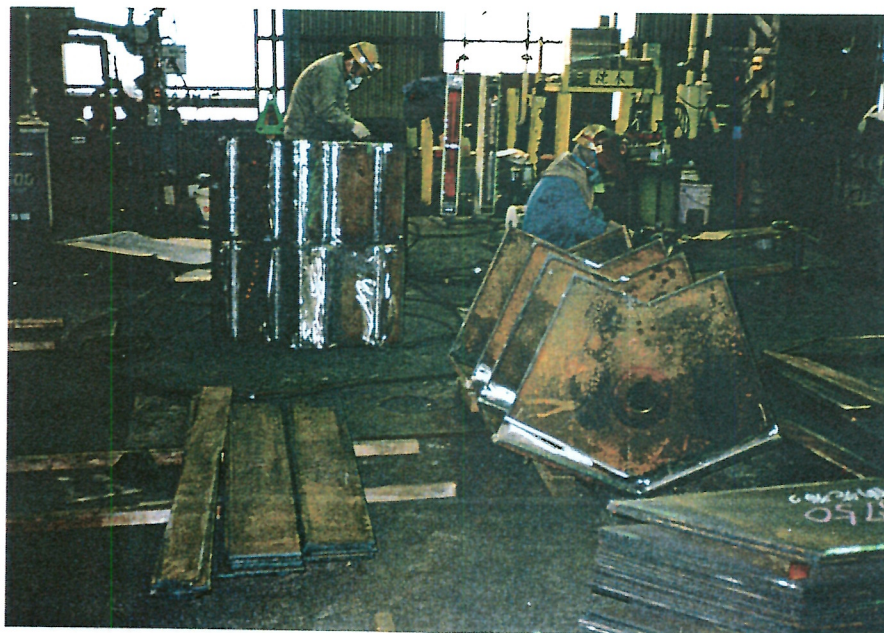


写-5 集成材の輸送

- 2) 集成材の製作と平行して鉄工メーカーでは、鋼板を切断溶接して部品を組立てた後、溶接部の検査、メッキ検査、寸法・外観検査を行い集成材の入荷を待ちます。
(写-6～9参照)



写-6 鋼部材の組立



写-7 トラス頂部材の組立



写-8 上弦材斜材用鋼箱部材



写-9 溶接部超音波探傷検査

- 3) 集成材と鋼部品が揃った後、鋼板を挿入し、他部品との接合用の仕口材を取付けて単ブロックの部材が作成されます。
(写-10～14参照)



写-10 挿入鋼板ブラスト処理



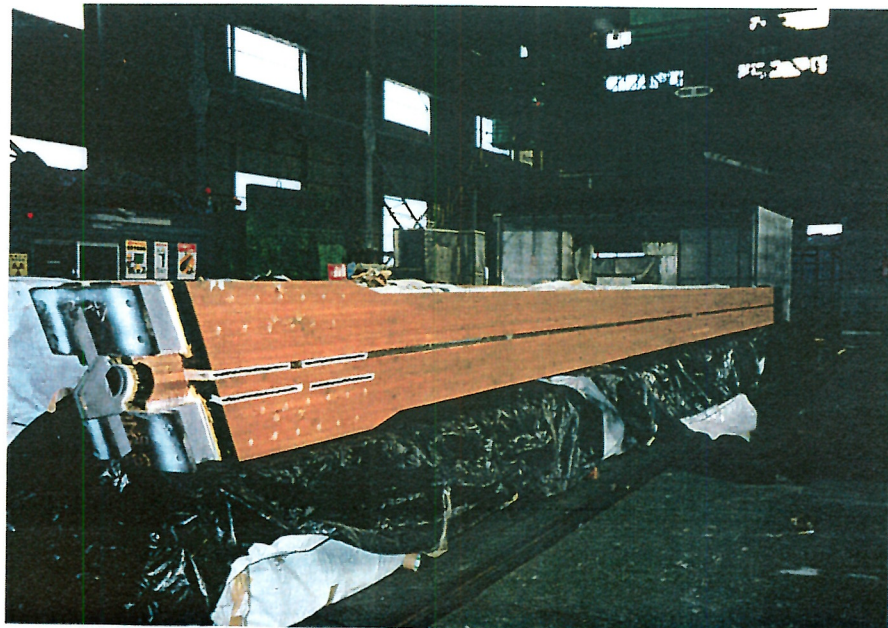
写-11 接着剤の注入



写-12 鋼板の挿入

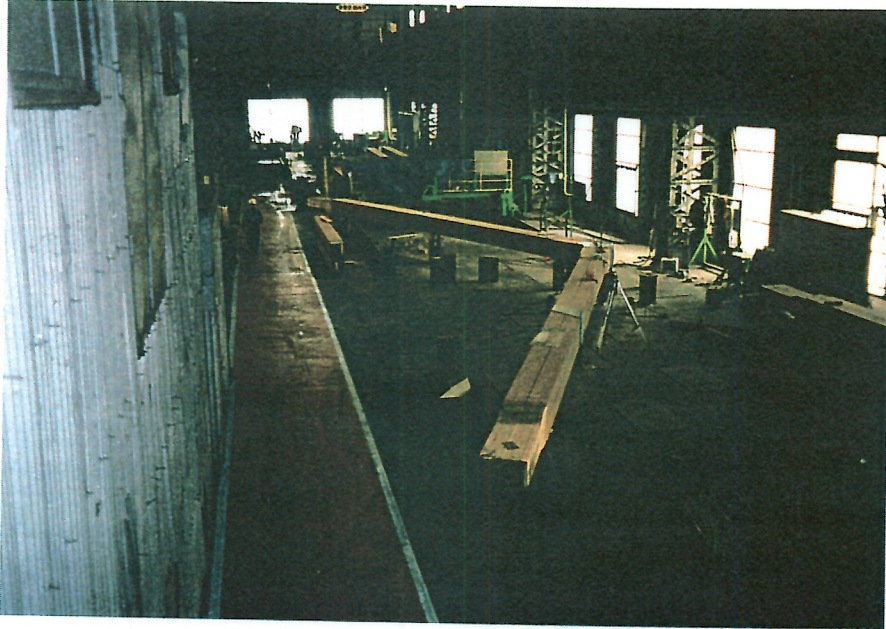


写-13 主桁ブロックの製作



写-14 トラス上弦材の製作

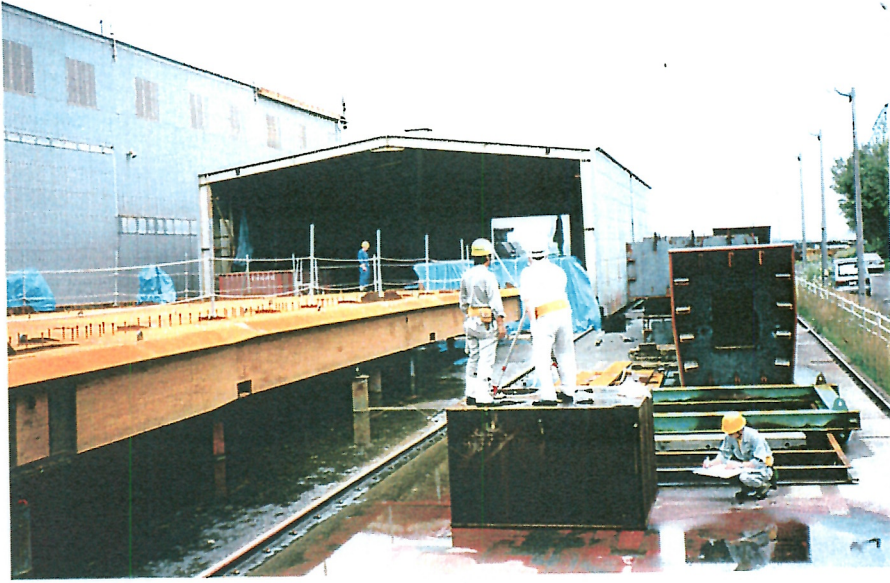
- 4) 仮組立作業は、トラス部材と主桁部材の2ブロックに分けて行っています。
この理由は、主桁部材の上面にある鋼床版が現場溶接となっているため、溶接後の収縮量が確保されないとトラス部材が取付かないためです。
(写-15~20参照)
- 5) 仮組立で、部材寸法、高さ、外観が検査された後、解体され現地へと搬入いたします。



写-15 トラス部材の仮組立



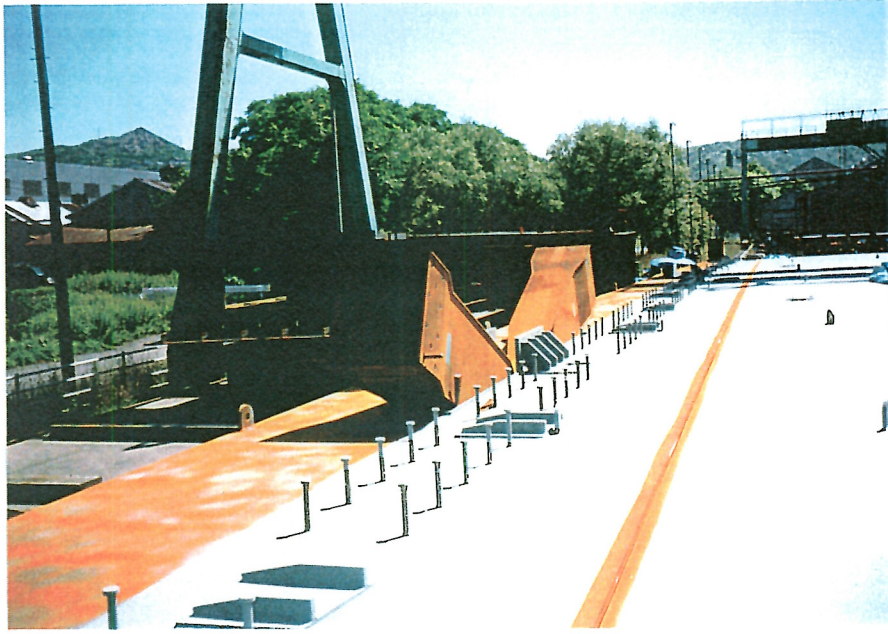
写-16 鋼床版・主桁部材の仮組立



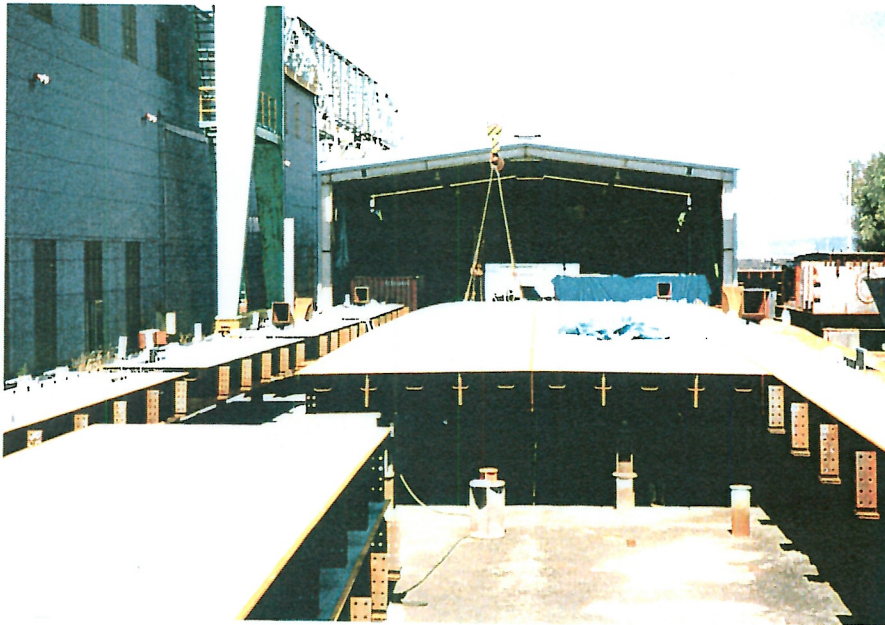
写-17 仮組立検査状況



写-18 床版舗装部の塗装



写-19 トラス部材の一部仮組立



写-20 仮組立後の解体作業

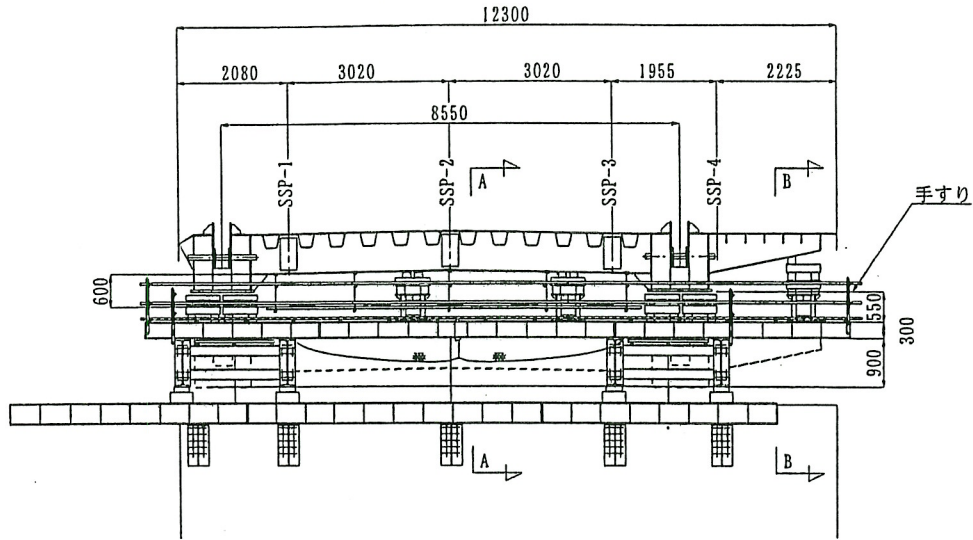


図-8 桁仮受部材

側面図 S=1/400

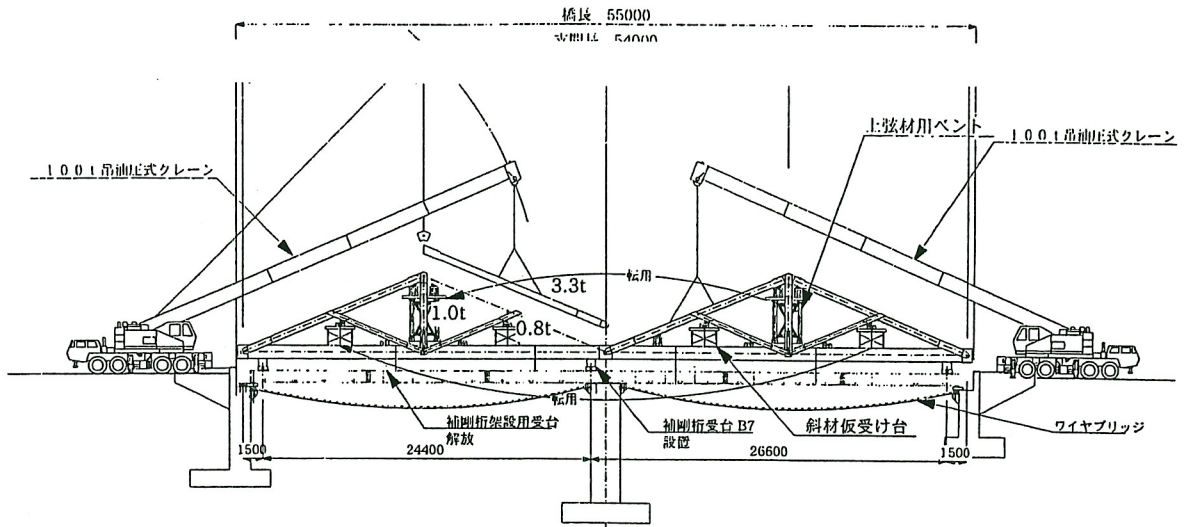


図-9 トラス部材の設置