

プレストレス木床版橋の力学的物理的諸性状の経時変動

A TIME DEPENDENCY OF STATIC AND PHYSICAL BEHAVIORS OF A PRE-STRESSED LAMINATED TIMBER DECK BRIDGE

薄木征三*、清水功雄**、長谷部薫***

Seizo USUKI, Isao SHIMIZU and Kaoru HASEBE

* 工博 秋田大学教授 鉱山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町1-1)

** (株)宮地鐵工所技術開発課長 (〒103 東京都中央区日本橋小伝馬町15番18号)

***工博 秋田大学助教授 鉱山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町1-1)

Since the inception of the pre-stressed laminated timber (PSLT) bridge concept in Ontario, Canada in the late 1970's, the structural system has now been used in Canada, the United States, Australia and even Europe. The most advantage of PSLT using sawn lumber beams is the low cost of construction, comparing another types of timber bridges. A innovative type of PSLT has been developed in the United States, not using sawn lumber beams but using glued laminated timber beams. A demonstration PSLT bridge using glued laminated timber beams made in Japan was constructed by the Akita branch of Forest Service, the Ministry of Agriculture and Forestry in Japan. This report describes the design and field performance of the Yunomata bridge, built in 1993, in northeastern Akita prefecture. The data collection and analysis related to the wood moisture content, stressing bar force for 700 days and bridge behavior under static truck loading are presented.

Key words: pre-stressed laminated timber, glued laminated timber, bar force

1. まえがき

長方形断面の製材をクレオソートなど防腐剤を加圧注入した後、これを橋軸方向に敷き並べ橋軸直角方向へプレストレスすることによって一体とした床版橋はプレストレス木床版橋と言われ^{1)・2)・3)}、1970年代にカナダで開発された。これら一本一本の製材は製材ラミナと言われる。1980年代以降はアメリカで林道や郡の道路など比較的交通量の少ない小規模の橋として試用されており、近年オーストラリアの東部でも架設されつつある⁴⁾。

これらの国でこの橋梁形式が種々の木橋形式の中で普及しつつあるのは第一にその経済性である。すなわち森林(多くは人工林)があり、しかもそこから伐採される材木は安価であり、製材装置と防腐処理装置があれば良いのである。しかしながら、我が国ではこれらの前二者の条件は揃ってはいない。つまり人工林は国土を広く覆っているものの多くは戦後植林されたものであり伐期に至っていない。そして少ない国産材は輸入材に比べて安価とは言えないのである。

アメリカでは単なる製材を敷き並べる形式ではスパンに制限があることから、住宅建設に使われている2×4インチ(いわゆるツーバイフォー)材をラミナ(層)とし、

これを接着積層して長方形断面の集成材とし、防腐処理した後橋軸方向へ敷き並べプレストレス(横締め)を行うことが試行されている⁵⁾。この一本一本の集成材は製材ラミナに対して集成材ラミナと言われる。これによって、各集成材ラミナは含水率が10%以下で製作され、これだけでも腐朽しにくくなったこと、防腐剤の加圧注入が一層容易になったこと、大径木を必要とせず、細い材も有効に利用可能となったことが挙げられる。

特に大径木を必要とせず、細い材も有効に利用可能となったことは、前述の我が国の森林事情に非常に好都合なのである。すなわち間伐材と言われる径が20cm前後の建築材としては利用価値の低い、かつ比較的安価で量的にも豊富な材を使えるのである。

本研究は集成材ラミナを使用したプレストレス木床版橋の以上の特性に鑑み、我が国の木材を用いた、林道のために初めて架設されたプレストレス木床版形式の実橋について報告するものである。すなわちその設計概要、直交異方性板としての弾性パラメーター、有効幅の概念について述べる。ついで架設時直後の載荷試験とその一年後の再載荷試験、約700日間にわたるプレストレス鋼棒の緊張力の変化と木材の含水率の変化を考察する。

2. 構造概要

2. 1 構造一般図

平成5年10月、秋田県鷹巣町秋田営林局鷹巣営林署管内の湯の沢林道に、プレストレス単純木床版橋が架設された。図-1と図-2にその正面図と側面図を示す。橋長8.0m、有効幅員4.0mの2等橋である。図-3はプレストレス鋼棒の締着部の構造を示す。

図-1にA、B、Cとあるのは三種類の異なった集成材であることを示し、これらは集成材ラミナと言われる。図-4にこれら三種類の集成材ラミナの詳細を示す。ラミナAは図-1のように、幅員両端にのみ使用されるスギ(cedar)を素材とするラミナであって、図-3のベアリングプレートと被覆板を覆い隠すと共に、図-1の地覆木(curb)の一部を支持するために採用した。

ラミナBはナラ(oak)を素材とするラミナであり、ラミナCは外層にカラマツ(larch)、内層にスギ(cedar)を用いた異樹種積層ラミナとなっている。広葉樹ナラは次節で述べるように、スギやカラマツに比べて高いヤング係数を持っている。それゆえプレストレスによる支圧反力を直接受ける幅員両端に用い、さらにプレストレスによる圧縮応力を床版内部に均等に分布させるため図-1に示すように適当な間隔で配置されている。

2. 2 直交異方性

(1) ラミナのヤング係数

図-1に示した木床版を組み立てる前に、各ラミナの強軸回りの曲げ試験を行い、ヤング係数を測定した。すなわち実橋と同じ支間7.6mの両端単純支持としたラミナの支間中央に集中荷重(重量10kgfのH形鋼)を載荷、

その時のたわみ値からヤング係数を求めた。スギとカラマツの異樹種積層ラミナNo.1~38の38本、ナララミナNo. N1~N9の9本の測定結果を表-1に示す。ただし前節で述べた幅員両端のラミナAは強度を期待しない化粧材と見なして除いてある。

図-5は表-1の結果から、より高いヤング係数をもつラミナを床版の幅員両端に配置し、幅員中央に向かって低ヤング係数のラミナを配置したことを示す。図中のラミナの番号は表-1の番号に対応している。

(2) 異方性パラメーター

これら合計47本(=38+9)の表-1に示した個々のラミナのヤング係数を E_x 、断面二次モーメントを I_x とすれば、直交異方性板としての橋軸方向のヤング係数 E_x の近似値は³⁾

$$E_x = \sum \frac{E_{xi} I_{xi}}{I} \\ = 92,200 \text{ kgf/cm}^2$$

ここで I は版全体の断面二次モーメントである。この値は、先に行われた同じ材料を用いた本橋の1/2縮小模型実験³⁾の値、 $E_x = 97,300 \text{ kgf/cm}^2$ より5.2%小さいだけである。それゆえ幅員方向のヤング係数 E_y と異方性板面内のせん断弾性係数 G_{xy} は1/2縮小模型実験で得られた次の値を準用することにする。

$$E_y = 4,050 \text{ kgf/cm}^2$$

$$G_{xy} = 2,380 \text{ kgf/cm}^2$$

座標軸 x 、 y の方向は図-13を参照されたい。

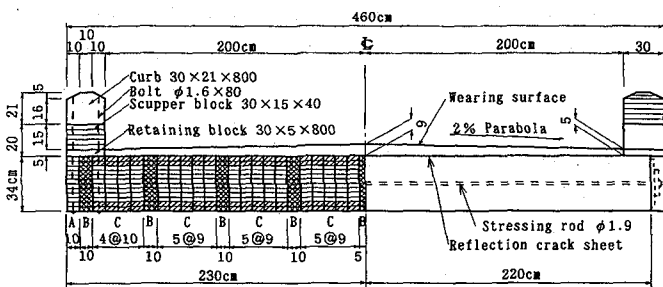


図-1 正面図

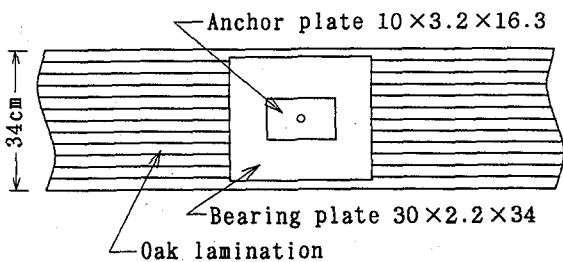


図-3 締着部

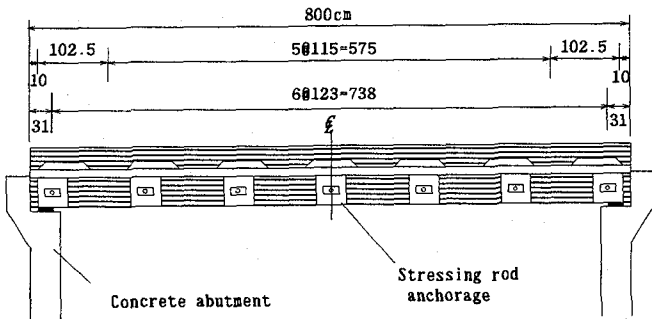


図-2 側面図

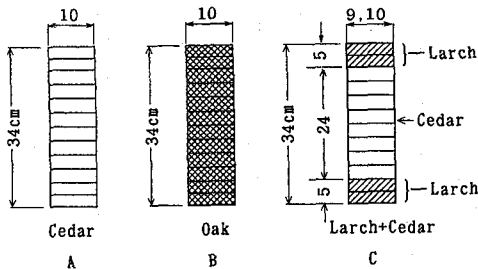


図-4 ラミナ断面

表-1 ラミナのヤング係数(kgf/cm²)

杉+から松：38本								ナラ：9本	
9cm幅：30本						10cm幅：8本		10cm幅	
No.1	89927	No.11	94153	No.21	82513	No.31	83437	No.N1	119485
2	86271	12	88968	22	89240	32	89036	N2	106418
3	84561	13	89240	23	86564	33	93564	N3	118535
4	92159	14	86413	24	78580	34	87289	N4	120067
5	93769	15	90830	25	89903	35	90705	N5	117625
6	90727	16	82618	26	93234	36	86473	N6	114562
7	96232	17	87181	27	84522	37	96539	N7	120332
8	84531	18	80830	28	91836	38	94039	N8	123045
9	91640	19	93729	29	87447			N9	119129
10	86463	20	91085	30	96763				

計47本

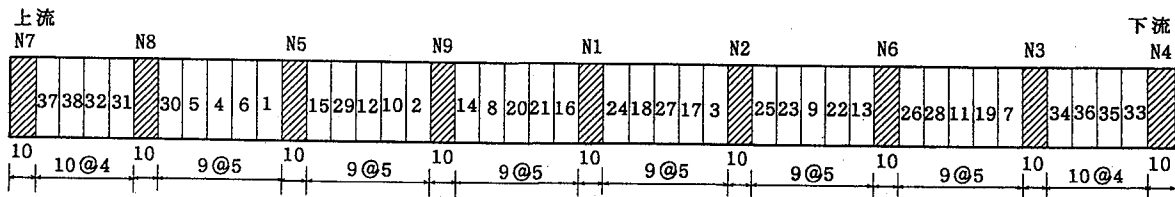


図-5 幅員方向ラミナ構成図(寸法の単位: cm)

残りの異方性パラメーターはポアソン比 ν_x 、 ν_y であり、これらも1/2縮小模型実験で用いたのと同じ次の値を準用することにする。

$$\nu_x = 0.4$$

$$\nu_y = \nu_x E_y / E_x = 0.017$$

2. 3 設計概要

(1) 有効幅

本橋は直交異方性板としても設計できるが、より実用的でかつ簡易な参考文献1)にある方法で設計された。これは床版をある有効幅を持った梁として設計する方法である。本橋の1/2模型実験について報告した参考文献3)でも解説されているが、ここでは実橋について概説する。はじめに次の3個の無次元パラメーターを求める。

$$\alpha = \frac{2G_{xy}}{\sqrt{E_x E_y}}, \quad \theta = \frac{B}{2L} \left(\frac{E_x}{E_y} \right)^{0.25}$$

$$\beta = \pi \frac{B}{L} \sqrt{\frac{E_x}{2G_{xy}}} \quad (1)$$

ここで B 、 L はそれぞれ床版の幅および支間である。2.2節(2)のそれぞれの値を代入すると

$$\alpha = 0.39, \quad \theta = 0.63, \quad \beta = 6.35$$

を得る。これらの値と床版の幅から図式的に有効幅 D_e が求められ、結果のみ示すと

$$D_e = 70 \text{ inch} \approx 177.8 \text{ cm}$$

となる。この有効幅を持つ梁が一後輪と一前輪荷重に対して、曲げ応力とたわみに対して許容条件を満たすと良い。

(2) プレストレス力

上述の無次元パラメーターから床版横断面内の異方性板としての曲げモーメントとせん断力がやはり図式的に求められる。この曲げモーメントにより、床版下部に引張応力が発生しないことおよびせん断力によって鉛直方向にスベリが生じないことから、プレストレス鋼棒断面積、鋼棒間隔そしてプレストレス力が決定する。結果として一鋼棒当たりのプレストレス力は16tfである。

この力によってラミナ側面に発生する圧縮応力 N_i は

$$N_i = \frac{F_{pr}}{S_{ph}} = 3.8 \text{ kgf/cm}^2$$

ここで S_{ph} は鋼棒間隔、 h は床版厚、 F_{pr} は一鋼棒当たりのプレストレス力である。

3. 載荷試験

本橋は、平成5年10月3日から現地で床版の組立作業、プレストレス鋼棒の緊張を行い、続いて橋台への吊り上げ作業が行われた。3日後の同月5日再プレストレスを行い、途中の雨天日を避けて10月7日に床版上面にひび割れ防止シートを敷設した後舗装した。同日舗装表面の温度が60℃まで低下するのを待って二種類のトラックによる載荷試験を行った。

一年後の平成6年10月7日、同一のトラックによって再度載荷試験を行い、たわみ性状の経時変化を調べた。

3. 1 試験トラック

図-6に二種類の載荷試験用トラックの重量と車軸間隔を示す。トラックAは総重量5.4tfの小型トラックであり、トラックBは総重量16.0tfの生コンクリートを圧送するためのポンプ車である。図中の重量は一輪当たりの重量である。

トラックAでは前輪軸線を、トラックBでは後輪軸線を床版の支間中央に位置せしめ、これらトラックが幅員中央および幅員端に載った場合の支間中央線のたわみをダイヤルゲージで測定した。

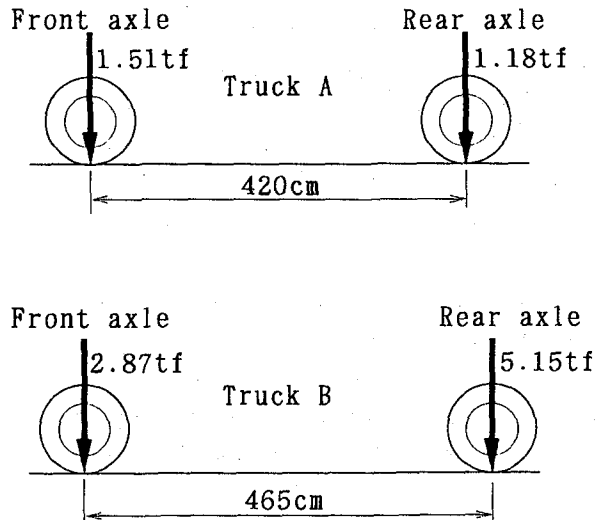


図-6 トラックA,Bの前輪,後輪配置図

3. 2 試験結果

(1) トラックA

図-7はトラックAの中心が幅員の中央に載ったときの、床版のたわみ分布を示す。黒丸が実測値であり、実線が2. 2節(2)で述べた直交異方性板としての長方形要素を用いた有限要素解析の結果である。図中の幅員両端のラミナは2. 2節(1)で述べたスギラミナ化粧板を示す。またこの状態では図-1で示した幅員両端の地覆木(curb)はまだ設置されていない。幅員端部の実測値が予想値より15~25%小さくなっており、化粧板の剛性が影響しているものと解釈される。

図-8も同じ条件のもとで輪荷重が幅員端、つまり図-1の地覆木が設置されたとした時、前輪中心が地覆木の幅員内側表面から25cmに位置したときの結果である。実測値と予想値は良く一致しているが、輪荷重に近い幅員端部でのたわみは17%程度実測値が小さい。

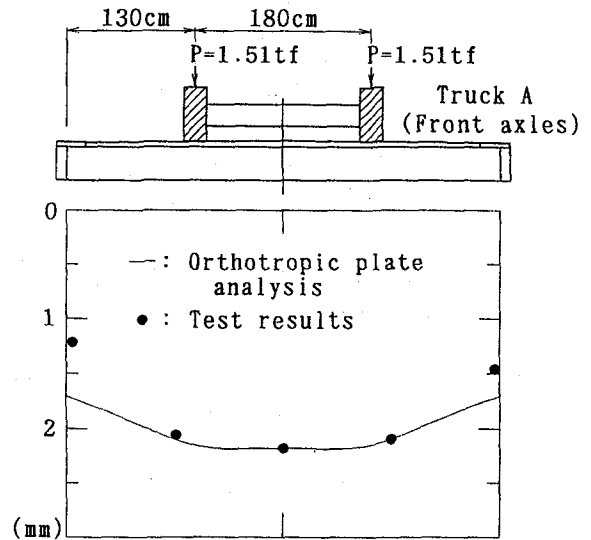


図-7 たわみ分布図(トラックA・対称載荷)

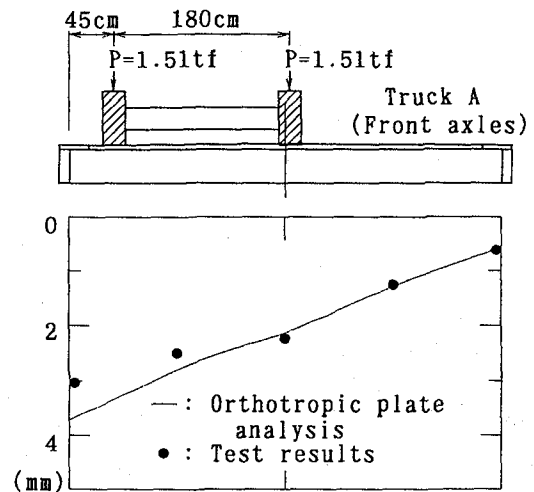


図-8 たわみ分布図(トラックA・偏心載荷)

(2) トラックB

図-9はトラックBの中心が幅員の中央に位置したときの、床版のたわみ分布を示す。黒丸と実線の意味は(1)と同様であり、図中に示すとうりである。幅員端部の実測値が予想値より15~25%小さくなっており、(1)と類似している。

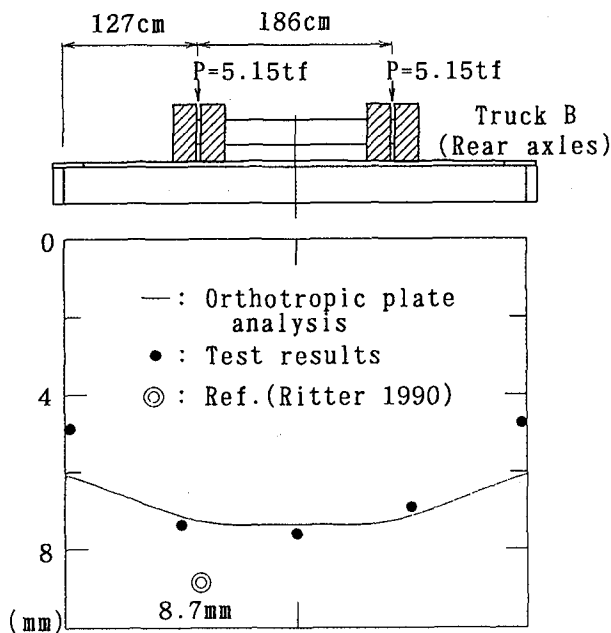


図-9 たわみ分布図(トラックB・対称載荷)

図中の一後輪荷重中心線上の記号◎は、2.3節(1)で述べた有効幅 $D_e = 177.8\text{cm}$ 、高さ $h = 34\text{cm}$ の断面を持つ、支間 $L = 760\text{cm}$ の単純梁として一後輪荷重に対して計算されたたわみを示す。すなわち

$$\Delta_L = \frac{PL^3}{48EI} = 0.87\text{cm}$$

により求められた支間中央のたわみである。ここで

$$P = 5150\text{kgf}$$

である。図より実測値と直交異方性板としての予想値に比べて、約20%大きい。言い換えるとトラックの中心が幅員の中央に位置したときは有効幅は過小に評価されており、安全側の設計となる。

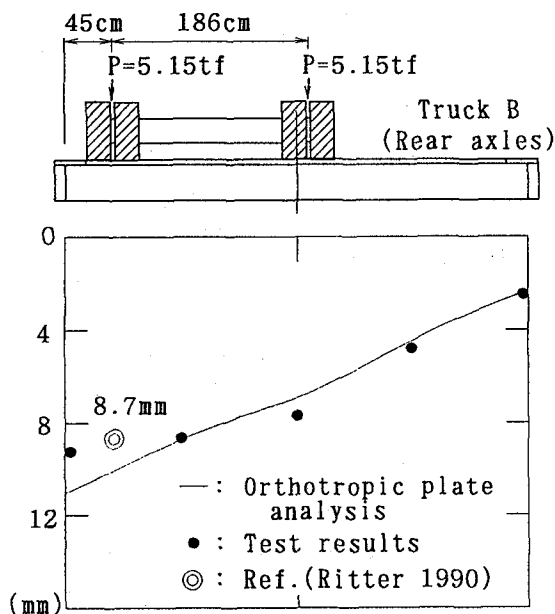


図-10 たわみ分布図(トラックB・偏心載荷)

図-10も同じ条件のもとで輪荷重が幅員端、つまり図-1の地覆木が設置されたとした時、前輪中心が地覆木の幅員内側表面から25cmに位置したときの結果である。トラックAの結果と類似しているが、梁理論の値、◎は実測値に近く、予想値より約10%小さい。つまり、この載荷状態では有効幅は過大に評価され危険側の設計となる。

(3) 一年後の結果

図-11は●印が上述(1)、(2)と同じ時期で地覆木(curb)を取り付けた状態でのトラックB載荷時の実測たわみ値であり、×印が一年後の平成6年10月7日の同一のトラックBによる実測たわみ値である。ただし図示のように一年後の実測は幅員の上流片側半分に対してのみ行われた。

幅員端部および幅員の1/4点ともに一年後のたわみは数%架設直後より小さくなっている。特に幅員中央のたわみは約30%も小さい。これはトラックを3回移動させて確認したが、同じ結果であった。なお図中の白丸印は架設直後の地覆木のまだ設置されていない状態での実測値であり、図-9の●印と同一であり、地覆木の有無がたわみに及ぼす効果をみるために挿入してある。

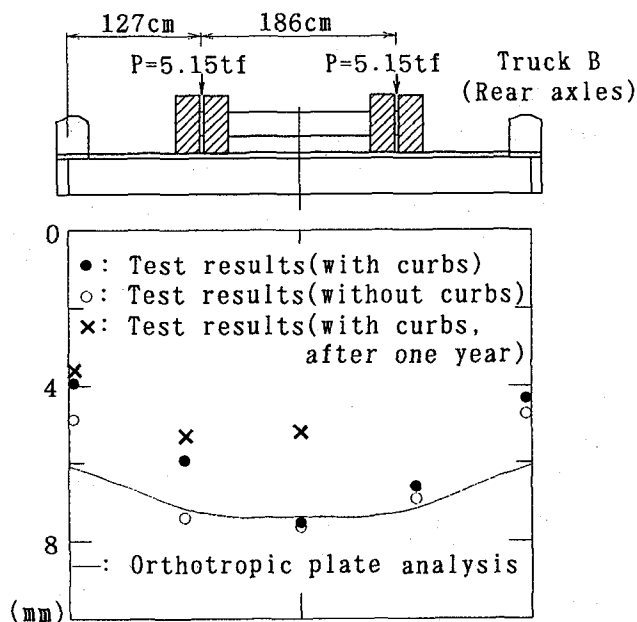


図-11 1年後のたわみ分布図
(トラックB・対称載荷)

図-12は幅員内における載荷位置をかえた場合の結果である。図-11ほどではないがやはり幅員中央での一年後のたわみは17%、●印の架設直後の値より小さい。なお図-12の○印は図-10の●印と同じ値であり、図-10と図-12では載荷位置が若干異なるので参考程度の意味しかもたない。

以上より少なくとも一年後には床版の剛性は架設時より上昇したと結論される。この原因は以下に述べるプレストレス力の経時変化と関連していると思われる。

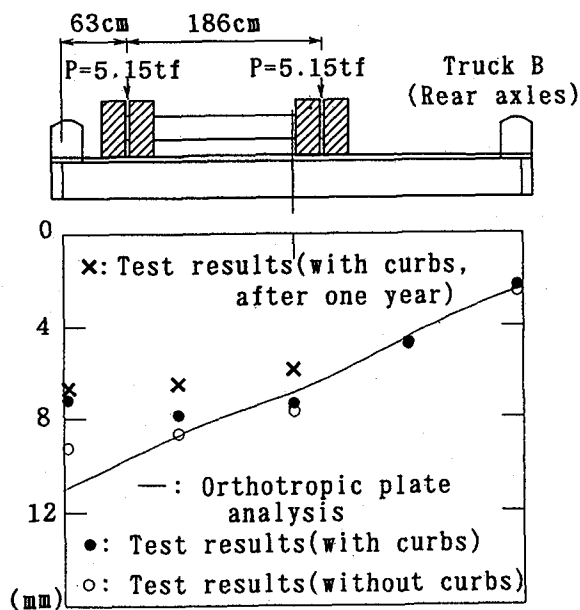


図-12 1年後のたわみ分布図
(トラックB・偏心載荷)

4. プレストレス力の経時変化

4. 1 測定方法

図-13に本橋の測定器具の位置の概念図を示す。プレストレス鋼棒(径19mm)には左岸側より1から7までの番号を仮に付す。図示のように支点近傍の鋼棒1と7、および支間中央の鋼棒4には鋼棒の下流側支圧板(図-3の bearing plate)から15cm床版内に入った位置にストレインゲージを各々3枚添付した。図中のダイヤルゲージは前節で述べたたわみ測定のためのものである。

鋼棒1, 4, 7に各々3枚添付されたストレインゲージ(箔フェノール/エポキシゲージ)のリード線各3本は床版外部に露出した部分は、可燃性のプラスチック製の筒に入れて保護し、橋台から約20m離れた位置に設けた計測小屋にあるスイッチボックス(SS-24R, 共和電業製)に結線された。そして約一か月おきにポータブルタイプデジタル静ひずみ測定器(SDB-400C, 共和電業製)を現場へ持参してひずみを測定した。

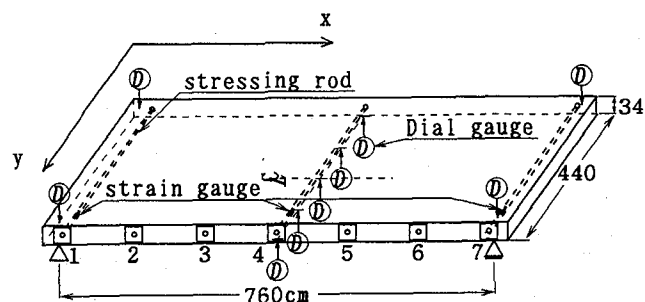
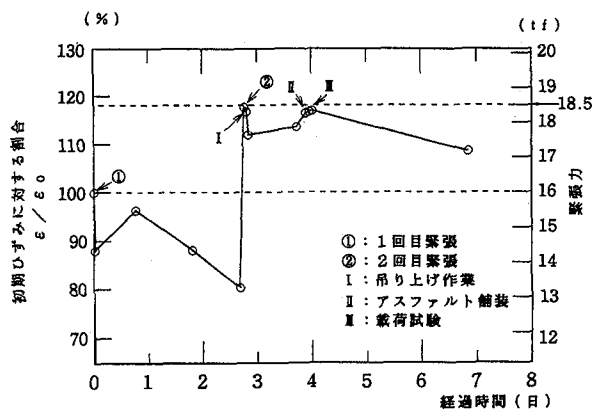


図-13 ひずみとたわみの計測位置

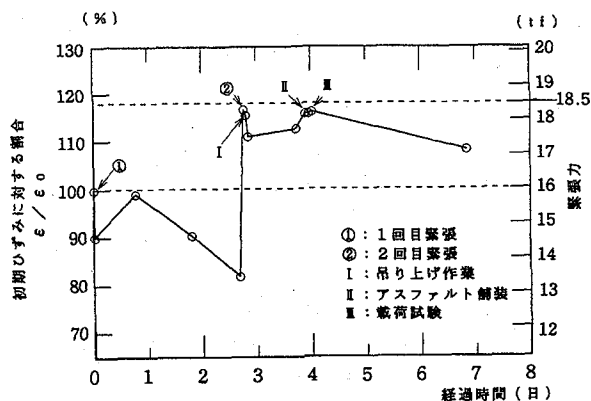
4. 2 測定結果

(1) 始めの7日間の変動

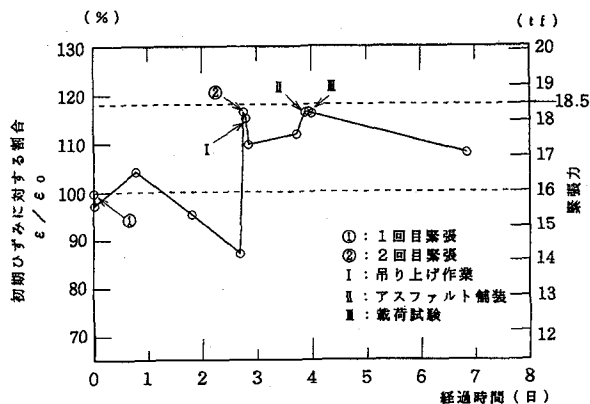
図-14(a)~(c)は1回目の緊張(初期プレストレス)から後、8日間の各鋼棒の引張ひずみの変化を示したものである。



(a) PS鋼棒1



(b) PS鋼棒4



(c) PS鋼棒7

図-14 仮設時から8日間のひずみの変動

ただし鋼棒 1, 4, 7 に各々 3 枚添付されたストレインゲージは約 700 日後には各々 1 枚のみが生きており、結果として図-14 以降のひずみの記録はこれら生き残ったストレインゲージの記録であり、途中で機能しなくなったストレインゲージの記録は除外してある。

縦軸は 16tf の緊張力を与えたときの初期ひずみの値を 100% とし、これに対する比率を示す。緊張直後(図の①)には 88~97% にひずみ値は減少しているが、約 1 日後に 96~104% に回復し、その後再び減少している。3 日後に 2 回目の緊張(再プレストレス)を行ったが、この時緊張力の目標を 18.5tf とした。すなわち設計軸力 16tf を 16% 上回った緊張力を導入した。この理由は設計軸力はプレストレス鋼棒の引張強さの 70% を利用するとして得られた値であり、若干の余裕があることと、再プレストレス以降再び木材のクリープが進行し、緊張力の低下が予想されたからである。

図-14 の②が 2 回目の緊張を示す。ここまでは現場に整地された河原で行われ、図中の記号 I が引き続き行われた床版の橋台への吊り上げ作業を示す。一旦ひずみ値は低下するが、記号 II で示したアスファルト舗装時には②のレベルに回復している。前節で述べたように、舗装後トラック A, B による載荷試験が記号 III で示された時期である。7 日後には約 17tf に緊張力は低下した。

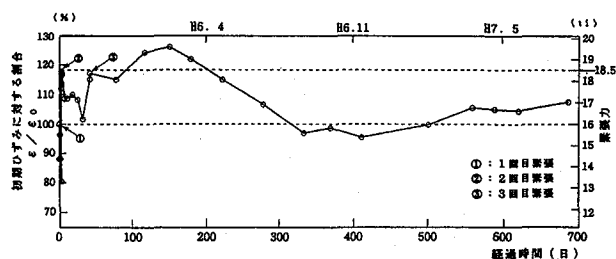
(2) 700 日間の変動

図-15 (a) ~ (c) は図-14 (a) ~ (c) にそれぞれ対応する鋼棒のひずみの約 700 日間に亘る変動を示す。これら図中の記号①と②もそれぞれ鋼棒の 1 回目緊張と 2 回目緊張を表す。すなわち図-15 は図-14 で示した 1 週間分を含む。

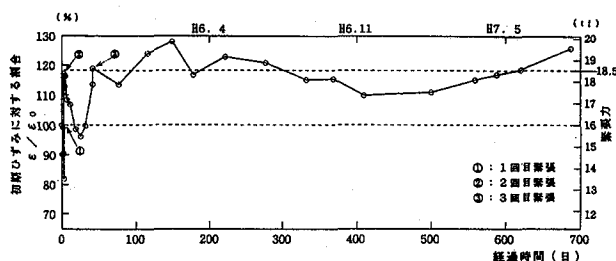
記号③は 1 回目緊張から 42 日後に行われた 3 回目の最終プレストレスを示す。②と③の間、①から約 30 日後に鋼棒 1 と 4 のひずみは設計軸力レベルのひずみまで低下しており、特に図(c)に示す左岸側の鋼棒 7 は設計ひずみの 55% まで低下した。これは木材のクリープ以外の要因、例えば左岸支点近傍に何らかの外乱が作用して緊張力が一時的に弛緩した可能性もあるが、明白には特定できない。しかし図示のように、③で示す 3 回目の緊張の直前には各鋼棒のひずみはほぼ②のひずみのレベルまで戻っており、②と③の間の特に鋼棒 7 のひずみの急減は③以降の挙動に影響しないと考えられる。

各鋼棒のひずみは 110~140 日後に設計ひずみの 125~129% の最高値に到達して後はその値は漸減し、300~400 日後に設計ひずみの 85~100% の最低値に達している。その後は図示のように緩やかな増減を繰り返しながらも、約 700 日後でも①の設計値を上回ったレベルにある。

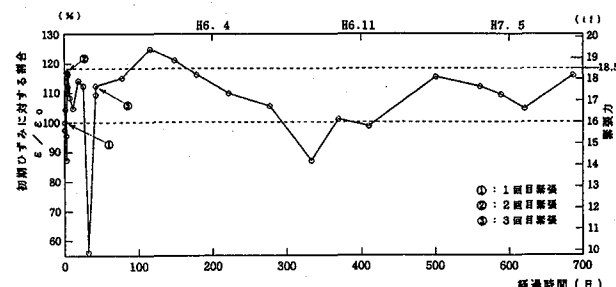
本来プレストレス鋼棒の設計軸力(本橋では 16tf)は、木材のクリープによって初期に導入した軸力の 60% が失われるものとして求められたものである³⁾。しかし以上の結果はクリープによる緊張力の低下は予想以上に小さく、十分に安全側の設計がなされていると言える。



(a) P S 鋼棒 1



(b) P S 鋼棒 4



(c) P S 鋼棒 7

図-15 プレストレス (P S) 鋼棒のひずみの変動

5. 木材の含水率の変動

木材の含水率は木材繊維の膨潤、強度および腐朽を支配する重要なパラメーターである。木橋では言うまでもなく特に耐用年数が問題となり、これは主に腐朽によって支配される。

一般に木材の含水率が 40~50% で菌の発育は極めて活発となるが、20% 以下では発育しないことが広く認められている^{6), 7)}。木材に何らかの防腐処理をした場合は状況は異なるのは当然としても、木橋の場合は防腐の有無に拘わらず、できれば 20% 以下を達成するのを目標とするのが望まれよう。その意味で含水率の実測は重要である。

含水率は電気抵抗式木材水分計（MT-8S, ケット社製）を用いて基本的に前節で述べたひずみの測定と同時に行っている。この水分計で表示される含水率は基準温度20℃における値に補正されたものである。測定位置は床版の左岸側支点近傍であり、図-16に示すようである。

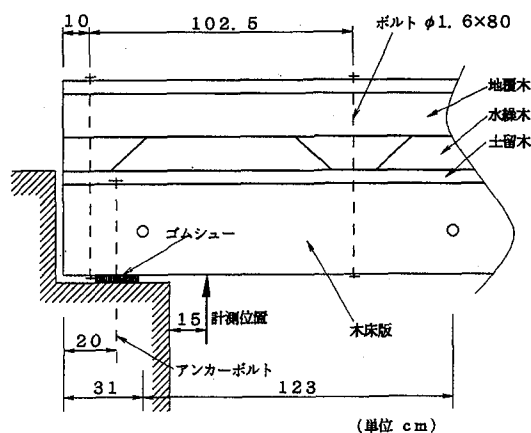


図-16 含水率の測定位置

5. 1 約600日間の変動

図-17～19に架設時（平成5年10月4日）から約600日後までの床版の含水率の経時変動を示す。図-17はクレオソートを加圧注入した5本の（カラマツ+スギ）ラミナに対する結果であり、図中の番号は図-5に示したナララミナN1とN2に挟まれたNo. 24, 18, 27, 17および3の各ラミナを表す。架設時に10～12.5%であった含水率は215日後まではやや漸減傾向にあったが、277日後にはこれら全てのラミナの含水率は19～22%の最大値に達している。この時期は平成6年7月初旬に相当し、梅雨の終わりの時期に一致する。その後徐々に低下し約600日後の平成7年5月初め頃から再度上昇気味にある。なお（カラマツ+スギ）ラミナ38本は全てクレオソート加圧注入となっている。

図-18はナララミナ5本の含水率の経時変動を示す。前図-17とほぼ同様の傾向を呈しているが、最大値が22～28%と（カラマツ+スギ）ラミナの最大値19～22%に比べ、3～6%大きくなっている。これは計9本のすべてのナララミナに対してはキシラザン系防腐剤⁸⁾で表面塗装を施したのみのため、外界の水分を吸収し易かったことに起因している。（カラマツ+スギ）ラミナのようにクレオソートを加圧注入しなかったのは、ナラのような広葉樹集成材に対する実績が我が国には無かったためである。

図-19は図-1および図-4に示した幅員両端のスギ化粧板ラミナの結果である。これらのラミナに対しては、CCAと言われるクロム・銅・ひ素化合物系防腐剤⁹⁾を加圧注入しており、これはクレオソートと異なって

水溶性であり、薄い緑色を呈する。300日後前後で含水率は上昇し特に上流側ラミナは30%を超えている。これは水溶性防腐剤であることと、幅員両端は直接風雨を受けるためである。

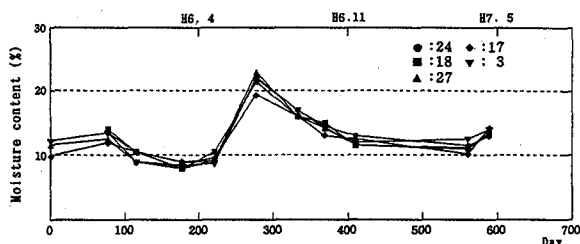


図-17 （カラマツ+スギ）ラミナの含水率の変動

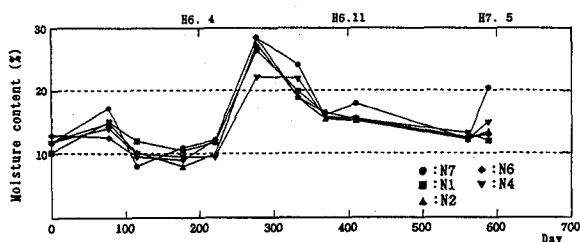


図-18 ナララミナの含水率の変動

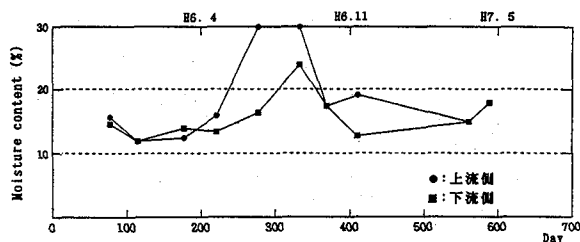


図-19 スギ化粧板ラミナの含水率の変動

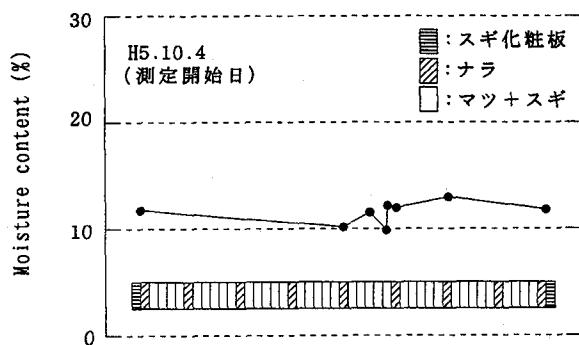
5. 2 床版横断方向の変動

図-20は測定開始日の平成5年10月4日における含水率の床版横断方向の分布である。橋軸方向の測定位置は図-16に示したとおりである。黒丸で示した測定値は図中のこれら黒丸直下のラミナに対応している。図から10～12.5%に含水率が分布していることが分かる。

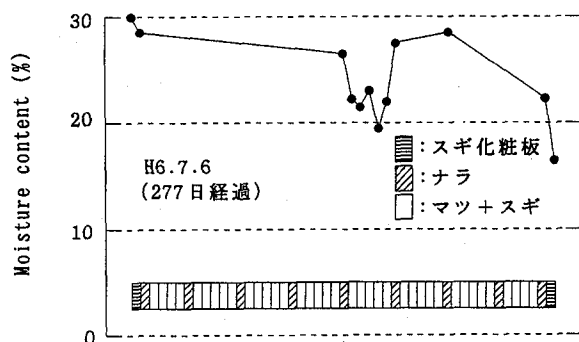
図-21は図-17、18で示した測定開始日から277日後に含水率が最大値を記録した日における、分布図である。防腐剤を表面塗布しただけのナララミナの含水

率は、幅員中央部のクレオソートを加圧注入した（カラマツ＋スギ）ラミナのそれらに比べて6～9% 高いことが分かる。

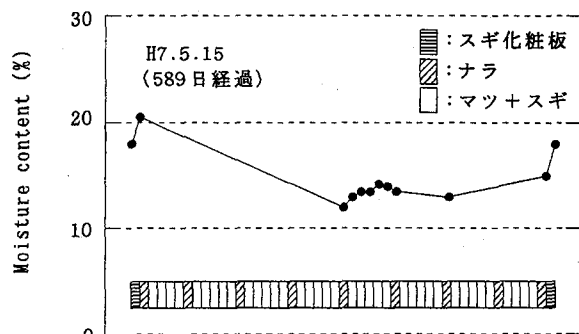
図－22は最終の測定日における含水率の分布であり、幅員端部のラミナが15～20% のとなっているが、幅員中心部は15% 程度以下の良好な状態にある。



図－20 測定開始日における含水率の床版横断方向の分布図



図－21 測定開始日から277日後の含水率が最大値を記録した日における分布図



図－22 最終測定日における含水率分布図

6. あとがき

我が国では初めての、国産材から製作された集成材ラミナを用いた二等橋としてのプレストレス木床版林道橋の架設から約700日間に亘る種々の力学的、物理的挙動について報告した。現在なお測定を実行中であるがこれまでに得られた結果をまとめると以下ようになる。

(1) 床版を直交異方性に関する無次元パラメーターと幅員から定まる、ある有効幅を持った単純ばりとして設計するアメリカの設計法は簡便かつ実用的であるが、たわみに関しては活荷重中心が幅員端側によった時、その値が小さめに評価され、危険側の設計となる。

(2) 一年後の同一のトラック（総重量16tf）による載荷試験の結果は、架設直後のたわみに比べ、後輪荷重の載荷位置によって最大17～30% 小さいたわみとなった。しかしこの時のプレストレス鋼棒の緊張力が架設時と大差無いことから、原因は明らかでない。

(3) 幅員両端部の地覆木（curb）は、輪荷重に対して床版端部のたわみを10～30% 小さくする効果がある。しかしこの部分は直接風雨に曝されるため、長期的にはその剛性は無視してよいと思われる。

(4) 架設時から後42日間の間に計3回のプレストレスングを行ったが、最終の3回目以降の鋼棒の緊張力は緩やかな増減を繰り返しながらも、設計軸力以上を保持している。よって設計軸力の60% が木材のクリープによって失われるとしているカナダ、アメリカの設計法は集成材ラミナ床版橋には過剰な設計法といえる。

(5) 木材の含水率は約600日間の実測の間、7月初めの梅雨の終わり頃最大値を示し、防腐塗装のみのナララミナでは22～28% に達する。クレオソートを加圧注入した（カラマツ＋スギ）ラミナの最大値は19～22% に止まる。

(6) 幅員の両端部のラミナの含水率は、幅員中心部のそれに比べて高くなる傾向がある。これは直接風雨を受けるためと考えられ、今後とも腐朽に注意する必要がある。

謝辞

本研究をまとめるに当たって、本学科技官 針金誠悦氏には鋼棒の緊張力、木材の含水率の測定そしてこれらの図表化に多大の尽力をいただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Ritter, M. ed.: Timber Bridges-Design, Construction, Inspection and Maintenance-, Engineering Management Series, FOREST SERVICE, USDA, Washington, D.C., 1990.
- 2) 薄木征三、マイケル・リッター：プレストレス木床版の発展小史と現場実験、構造工学論文集、Vol.3 9A, pp.1089-1100, 1993.

- 3) 薄木征三、清水功雄、長谷部薫：プレストレス木床版の弾性及びクリープ挙動に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.40A, pp.1301-1312, 1994.
- 4) Taylor, R and Keith, J.: The Past, Present and Future of Stress Laminated Timber Bridges, Pacific Timber Engineering Conference, Gold Coast Australia, pp.113-122, July 11-July 15, 1994.
- 5) Wacker, J.P. and Ritter M.A.: Field Performance of Timber Bridges, 1. Teal River Stress-Laminated Deck Bridge, Research Paper FPL-RP-515, USDA Forest Service, Forest Products Laboratory, 1993.
- 6) 木質構造研究会編：木質構造建築読本、井上書院、pp.233-243, 1988.
- 7) Forest Products Laboratory, Forest Service, U.S. Department of Agriculture: Wood Handbook, U.S. Government Printing Office, Washington, DC, 1987.
- 8) (財)日本住宅・木材技術センター編著：木橋づくり新時代、ぎょうせい、1994.
- 9) 日本建築学会：木構造設計基準・同解説、技報堂、1973.

(1995年9月18日受付)