

平成4年度 農林水産省補助事業

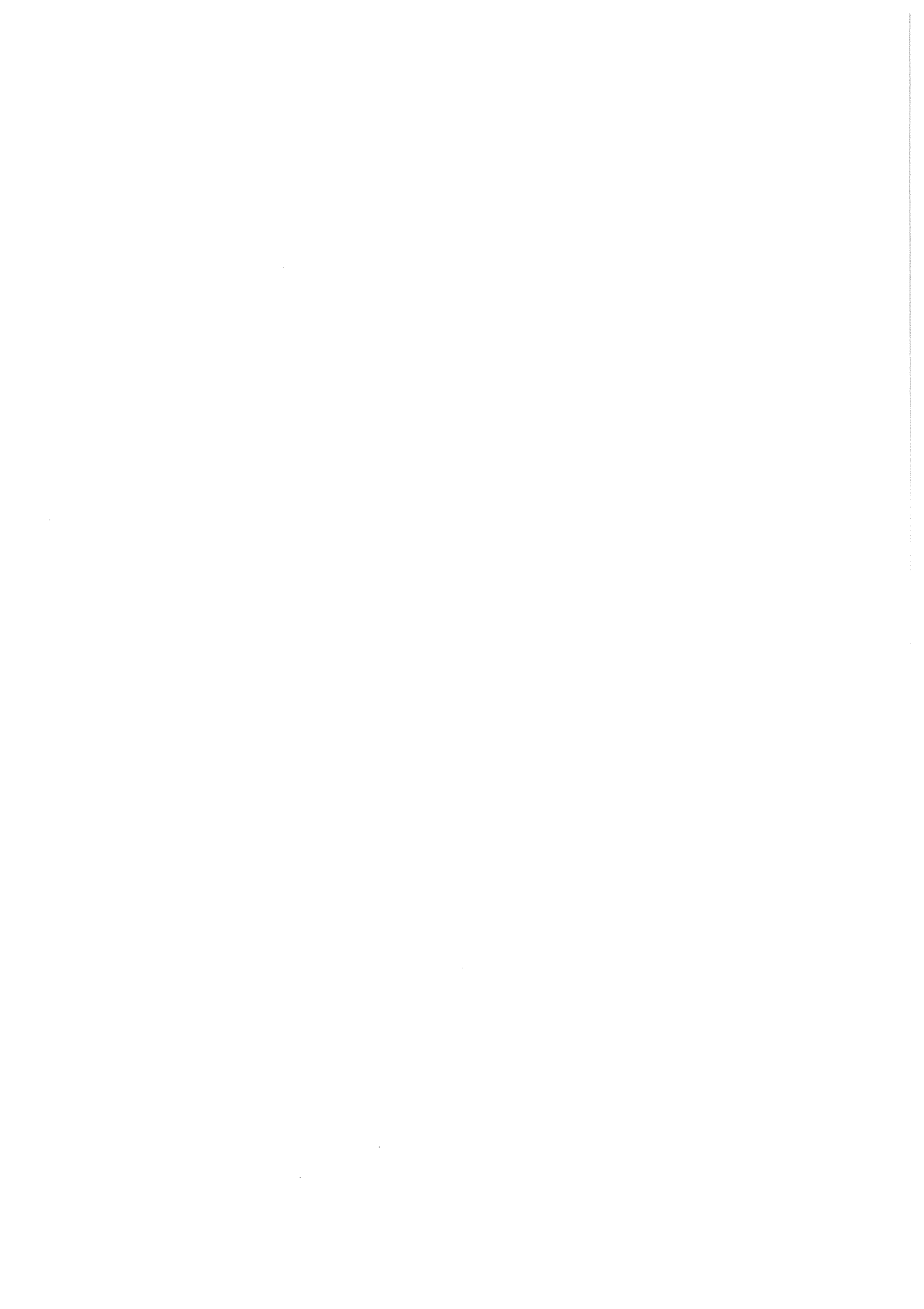
(財)日本住宅・木材技術センター事業

技術開発推進事業報告書

複合梁開発

平成5年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター



平成5年 7月

委員各位 殿

報告書「複合梁開発」
ご送付について

拝啓 時下益々ご健勝のこととお慶び申し上げます。日頃は格別のご協力を賜り厚くお礼申し上げます。

さて、平成4年度ご指導賜りました「複合梁開発報告書」は、お陰様で別添のとおりできあがりしましたので、ご送付致します。よろしくご査収くださいますようお願い申し上げます。

敬 具

(財)日本住宅・木材技術センター
事 務 局

技術開発事業 複合ばり開発委員会の委員構成

委員長	平嶋 義彦	静岡大学農学部林産学科助教授
委員	徳田 迪夫	三重大学農学部生物資源学科教授
”	宮澤 健二	工学院大学工学部建築学科助教授
”	佐藤 雅俊	建築研究所第二研究部有機材料研究室主任研究員
”	井上 明生	森林総合研究所木材化工部接着研究室
”	川元 紀雄	森林総合研究所木材利用部接合研究室
”	本田 喜美登	日本木造住宅産業協会（殖産住宅相互 ^(株) 課長）
”	荒木 五郎	全国L V L協会（大鹿振興 ^(株) 部長）
協力委員	塚田 市朗	林野庁林産課課長補佐
”	宮澤 俊輔	林野庁林産課係長
事務局	牧 勉	（財）日本住宅・木材技術センター試験研究部長
”	鴛海 四郎	（財）日本住宅・木材技術センター主任研究員

目 次

はじめに	1
1. 接着重ね梁のクリープに関する指針	2
1.1 接着重ね梁のクリープ試験の総括	2
1.2 ユーロコードにおけるクリープに及ぼす含水率の取扱い方	6
2. 波釘接合による重ね梁	9
2.1 理 論	10
2.2 実 験	22
3. スギ足場板の建築用材としての利用	35
・ ・ ・ ・ L V L との複合による曲げ性能の向上 ・ ・ ・ ・	
3.1 はじめに	35
3.2 実 験	35
3.3 結果および考察	42
3.4 結 論	51
4. 金属板を併用した木材ばりの曲げ性能評価の予測	52
4.1 はじめに	52
4.2 計算のモデル	52
4.3 結 果	53
5. ポリウレタン接着剤の耐久性	60
5.1 緒 言	60
5.2 実験方法	61
5.3 結果及び考察	62
5.4 まとめ	71
6. 鉄筋及び炭素繊維複合材のケーブルを用いた木質複合梁の力学特性 に関する基礎的検討	73
6.1 目 的	73
6.2 材料の基本的性質	73
6.3 検討モデル	74
6.4 解析結果	76
6.5 考 察	80

はじめに

わが国の森林資源は、戦後造林された人工林の成長にともない、何年か後には量的に飛躍的な上昇が見込まれ、いわゆる国産材時代を迎えようとしている。

しかし、日本の山林から供給されるであろう国産材が、木材工業や建築等の分野の需要に応えゆくには、いくつかのハードルがあり、何が問題なのか？これは大きなテーマであり、日本の林業を考える場合の1つのキーワードとなろう。特に最近では、日米構造協議の結果として、集成材、合板等のいわゆるエンジニアリングウッドの海外でのJAS認定工場が出現しており、競争はますます激しさを増してきている。

わが国のこの数年の住宅着工量は、順調な経済成長に支えられてきたにもかかわらず木造率は年々漸減傾向にある。その理由はいくつかあり、はっきりと指摘できないが、その中の一つとして、現在の情報化社会の要求についていくだけの情報量を持っていなかったといえないだろうか。その情報とは、たとえば木造住宅に使用する建築部材の性能に関する問題も含まれるであろう。

今後、ますますユーザーの要求は、多用化、高度化していき、きめ細かい対応が必要であろう。

このようなユーザーの要求に対応するため本委員会では、木質系の横架材で高性能で且つ、経済性のある梁材の技術的な開発を実施してきたが、大きな住空間に使用できる梁材として重ね梁や複合梁の開発を試みている。

今後、わが国の山から供給される木材は、スギ、カラマツが大きなウェイトを占め、断面の大きなものは今後も望めない。従来、柱材として利用されていた国産材も、最近では供給過剰気味である。また、山の問題として俗に云うスギ並材の問題もある。

一方、梁材に使用するような大きな断面の木材は、資源の枯渇により不足気味であり、価格も高価なものとなっている。このような、両者の要求に応えられる技術開発として、柱材を用いた梁材の開発を実施している。

本プロジェクトは、できるだけ低コストで、なおかつ所要の性能をもつ梁材を製造する技術を確立することを目的としている。

従来の柱製材品によって大スパンを架け渡す梁を製造できれば、将来の国産材の供給状況や木造住宅に要求される大空間といった問題に対する一つの解答となり得るであろう。

平成5年3月

(財)日本住宅・木材技術センター

第 1 章 接着重ね梁のクリープに関する 指針

スギ重ねばりを実用化する際問題となるのは、剛性とクリープ性能である。1990年から3年間にわたり、重ね梁のクリープ性能に及ぼす含水率の影響を実験によって調べてきた。そこで、今までに得られたデータの総括し、またヨーロッパの基準を参考にしながら、接着重ね梁の設計指針を提案したい。

1. 1 接着重ね梁のクリープ試験の総括

今までに行った実験の概略と、これから得られた結論をまとめてみると、次の通りである。主な実験は2つある。

1) 実験 1

接着重ね梁に用いるスギ材の含水率を、製造段階より調整を行い、含水率のクリープたわみに対する影響を検討した。

a) 試験体

スギは105mm角で、含水率が15%, 20%, 25%になるように調整した。「接着重ね梁の製作に関する手引書(案)」に基づいて、一液型のポリウレタン樹脂接着剤を用いて3段に接着積層した。1週間養生した後、クリープ試験に供した。接着重ね梁の端部より切りだしたブロックを用いて全乾法によって含水率を測定した。

b) 試験方法

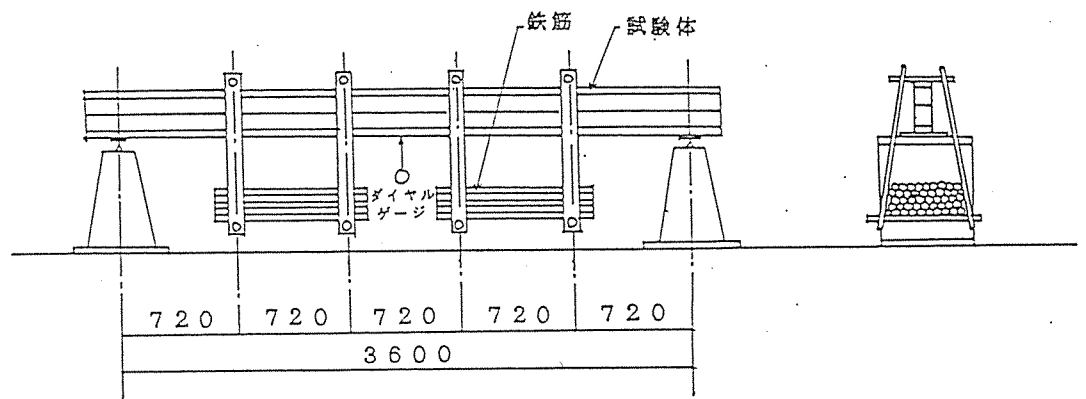
試験方法を図1-1に示した。載荷荷重条件は以下の通りである

固定荷重	65 kg/m ²
積載荷重	130 kg/cm ²
合計	195 kg/cm ²

梁にかかる総荷重は、195kg/m x 1.8 m (負担幅) x 3.6 m = 1264 kg である。

c) 結果

スギを2-3週間程度除湿乾燥にかけて、平均含水率を20%以下にすることは難しい。たとえ表面が20%以下であっても、平均含水率にすると20%以上あるので、クリープ試験を行うと、試験中に水分が抜けていく、いわゆるMechano-sorptive変形を生じる。従って、10年後の推定クリープたわみの瞬間たわみに対する比は、材表面の初期含水率が20%程度のものでも2-5と大きく、含水率が20%-25%のものでは8を越え、実用上支障がでる。以前に行われた乾燥材を用いたボックスビームのクリープ試験では、2-2.5に納まっていたの比べると2-5と言うのは大きすぎる。



(単位：mm)

図1-1. クリープ試験方法

2) 実験2

a) 試験体

実験1の結果を踏まえ、スギ接着重ね梁のクリープの問題を解決するために、重ねばりの最外層にLVLならびに気乾状態のスギを積層して、剛性とクリープ性能の向上を図った。最外層に用いた材料は、スギ ($MOE=約7*10^4 \text{ kgf/cm}^2$, 含水率16-20%) とLVL (マイクロラム、 $MOE=14*10^4 \text{ kgf/cm}^2$) で、これらの接着にはポリウレタン樹脂接着剤を用いた。試験体はA-Dの4種 (図1-2) で、試験体A, Bについて、設計荷重載荷の曲げクリープ試験を行った。試験体Aはスギ2段重ねの両側にLVLを張ったもので、試験体BはAとの比較のために、十分に乾燥したスギの薄板を張った。試験体CはAと同じタイプであるが、圧縮側のスギに2箇所バットジョイントがある。試験体Dは2枚のLVLを引張側に集めた。

b) 結果

LVLを張ることにより、MOEは約50%、MORは約30%アップし、曲げ性能の向上が見られた。試験体Cのように圧縮側にバットジョイントがあっても、MOEは試験体Aとほぼ同じ位になる。MORの増加はないもの、LVLを張ることにより、寸法の短いスギ材も重ねばりの部材として利用が可能である。試験体DはMOEの向上が著しい。試験体A-Cについては、MOEの実測値は計算値よりもやや低かった。引張りの材に張ったストレインゲージによって求めたMOR値は試験体AとBではよく一致したが、試験体Cでは、LVLが引張り破壊する以前に P_{max} に達したため、低かった。10年後のクリープたわみを推定したところ、試験体Aは約1.5で、十分実用可能であった。試験体Bも約1.7で、問題がなかった。これは、最外層のスギが小割り材で十分乾燥していたため、クリープ変形が押えられと考えられる。従って、クリープたわみを初期たわみの2倍以内に押さえるためには、外側にLVLを張るか、スギの場合には、十分に乾燥した3つ割材を張ることが有効である。

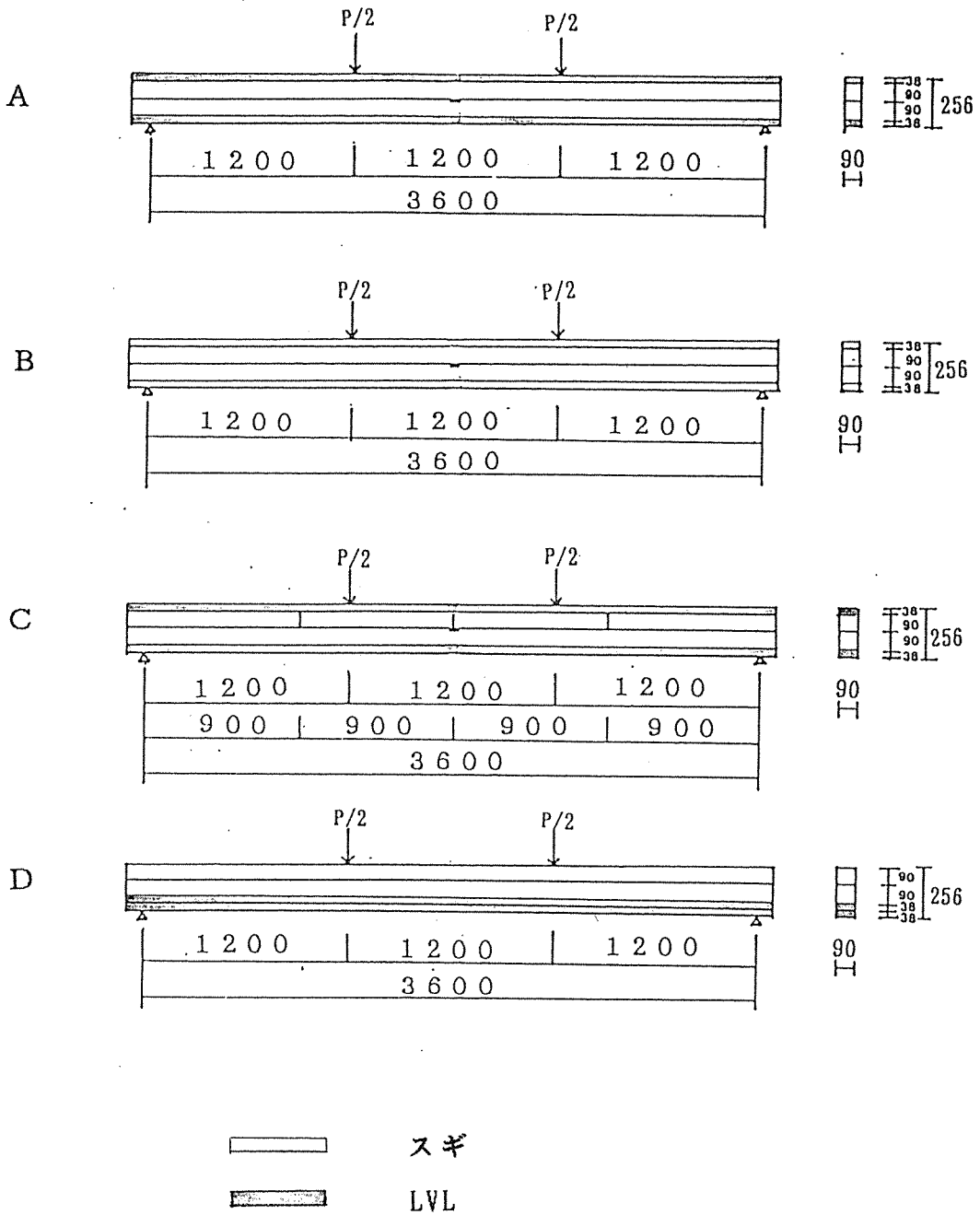


図 1 - 2 実験 2 に用いた試験体

1. 2 ユーロコードにおけるクリープに及ぼす含水率の取扱い方

ヨーロッパの建築基準法であるユーロコードにおいては、木材の含水率区分を次のようにしている。

表1-1. ユーロコードにおける木材の含水率区分

含水率クラス1	平均含水率12%以下
含水率クラス2	平均含水率12%-18%
含水率クラス3	平均含水率 18% 以上

また、荷重継続期間を次のように定めている。

表1-2 荷重継続期間 (ユーロコード)

長期	10年
中期	6カ月
短期	1週間
瞬間	

ある含水率の木材が、ある期間曲げを受ける部材のたわみを計算するのに、にクリープファクターの考えを取り入れている。含水率クラス1の材料が、短期荷重を受ける場合のたわみを1とした時の比で表した。

表1-3 クリープファクター (ユーロコード)

荷重継続期間	含水率クラス		
	1	2	3
長期	1.5	1.8	3.0
中期	1.2	1.3	2.0
短期	1.0	1.1	1.5

今回のクリープ試験によって定まる値を次に示した。

表1.4 クリープ試験によって求まるクリープファクター (長期)
(日本住宅木材技術センター)

含水率クラス		
1	2	3
-	1.5-2.0	3.0-5.0

これを見ると、ほぼユーロコードの値に符合している。そこで、接着重ね梁のクリープたわみについては、安全を見込んで、含水率15%以下のスギまたは、最外層に気乾のスギ材を積層した場合には2.0とする。表面含水率が15-19%の場合にはむくりを付けるなどの措置を条件として2.0とする。

表面含水率が20%以上で、気乾木材を最外層に配して用いなければならない。ここで言う含水率は高周波型の含水率計で測定したものである。

表1-5 スギ接着重ね梁の含水率管理

表面含水率	接着重ね梁としての使用可能性
15%以下	そのまま使用可
15-20%	厚さ38mmのLVLまたは厚さ38mmの気乾のスギを最外層に用いるか、そうでない場合はむくり等の措置をとる。
20%-25%	厚さ38mmのLVLまたは厚さ38mmの気乾のスギを最外層に積層
25%以上	使用不可

第2章 波釘接合による重ね梁

はじめに

従来わが国では、住宅など比較的小規模な建物の梁には、ベイマツの平角材が用いられてきた。ベイマツは構造材として優れた性能を持つと同時に、価格も国産材のズギ、ヒノキよりも安価であったため多用されてきた。

しかし、ここへきてベイマツの主要供給国であるアメリカでは、森林の大量伐採による環境破壊問題、森林内動物の保護などがクローズアップされ、さらに国内産業保護の観点から原木輸出禁止運動などが起こり、資源の安定的供給に限界がみえてきたようである。このような状況の中で、わが国が戦後育成してきた造林木も、近い将来主伐期を迎えようとしていることを看過することはできない。日本の林業は、投下資金の短期回収ということから、10.5 cm程度の正角材を一本取るという柱一丁取り林業が主流である。梁材としての平角材を取るまでには更に長い年月を要することから、日本の山林から梁材を期待するのは林業経営上難しいといわざるを得ない。

林野庁などの予測では、近い将来国産材の供給能力は需要の50%あたりまで可能としているが、市場に出回るのは柱材としての正角材ばかりであり、これらは供給過剰となることも考えられる。これらのことから、国産材の用途拡大は日本の林業の活性化を図る上で重要な課題であり、緊急に対応を考慮しておかねばならないことであろう。

このような状況を考え本研究では、日本の林業から得ることが出来る正角材を用いた合成梁を考えることとした。今までに、接着剤を用いて正角材を接合した合成梁の研究は、いくつか行われてきている^{1) 2) 3)}。これまでの研究で、正角材3材を重ねた合成梁で住宅の床梁2間(3.64 m)が可能であることなどが明らかにされている。しかし接着剤を使うということは接着工程管理などがなかなか難しく、この点メカニカルな接合では比較的容易に合成梁を作製できるということも指摘されてきたところである。

そこで、本研究では、接合の方法として波釘を採用し、その有効性を検討した。波釘は、釘打ち機により容易に打つことができるという利点を持っている。正角材3材を波釘で接合した合成梁及び比較対照材としての波釘・接着剤併用合成梁についての、理論的、実験的検討を行った。

2-1 理論

本研究では、正角材3材を波釘で接合した合成梁について検討するが、このようなメカニカルファスナによるものは層間にすべりが起き、接着剤で接合して一体化したものに比べて剛性、強度が低下する。層間にすべりが存在する3層の合成梁についての理論的検討はいくつかあるが、ここでは松本芳紀等の、鋼板補強木造ばりに関する研究⁴⁾を参考にして、接合金物で接合した際の構成木材の軸力に関する微分方程式を誘導し、梁のたわみ曲線式を求めた。

2-1-1 層間すべりのある三層合成梁に関する微分方程式

ここで考える合成梁は、図2-1に示すような断面、すなわち幅 b 、せい(d_1 、 d_2 、 d_m)を持つ矩形断面材3材(上部木材、中間部木材、下部木材)を重ね合わせたもので、接合は金物(具体的には波釘)によっている。接合面は2つあり、上部接合面に打つ金物間隔は s_1 、下部のそれは s_2 とする。また h_1 は上部木材と中間部木材の図心間の距離であり、 h_2 は下部木材と中間部木材の図心間の距離、 h は上部木材と下部木材の図心間の距離である。梁のスパンは L とし、これに直交座標を図2-2のように設ける。

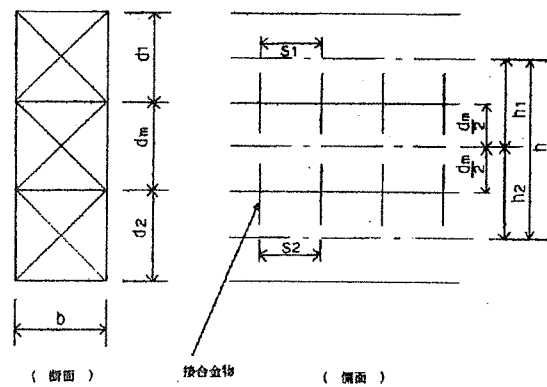


図2-1 断面の形状・寸法および接合金物の配置

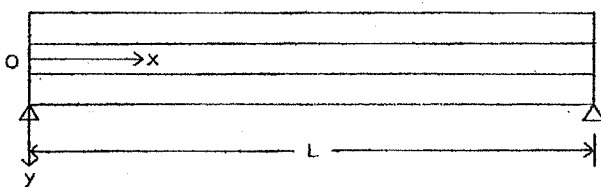


図2-2 梁に設けたx y座標

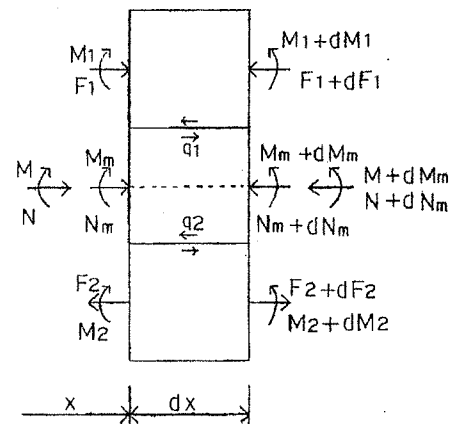


図2-3 断面の応力

ここで、図²3のように梁の任意の位置 x と、それに続く微小長さ dx を設ける。梁の任意の位置 x における上部木材および下部木材の木材の軸力を F_1 および F_2 とする (図²3)。波釘は材軸方向に均等に配置されており、その間隔は梁の材長に対して十分に細かいものと仮定すると、木材間に作用するせん断力は連続であると思なすことができる。上部木材および下部木材の木材間に作用する材軸方向単位長さあたりのせん断力を q_1 および q_2 とすると、上部木材および下部木材の波釘に作用するせん断力 S_1 および S_2 は次のようになる。

$$S_1 = q_1 \cdot s_1 = \frac{dF_1}{dx} \cdot s_1 \quad (1)$$

$$S_2 = q_2 \cdot s_2 = \frac{dF_2}{dx} \cdot s_2$$

上部木材および下部木材の波釘のせん断剛性を K_1 および K_2 とすると、上部木材および下部木材の波釘のずれ量 r_1 および r_2 は次のようになる。

$$r_1 = \frac{S_1}{K_1} = \frac{s_1}{K_1} \cdot \frac{dF_1}{dx} \quad (2)$$

$$r_2 = \frac{S_2}{K_2} = \frac{s_2}{K_2} \cdot \frac{dF_2}{dx}$$

ここで、図 3 のように中間部木材断面の曲げモーメントおよび軸力を M_m および N_m 、上部木材および下部木材の木材の曲げモーメントを M_1 および M_2 とし、中間部木材のヤング係数を E_m 、上部および下部木材のヤング係数を E_1 、 E_2 とすると任意の位置 X での木材のひずみ度（中間部木材のひずみ度を ε_m 、上部木材のひずみ度を ε_1 、下部木材のひずみ度を ε_2 とする）はそれぞれ次のようになる。

上部木材側において

$$\varepsilon_m = \frac{M_m}{E_m I_m} \cdot \frac{d_m}{2} - \frac{N_m}{E_m A_m} \quad (3)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{M_1}{E_1 I_1} \cdot \frac{d_1}{2} - \frac{F_1}{E_1 A_1} \quad (4)$$

下部木材側において

$$\varepsilon_m = \frac{M_m}{E_m I_m} \cdot \frac{d_m}{2} - \frac{N_m}{E_m A_m} \quad (5)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{M_2}{E_2 I_2} \cdot \frac{d_2}{2} + \frac{N_2}{E_2 A_2} \quad (6)$$

ここに

$$A_1 = b d_1, A_2 = b d_2, I_1 = \frac{b d_1^3}{12}, I_2 = \frac{b d_2^3}{12} \quad (7)$$

この断面に作用している曲げモーメントをM、軸力をNとすると、梁の場合には軸力が作用していないから、断面の力の釣合いは次のように表される。

$$N = -F_1 + F_2 - N_m = 0 \quad (8)$$

$$M = M_m + M_1 + M_2 + F_1 h_1 + F_2 h_2$$

また曲率は3材とも同じであるから、

$$\begin{aligned} \frac{M_m}{E_m I_m} &= \frac{M_1}{E_1 I_1} = \frac{M_2}{E_2 I_2} = \frac{M_m + M_1 + M_2}{E_m I_m + E_1 I_1 + E_2 I_2} \\ &= \frac{M - (F_1 h_1 + F_2 h_2)}{EI} \end{aligned} \quad (9)$$

$$\text{ここに } EI = E_m I_m + E_1 I_1 + E_2 I_2 \quad (10)$$

ここで、波釘の材軸方向単位長さあたりのずれ量は木材断面のひずみ度の差に等しいから、この断面の上部木材および下部木材において次の関係が成立する。

$$\begin{aligned} \frac{dr_1}{dx} &= \left(-\frac{M_m}{E_m A_m} \cdot \frac{d_m}{2} - \frac{N_m}{E_m A_m} \right) \\ &\quad - \left(\frac{M_1}{E_1 A_1} \cdot \frac{d_1}{2} - \frac{F_1}{E_1 A_1} \right) \end{aligned}$$

$$\frac{dr_2}{dx} = - \left(\frac{M_m}{E_m A_m} \cdot \frac{d}{2} - \frac{N_m}{E_m A_m} \right) + \left(-\frac{M_2}{E_2 A_2} \cdot \frac{d_2}{2} + \frac{F_2}{E_2 A_2} \right) \quad (11)$$

式(11)に式(2)、式(8)、式(9)を代入して整理する。

$$\frac{s_1}{K_1} \cdot \frac{d^2 F_1}{dx^2} = -\frac{h_1}{EI} M + \left(\frac{h_1^2}{EI} + \frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_1 A_1} \right) + \left(\frac{h_1 h_2}{EI} - \frac{1}{E_m A_m} \right)$$

$$\frac{s_2}{K_2} \cdot \frac{d^2 F_2}{dx^2} = -\frac{h_2}{EI} M + \left(\frac{h_2^2}{EI} + \frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) + \left(\frac{h_1 h_2}{EI} - \frac{1}{E_m A_m} \right)$$

$$\frac{d^2 F_1}{d x^2} - \alpha_1 F_1 - \beta_1 F_2 = -\gamma_1 M$$

$$\frac{d^2 F_2}{d x^2} - \alpha_2 F_2 - \beta_2 F_1 = -\gamma_2 M$$

(12)

ここに

$$\alpha_1 = \frac{K_1}{s_1} \left(\frac{h_1^2}{EI} + \frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_1 A_1} \right)$$

$$\alpha_2 = \frac{K_2}{s_2} \left(\frac{h_2^2}{EI} + \frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_2 A_2} \right)$$

$$\beta_1 = \frac{K_1}{s_1} \left(\frac{h_1 h_2}{EI} - \frac{1}{E_m A_m} \right)$$

$$\beta_2 = \frac{K_2}{s_2} \left(\frac{h_1 h_2}{EI} - \frac{1}{E_m A_m} \right)$$

$$\gamma_1 = \frac{K_1}{s_1} \cdot \frac{h_1}{EI}$$

$$\gamma_2 = \frac{K_2}{s_2} \cdot \frac{h_2}{EI}$$

式(12)において F_1 あるいは F_2 を消去すると、 F_1 および F_2 に関する次の微分方程式を導くことができる。

$$\begin{aligned} & \frac{d^4 F_1}{dx^4} - (a_1 + a_2) \frac{d^2 F_1}{dx^2} + (a_1 a_2 - \beta_1 \beta_2) F_1 \\ & = (a_2 \gamma_1 - \beta_1 \gamma_2) M - \gamma_1 \frac{d^2 M}{dx^2} \\ & \frac{d^4 F_2}{dx^4} - (a_1 + a_2) \frac{d^2 F_2}{dx^2} + (a_1 a_2 - \beta_1 \beta_2) F_2 \\ & = (a_1 \gamma_2 - \beta_2 \gamma_1) M - \gamma_2 \frac{d^2 M}{dx^2} \end{aligned}$$

(13)

式(13)において、梁の上部木材と下部木材の断面寸法、ヤング係数が等しく、 $s_1=s_2$ かつ $K_1=K_2$ のときは上部および下部木材の軸力も同じ値となり、式(12)は次のようになる。

$$\frac{d^2 F}{dx^2} - \alpha F = -\gamma M \quad (14)$$

ここに

$$s_1 = s_2 = s$$

$$K_1 = K_2 = K$$

$$h_1 = h_2 = \frac{h}{2} = \frac{d_1 + d_2}{2} = d_m$$

$$F_1 = F_2 = F$$

$$EI = 3E_m I_m$$

$$\alpha = \frac{K}{s} \left(\frac{h^2}{2EI} + \frac{1}{E_m A_m} \right)$$

$$\gamma = \frac{K}{s} \cdot \frac{h}{2EI}$$

中央集中荷重を受ける場合の解

中央集中荷重Pをうける場合には、梁の曲げモーメントは次のようになる。

$$M = \frac{P}{2} x$$

これを式(14)に適用すると次のようになる。

$$\frac{d^2 F}{dx^2} - \alpha F = -\gamma \cdot \frac{P}{2} x \quad (15)$$

式(15)の一般解は次のようになる。

$$F = \frac{\gamma P}{2\alpha} x + C_1 e^{\sqrt{\alpha}x} + C_2 e^{-\sqrt{\alpha}x} \quad (16)$$

境界条件は

$$\left. \begin{array}{l} x=0 : F=0 \\ x=L/2 : \frac{dF}{dx} = 0 \end{array} \right\} \quad (17)$$

これから

$$F = \frac{\gamma PL}{2\alpha} \left\{ \frac{x}{L} - \frac{1}{\sqrt{\alpha}L} \cdot \frac{\sinh \sqrt{\alpha}x}{\cosh \frac{\sqrt{\alpha}L}{2}} \right\} \quad (18)$$

次に、梁のたわみを y とすると、曲げに関する微分方程式および境界条件は次のようになる。

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M - (F_1 h_1 + F_2 h_2)}{EI} \quad (F_1 = F_2 = F) \quad (19)$$

$$x=0 \quad : \quad y=0$$

$$x=L/2 \quad : \quad \left. \begin{array}{l} \frac{dy}{dx} \\ = 0 \end{array} \right\} \quad (20)$$

式(19)に式(18)を代入して積分し、式(20)の境界条件を満足するように解くと、合成梁のたわみ曲線式は次のようになる。

$$y = \frac{PL^3}{2a} \left[\left\{ \frac{1}{8} \left(1 - \frac{\gamma h}{a}\right) + \frac{1}{(\sqrt{a}L)^2} \cdot \frac{\gamma h}{a} \right\} \cdot \left(\frac{x}{L}\right) - \frac{1}{6} \left(1 - \frac{\gamma h}{a}\right) \left(\frac{x}{L}\right)^3 - \frac{1}{(\sqrt{a}L)^3} \cdot \frac{\gamma h}{a} \cdot \frac{\sinh \sqrt{a}x}{\cosh \frac{\sqrt{a}L}{2}} \right] \quad (21)$$

等分布荷重を受ける場合の解

等分布荷重 ω を受ける合成梁の場合には、梁の曲げモーメントは次のように表される。

$$M = \frac{\omega}{2} (L-x) x \quad \left(0 \leq x \leq \frac{L}{2}\right) \quad (2.2)$$

これを式(1.4)に代入すると次のようになる。

$$\frac{d^2 F}{dx^2} - aF = -\gamma \cdot \frac{\omega}{2} (L-x) x \quad (2.3)$$

これを境界条件

$$x=0 : F=0$$

$$x=L/2 : dF/dx=0 \quad (2.4)$$

を満足するように解くと、次の式が求められる。

$$F = \frac{\gamma \omega L^2}{2a} \left\{ \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{x}{L} - \frac{2}{aL^2} \right. \\ \left. \left(1 + \tanh \frac{\sqrt{a}L}{2} \cdot \sinh \sqrt{a}x - \cosh \sqrt{a}x\right) \right\} \quad (2.5)$$

次に、等分布荷重を受ける合成梁の曲げに関する微分方程式および境界条件も、中央集中荷重の場合と同じように式(19)、および式(20)で表されるから、式(19)に式(25)を代入して積分し、式(20)の境界条件を満足するように解くとたわみ曲線式は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 y = & \frac{\omega L^4}{2EI} \left[\frac{1}{6} \left(1 - \frac{\gamma h}{a}\right) \left\{ \frac{1}{2} - \left(\frac{x}{L}\right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{x}{L}\right)^3 \right\} \frac{x}{L} \right. \\
 & + \frac{1}{aL^2} \cdot \frac{\gamma h}{a} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{x}{L} \\
 & \left. - \frac{2}{a^2L^4} \cdot \frac{\gamma h}{a} \left(1 + \tanh \frac{\sqrt{a}L}{2} \sinh \sqrt{a}x - \cosh \sqrt{a}x\right) \right]
 \end{aligned}$$

(26)

2-2 実験

2-2-1 材料

合成梁の構成材にはスギ正角材（10.5 cm×10.5 cm）を用いた。正角材は製材の日本農林規格（JAS）1級相当品で長さ4 mである。試験に用いた木材の平均含水率は24.4%（最大39.1%、最小17.0%）、含水率12%に換算した比重の平均値は0.451（最大0.598、最小0.385）であった。含水率は試験後の試験体から含水率測定用サンプルを切りだし、それを全乾になるまで乾燥させて測定した。各正角材の上下面にはプレーナーをかけた。仕上り寸法は約10.3 cmである。

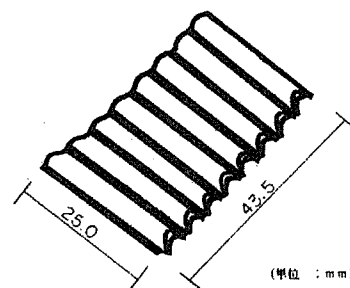


図2-4 波釘の形状

接合には、図2-4に示すような特製の大型波釘を使用した。波釘の寸法は幅43.5 mm、長さ25.0 mm、板厚0.5 mmで材質はSPCCである。波釘は片側をナイフ状に切り落として打ち込み易くしてある。

2-2-2 合成梁の作製

合成梁の作製に先立ち正角材の寸法及び重量を測定して比重を求め、次いで正角材をスパン364 cmで中央集中荷重の曲げ試験を行いヤング係数を測定した。合成梁の構成材はヤング係数の隣接している3本を1組として選び出した。

表2-1に正角材の曲げヤング係数および比重を示す。合成梁は波釘のみの接合によるものを3体、波釘と接着剤を併用した接合によるものを3体、合計6体作製した。この接合に使用した大型波釘を打つ機械は今のところないので、波釘をガイドで

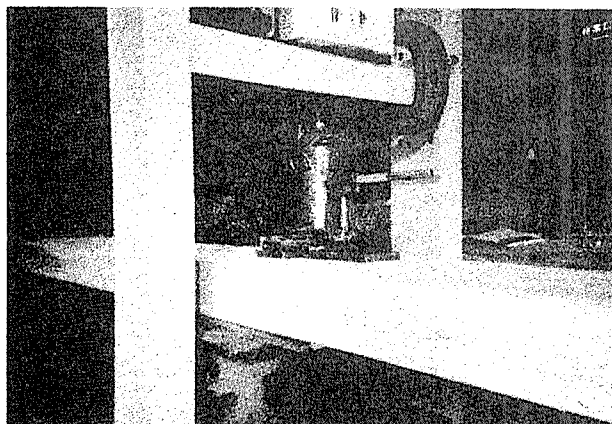


写真2-1 ジャッキによる波釘の打ち込み



写真2-2 コーキングガンによる接着剤の塗布

表 2-1 構成材（正角材）の曲げヤング係数と比重

合成梁記号	構成材番号	曲げヤング係数 ($\times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$)	比重*
G-1	1	73.2	0.494
	2	75.2	0.474
	3	75.2	0.470
G-2	1	81.6	0.587
	2	82.4	0.518
	3	86.6	0.459
G-3	1	80.4	0.525
	2	79.3	0.466
	3	81.3	0.470
N050	1	86.5	0.438
	2	86.5	0.471
	3	87.6	0.446
N100	1	81.2	0.434
	2	80.6	0.493
	3	81.5	0.521
N150	1	77.9	0.555
	2	93.1	0.447
	3	79.5	0.474

*試験時のみかけの比重

固定しておき、オイルジャッキを用いて木材の中に押し入れて接合した（写真 2-1）。操作はまず 2 本の正角材の両面を接合し、残り 1 本の正角材と接合を終えた 2 本の両端をボルト 2 本で軽く固定し、同じ方法により接合するという順序で行った。波釘の間隔は、5 cm、10 cm、15 cm でそれぞれ各 1 体作製した。

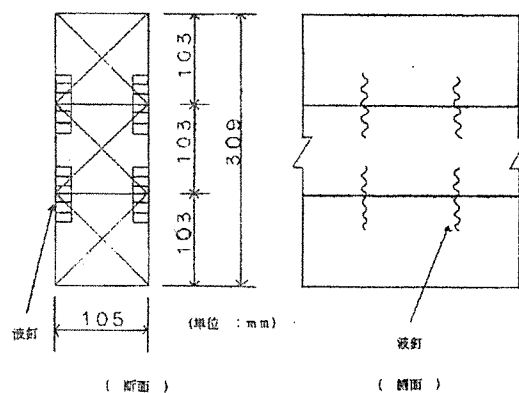


図 2-5 重ね梁の断面と側面

接着剤併用接合の合成梁では、マニユアル³⁾に基づきまずプレーナーがけした面にポリウレタン樹脂をコーキングガンを用いて、5 mm ほどの幅で 2 列に塗布し、その後前述のものと同じ方法で波釘を打ち込んだ（写真 2-2）。接着剤の塗布量は 426.0 g/m^2 であった。図 2-5 に作製した合成梁の断面及び側面を示す。

合成梁の記号は、波釘・接着剤併用接合のものは G-1、G-2、G-3 とし、波釘

接合のものは、波釘の間隔が5 cm、10 cm、15 cmの順にN050、N100、N150とした。

接着剤併用接合の合成梁は曲げ試験を行うまで横置きにして、8月21日～10月7日の48日間実験室内に放置した。

2-2-3 曲げ試験

合成梁の曲げ試験方法を図2-6に示す。正角材のヤング係数測定の実験と同じように、スパン364 cmの中央集中荷重で行った。片方の支持点にはローラーを用いた。荷重は設計荷重（固定荷重+積載荷重）までかけて、固定荷重分までもどすという繰り返し負荷とした。これを5回繰り返したのち、合成梁が破壊するまで荷重をかけた。設計荷重は、この合成梁を床梁に

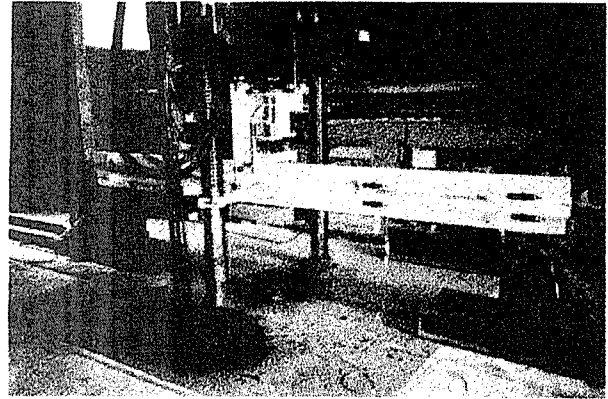
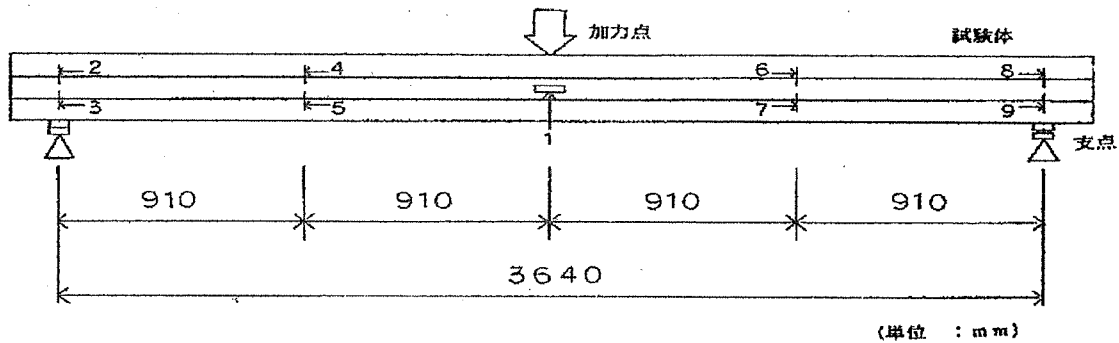


写真2-3 曲げ試験の状況



- 1～9 : 変位計
- 1 : 梁中央のたわみ
- 2～9 : 梁部材のずれ

図2-6 重ね梁の曲げ試験方法

使用することを考えて、固定荷重65 kgf/m²、積載荷重130 kgf/m²、梁の間隔1.82 mとすると、設計荷重： $Pd = (1.82 \times 3.64) \times 195 = 1292$ kgfとなるのでこれを1300 kgfとした。たわみはスパン中央1ヶ所を測定した。層間のずれをみるために、中央から91 cm、182 cmの所に変位計を設置し、材相互の相対すべりを測定した（写真2-3）。

2-2-4 小試片による接着力試験

図2-7に示すような小試片で波釘併用接着の接着力試験を行った。木材は気乾状態のスギを用いた。7個の試験片を作製し、試験までおよそ1週間室内で養生した。

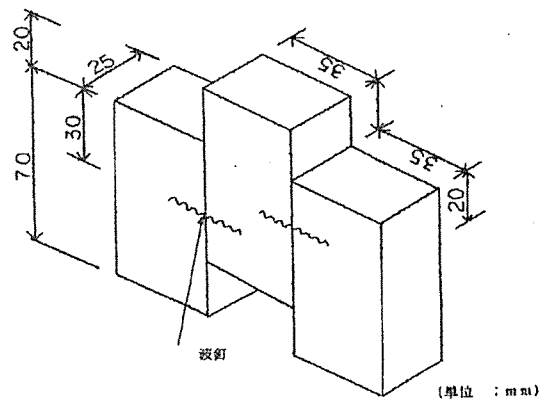


図2-7 接着力試験片

2-3 結果と検討

2-3-1 小試片による接着力試験

接着力試験の結果を表2-2に示す。これを既に行われている同様の接着力試験の結果¹⁾と比較すると、 26.1 kgf/cm^2 に対し本実験では 32.9 kgf/cm^2 でやや高めの値が得られた。

表2-2 接着力試験結果

試験片番号	比重*	最大荷重 (kgf)	接着力 (kgf/cm ²)
1	0.524	620	24.8
2	0.536	840	33.6
3	0.552	935	37.4
4	0.576	1100	44.0
5	0.590	790	31.6
6	0.588	610	24.4
7	0.599	855	34.2
平均	0.566	821	32.9
標準偏差	0.0316	164	6.4

*気乾比重

2-3-2 波釘・接着剤併用合成梁の曲げ試験

図2-8に荷重-たわみ曲線を示す。いずれも破壊点までほぼ直線的に荷重が上昇している。また繰り返し負荷による残留たわみはほとんど現れていない。合成梁G-1は、引張側下縁部の節付近から破壊が発生した(写真2-4)。G-2は上部と中間部材の間の接着層にずれが生じて一担荷

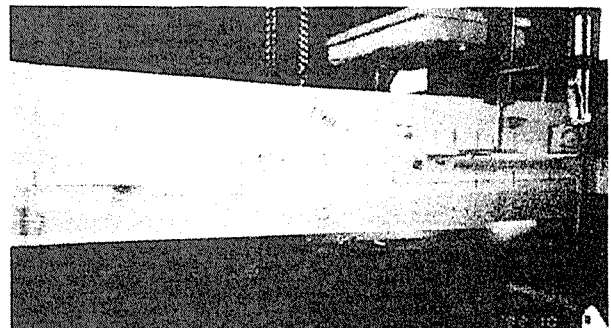


写真2-4 下縁部節付近から破壊した重ね梁(G-1)

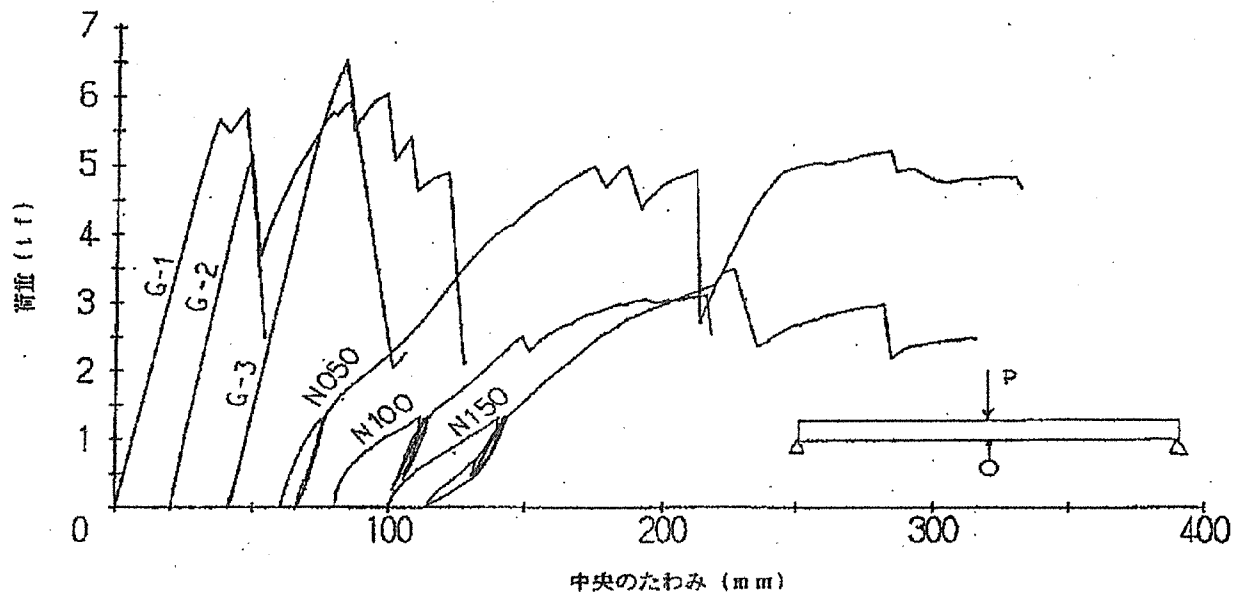


図 2-8 荷重-たわみ曲線

重は低下したが、荷重は更に上昇し、最終的に下部木材の節の近くで破壊している

(写真 2-5)。G-3 は突然引張破壊を起こしたが、接着層にずれはみられなかった (写真 2-6)。

G-2 が接着層破壊を起こした時の接着層のせん断応力は、 10.7 kgf/cm^2 で、小試片から求めた接着力の値 32.9 kgf/cm^2 と比べてみると、かなり低い値であった。これは、合成梁を実験室内で放置した際に横置きにしてしまったことが理由の1つとして考えられる。また、接着力は小面積の試験片で試験を行ったものほど高い値が得られるという傾向も両者の値の違いの一因と考えられる。

2材間の層間のすべりは、図 2-9、10 に示すように非常に少なく、破壊時でたかだか 0.2 mm 程度である。

曲げ試験の結果を表 2-3 に示す。ここ

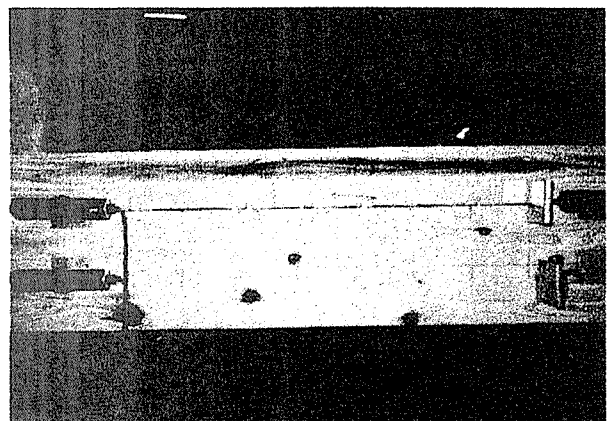


写真 2-5 接着層の剥離を起こした重ね梁

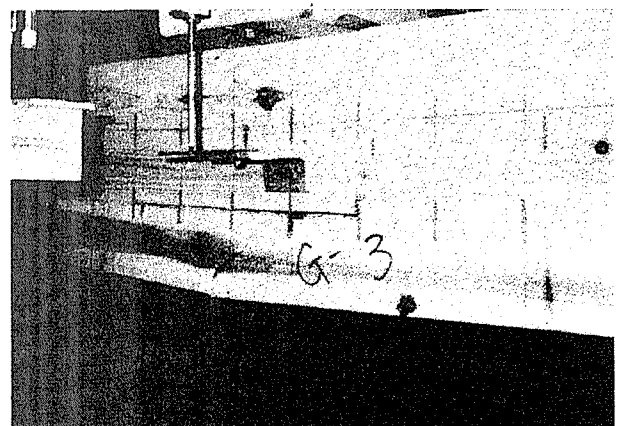


写真 2-6 最下層材の引っ張り破壊

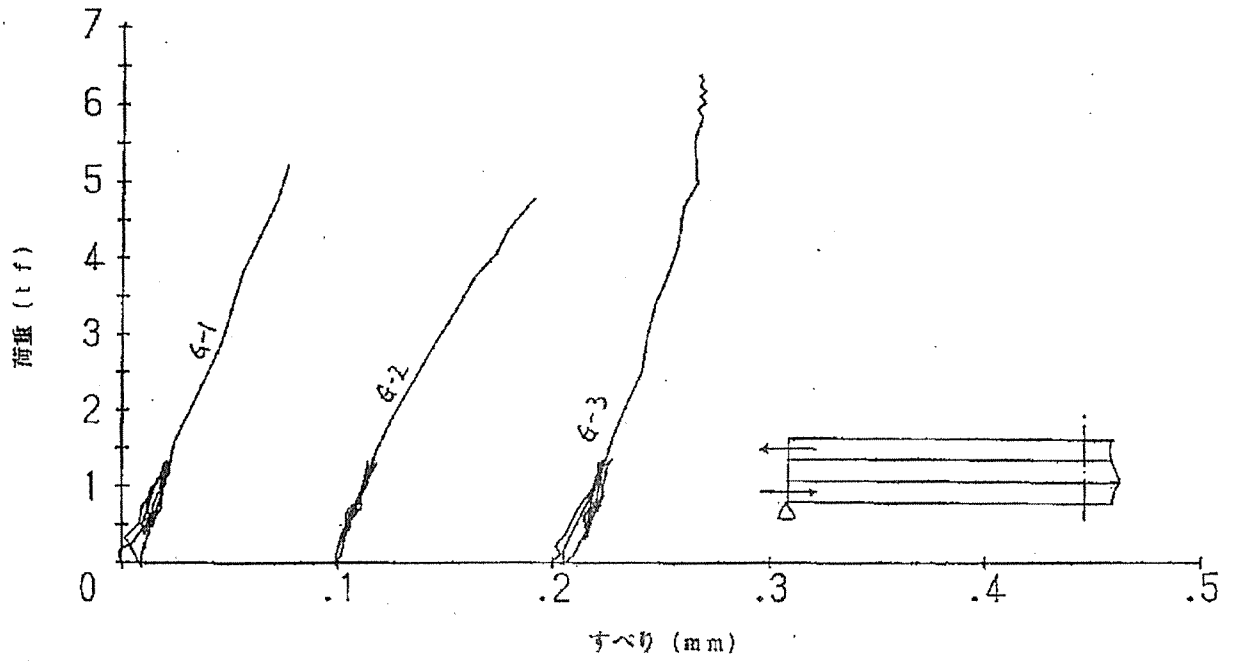


図 2-9 荷重と層間すべりの関係 (接着剤併用試験体)

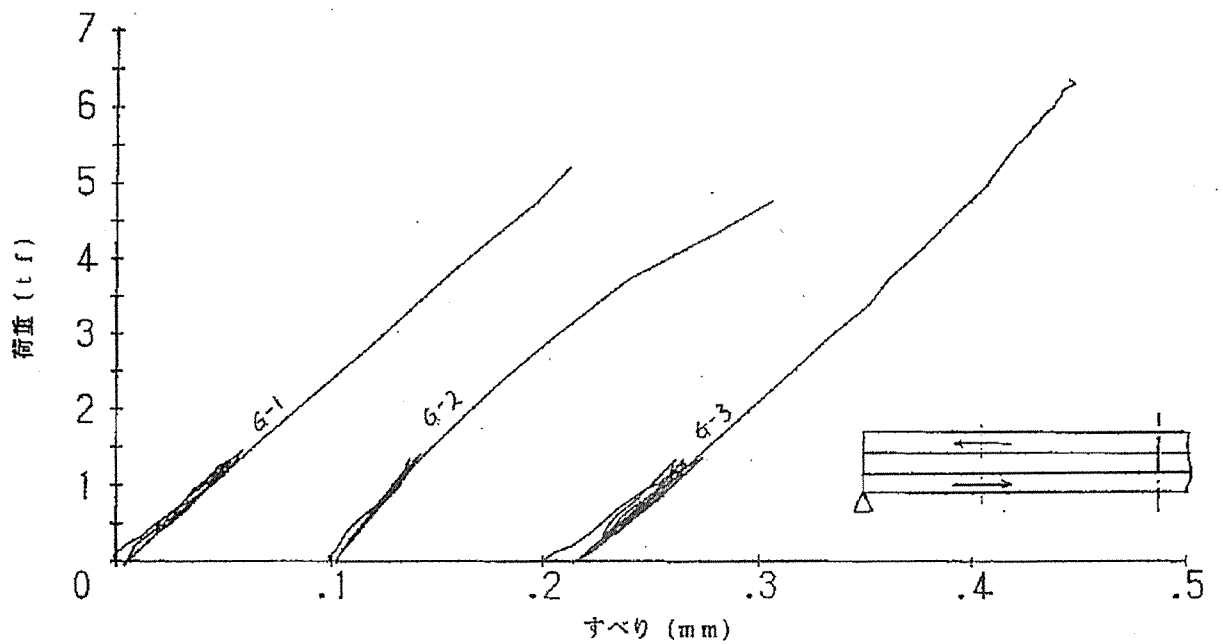


図 2-10 荷重と層間すべりの関係 (接着剤併用試験体)

表 2-3 重ね梁の曲げ試験結果

合成梁記号	最大荷重 (kgf)	曲げ破壊係数* (kgf/cm ²)	曲げヤング係数* (×10 ³ kgf/cm ²)
G-1	5790	313	61.8
G-2	6010	322	78.8
G-3	6490	348	55.8
N050	5180	280	32.1
N100	3080	165	15.9
N150	3480	191	12.6

*見かけの全断面について

で曲げ破壊係数は、合成梁の断面が一体化しているものと仮定して計算した値である。この曲げ破壊係数を、建築基準法施行令のスギの材料強度と比較してみると、施行令のスギ材料強度が225kgf/cm²であるので、G-1、G-2、G-3のいずれも上回っていることがわかる。また、表2-4にみるように、相間にすべりがないと仮定して計算したたわみは、実験値といずれもよく一致しているといえる。ただし、この計算たわみには、曲げたわみに次のようにして求めたせん断たわみを加えてある。

$$\text{せん断たわみ} : \delta = \frac{P L^3}{48 E I} \left(1.5 \times \frac{h^2}{L} \times \frac{E}{4000} \right)$$

P : 荷重 L : スパン h : 試験体のせい

I : 断面2次モーメント 4000 : せん断弾性係数 (一定とした)

E : 正角材のヤング係数から求めた等価のヤング係数

表 2-4 たわみの実験値と計算値の比較

合成梁記号	設計荷重時たわみ (cm)	対スパン比	計算たわみ (cm)
G-1	0.81	1/449	0.81
G-2	0.63	1/578	0.73
G-3	0.89	1/409	0.76
N050	1.56	1/233	1.42
N100	3.13	1/116	2.25
N150	4.05	1/90	2.98

2-3-3 波釘接合合成梁の曲げ試験

図2-8に荷重-たわみ曲線を示す。N050では設計荷重あたりまではほぼ直線とみなせるが、N100、N150では直線域はかなり低く、曲線状を呈していることがみてとれる。曲線の形から全般に粘りが大きい梁であるといえる。破壊時の模様を1例を写真2-7に示す。

表2-3で、曲げ破壊係数を建築基準法施行令のスギ材料強度と比較してみると、スギ材料強度が 225 kgf/cm^2 であることから、N100、N150では施行令の値を下回っていることがわかる。しかし梁としての性能をみるには、曲げ試験で得た最大荷重と設計荷重を比べて、安全余裕がどのくらいかをみればよい。曲げ試験から得た最大荷重をみてみると、N100で 3080 kgf 、N150で 3480 kgf となっており、設計荷重 1300 kgf にたいしてそれぞれ2.4倍、2.7倍になる。設計荷重に対しては安全余裕が3.0倍以上必要と考えられるのでこの2つの合成梁は強度不足といえる。

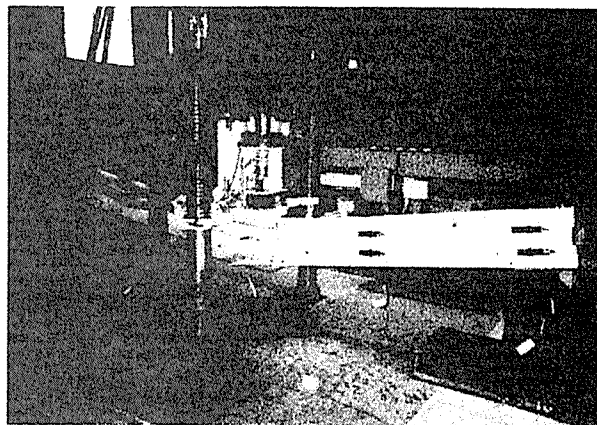


写真2-7 波釘接合重ね梁の破壊状況

スパン中央のたわみを計算するには、式(21)からわかるように波釘のスリップ係数が必要である。ここでは、大型波釘をスギに打ち込んで行ったせん断試験のデー

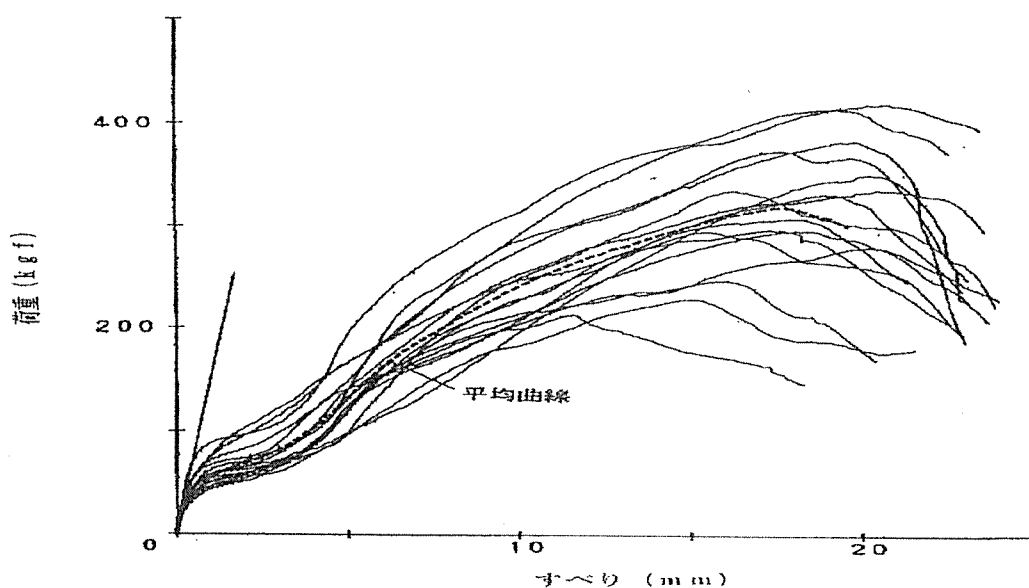


図2-11 荷重-すべり曲線 (大型波釘、スギ)

表 2-4 計算したたわみと実験値の比較

合成梁記号	設計荷重時たわみ (c m)	対スパン比	計算たわみ (c m)
G-1	0.81	1/449	0.81
G-2	0.63	1/578	0.73
G-3	0.89	1/409	0.76
N050	1.56	1/233	1.42
N100	3.13	1/116	2.25
N150	4.05	1/90	2.98

タ⁵⁾を参考にした(この実験は前年度実行)。波釘は、本研究のものと同じでスギは平均比重0.401(標準偏差0.059)、16個の試験体で行っている(図2-11)。この結果から得られた平均傾き(スリップ係数)155kgf/cm²を以後の計算に用いた。

たわみについて実験値と計算値を比較したものを表2-4に示した。スパン中央のたわみを設計荷重のときについて比べてみると、N050では計算式から算出したたわみが、1.42cmであるのにたいして、実験結果が1.56cmとほぼ一致した。しかしN100、N150については計算から求めた値と比較して、実験結果との間にかなり差があった。その理由として、計算式に用いたスリップ係数がスリップの小さいところで求めた

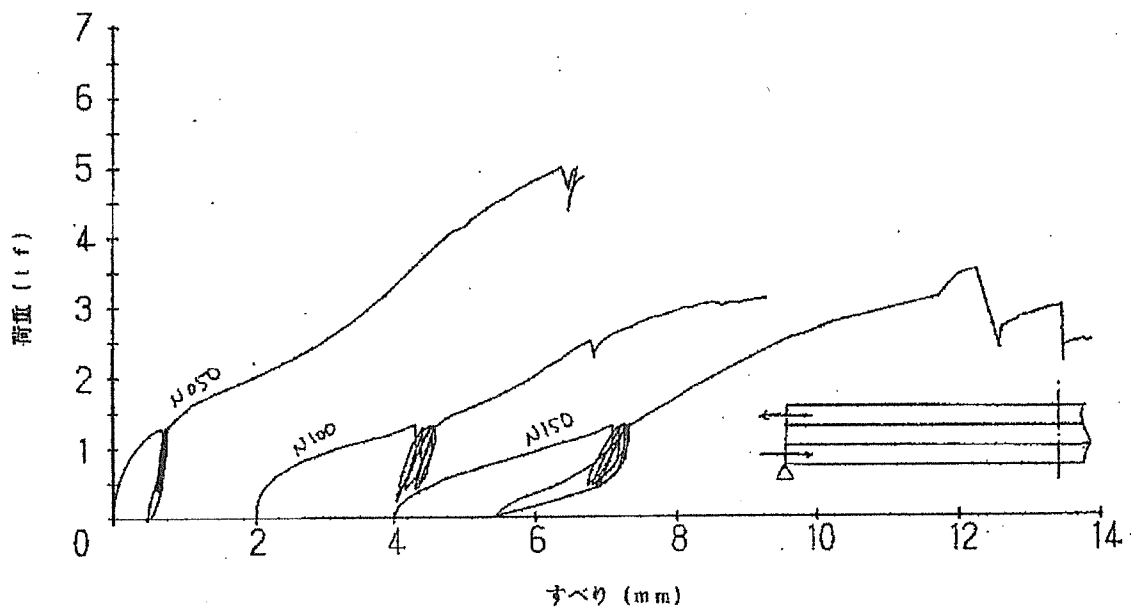


図 2-12 荷重と層間すべりの関係(波釘接合試験体)

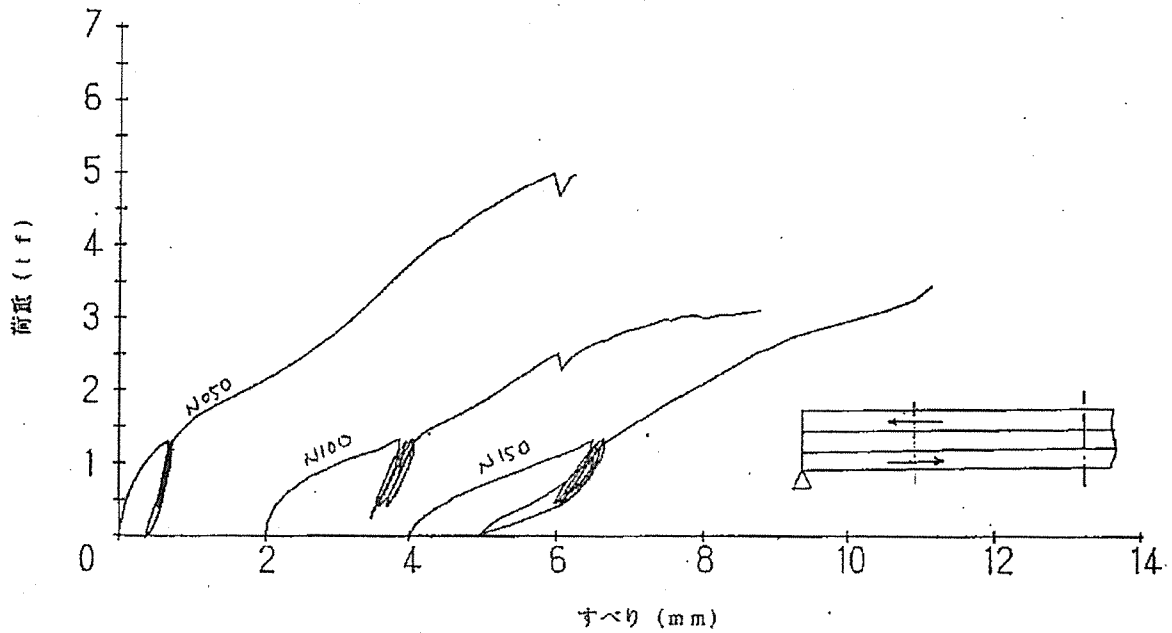


図 2-13 荷重と層間すべりの関係 (波釘接合試験体)

みてみると、N100、N150では設計荷重あたりの層間の相対ずれが、スリップ係数を考えたあたりよりもかなり大きくなっていることがわかる。N100、N150の設計荷重時での相対ずれは、それぞれ2.34 mm、3.03 mmなので、図2-11の平均曲線においてこれらのすべりに対応するところと、原点を結んだ直線（割線）からスリップ係数を求め、これを用いてたわみを計算してみると、N100で3.21 cm、N150で4.32 cmとなり実験結果とほぼ等しくなった。このことから式(21)は、層間すべりの大きいものでも、割線係数を用いることにより、梁のたわみを計算できることがわかった。

N150における最終荷重段階での層間のすべりの模様を写真2-8に示す。

N050では、実験結果が計算たわみとほぼ一致したが、スパン(364 cm)の1/300が1.21 cmであることから剛性が足りないといえる。設計荷重1300 kgで中央のたわみが1.21 cmになるのは、計算式から間隔2.35 cmで波釘を打った場合である。しかし、5 cmよりも間隔をせばめて波釘を打つことは困難であると思

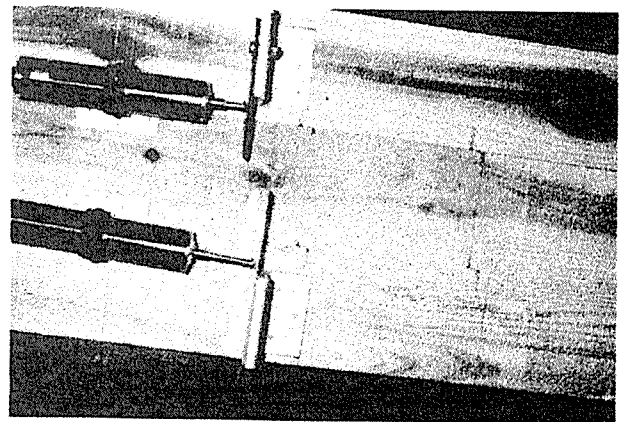


写真 2-8 波釘接合試験体の層間のすべり

われる。そこで5 cmが波釘を打つ限界として、梁の中央のたわみが1.21 cm以内を満たすように、梁と梁の間隔を狭くしていくことを考える。図2-14は梁の間隔を変えた時の、波釘の間隔とスパンの中央のたわみの関係を表した図である。この図から梁の間隔が1.3 m以下であれば剛性が足りることになる。

中央集中荷重の実験から、実験値と理論値がほぼ一致し、たわみが理論から得た計算で求めることができることがわかった。実際使用の場合は等分布荷重になるのでその条件で考えてみる。

図2-15は等分布荷重時に梁の間隔を変えた際の波釘の間隔とスパンの中央のたわみの関係を表したものである。この図から、スパン364 cm、梁間隔1.8 mという条件では波釘間隔は5 cm程度でよいことがわかる。波釘を10 cm間隔で打った場合に剛性を満たすためには、梁の間隔を1.5 m以下にする必要があるということなどが、この図から読み取ることができる。

2-4 まとめ

本実験から得た結果を次のようにまとめた。

- 1 ここで用いた理論式は、合成梁の層間すべりが、スリップ係数を考えた範囲内であれば、たわみ計算に有効である。

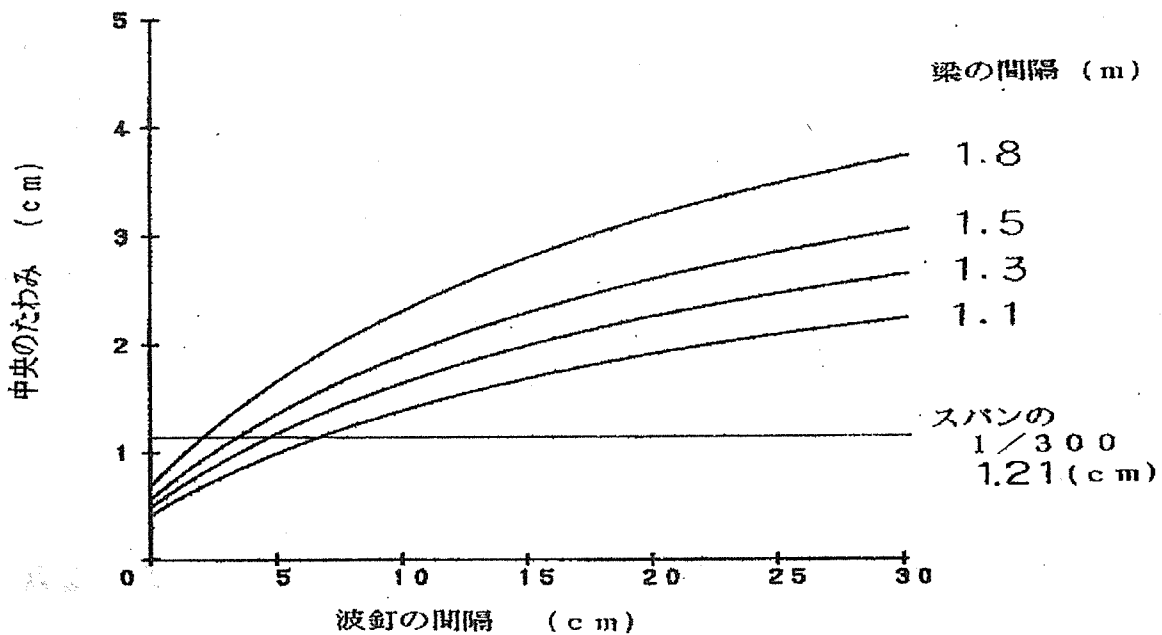


図2-14 波釘の間隔とたわみの関係 (中央集中荷重)

また、すべりがスリップ係数を考えた範囲外であっても割線係数を用いること
 によってたわみを計算できる。

2 接着剤を併用して接合した合成梁は、想定した床梁として強度、剛性ともに充
 分なものであった。

3 波釘接合の合成梁では、波釘の間隔が5 cmのものでは、強度、剛性とも充分
 であった。

波釘間隔を広げた梁では、設計のクライテリアを満たす条件を理論式を展開し
 て得たチャートから求めることができる。

おわりに

今回用いた特製の大形波釘を用いて作製した重ね梁は、2間の床梁として十分な
 性能を有していることが判った。このような大形波釘の釘打機があれば、波釘による
 重ね梁も可能と思われる。

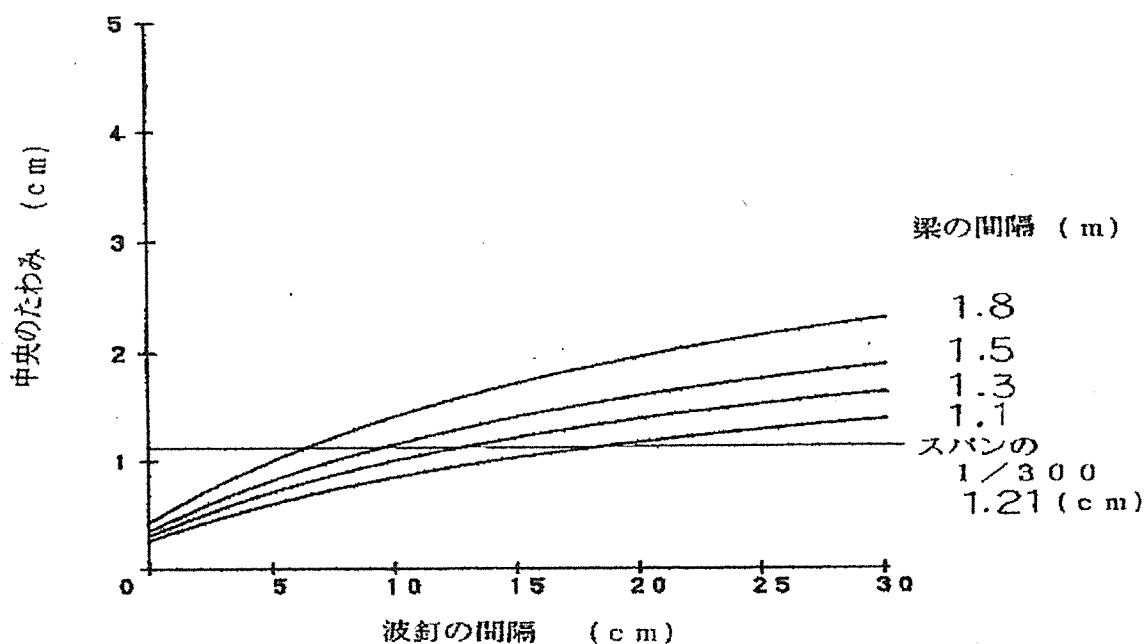


図2-15 波釘の間隔とたわみの関係 (等分布荷重)

参考文献

- 1) 平嶋義彦、鷺海四郎、井上明生、小野泰、小松幸平：正角材を用いた接着重ね梁の曲げ性能
- 2) 木造軸組構法等の開発業務報告書—合成梁等の利用開発—
日本住宅・木材技術センター， 1985
- 3) 複合梁開発：技術開発推進事業報告書
日本住宅・木材技術センター， 1989
- 4) 松本芳紀、山田孝一郎、上嶋賢治：鋼板補強木造ばりの挙動に関する理論的研究（その1 鋼板補強木造ばりの弾性挙動）
- 5) 複合梁開発：技術開発推進事業報告書
日本住宅・木材技術センター， 1992

第3章 スギ足場板の建築用材としての利用 — LVLとの複合による曲げ性能の向上

3.1 はじめに

1987年に建築基準法が大幅に改正になり、大断面木造建築や木造集合住宅の設計の自由度が広がった。今まで、大断面木造建築の主役は集成材であったが、2階建や3階建の木造住宅の梁に使うには、まだコストが高すぎる。一方、国内の林業を見ると、スギの並材や中目材の供給が過剰になりつつある。このような情勢を踏まえて、本研究を計画した。特に中目材は柱を採るには太すぎ、足場板としてのみ利用するのはもったいない。そこで、LVLとの複合によって、曲げ性能の優れた、複合梁を設計し、建築構造用材として、付加価値を高めることを考えた。

梁として問題となるのは、強度以上に曲げ剛性とクリープ性能である。本年度は実大の複合梁とその1/3模型の複合梁について、LVLとの複合形式と曲げ剛性との関係を実験と計算から明らかにした。クリープについては、機会を改めて検討する予定である。

3.2 実験

(1) 実大試験

スギ足場板 (240 x 36 x 4000 mm) 40体について、含水率、比重、曲げヤング係数を測定した。含水率の測定には、モコ2を用い、足場板1体につき6箇所計った。曲げヤング係数は、平使いで、重りを載せて測定した。これらの結果を図3-1に示した。実際に複合梁に用いた足場板の含水率、比重、曲げヤング係数は表3-1に示した。LVLはマイクロラムの2.0Eを用いた。

複合梁として、図3-2の5種類を考えた。

P0タイプ：足場板を木表を外側にして2枚張り合わせた複合梁

P1タイプ：中央に薄いLVLを挟んだ複合梁

P2タイプ：中央に足場板を配し、両側をLVLで挟んだ複合梁

B1タイプ：フランジにLVLをウェップに足場板を2枚接着したボックス
ビームタイプの複合梁

B2タイプ：B1と同じであるが、中空部分にスギを詰めた複合梁

複合梁の製造の際には、スギ足場板とLVLにプレーナがけはおこなわず、1液性ポリウレタン樹脂接着剤を帯状に塗布して接着した。塗布後、約60cm間隔にクランプを用いて圧縮し、一週間養生後、試験に供した。

曲げ試験はスパン3600mm、3等分点2点荷重で行った(図3-3)。加力点付近2箇所には振れ止めをつけた。加力には手動のオイルジャッキを用い、破壊まで行った。

(2) 模型試験

実大実験は、複合梁の剛性や強度特性を直接調べるには、最適だが、実験の費用と労力が甚大である。そこで、実大実験の1/3の模型を作り、模型でも複合梁の剛性と強度の予測が可能であるかどうかを検討した。これが可能となると、複合梁の特性のおおよその検討が付き、必要な実大実験のみを実施すれば良くなる。

今回は実大実験の5タイプにつき、1/3模型を作製し、曲げ試験を行った。複合梁製造の際の接着剤はレゾルシノール樹脂接着剤(大鹿レジンディアノール40号)を用いた。試験体の名称は実大実験の名称の前にMをつけた(MP0など)。

模型実験に用いたスギのMOE、含水率、比重を表3-2に示した。長さは1330mmである。試験方法は実大実験と同様で、スケールを1/3にしたものである。

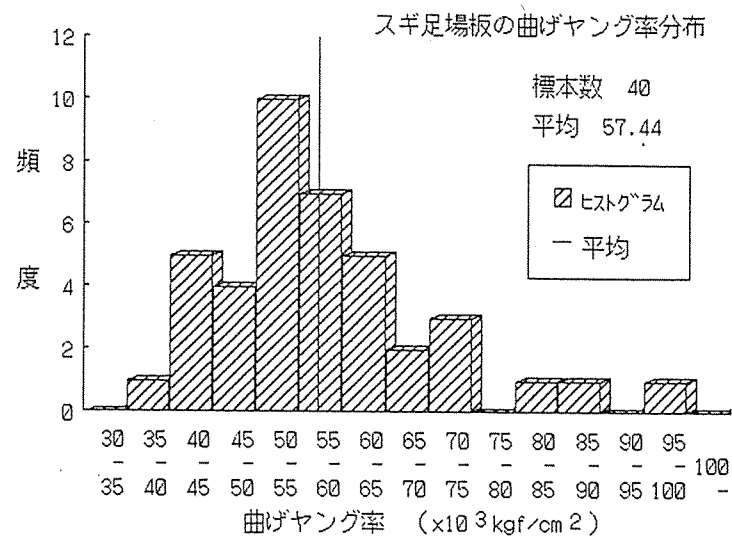
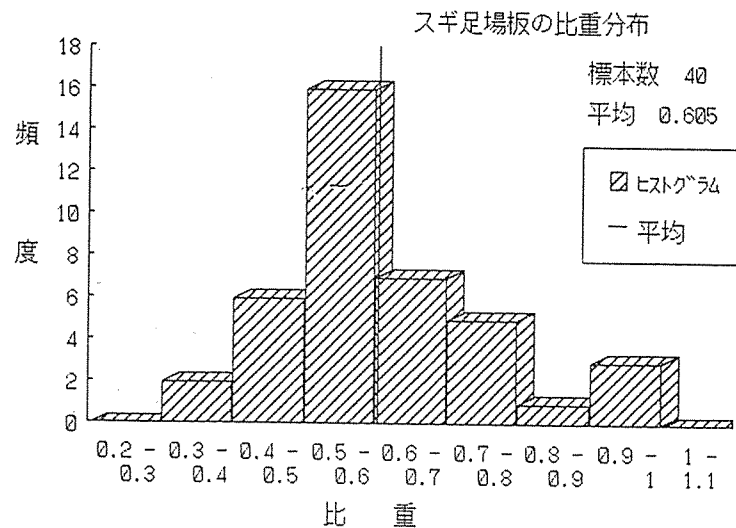
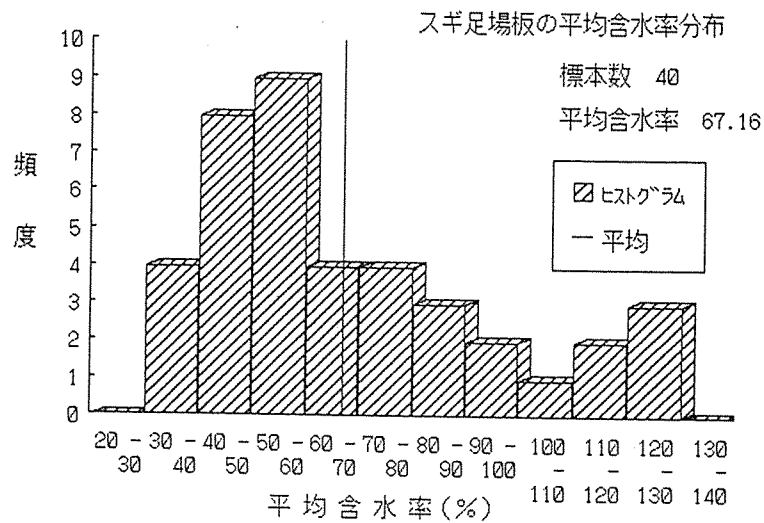


図 3 - 1. スギ足場板の平均含水率、比重および曲げヤング係数の頻度分布

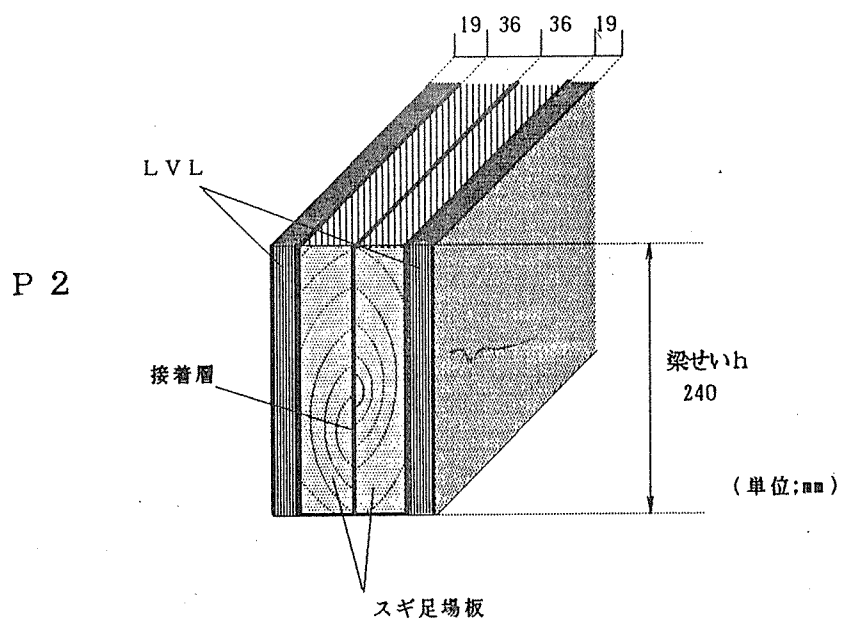
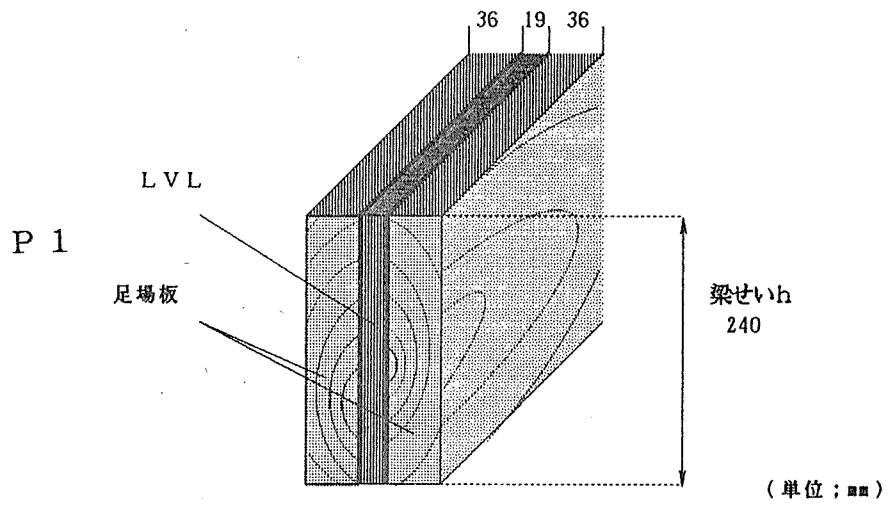
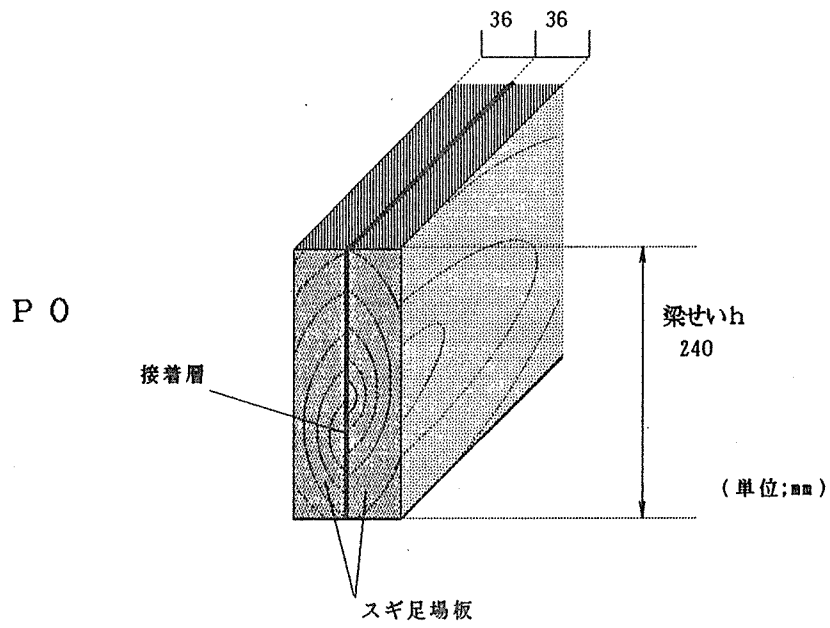


図 3 - 2 . 実大実験に用いた複合梁の断面形状.

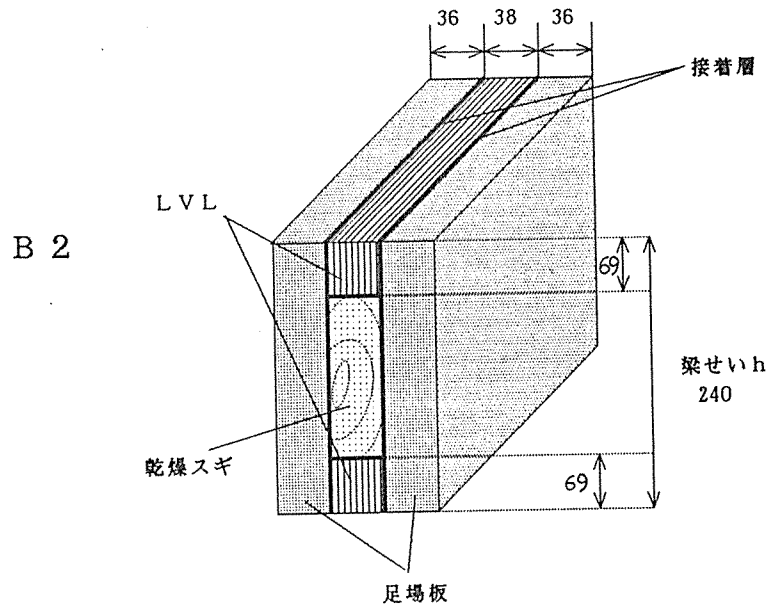
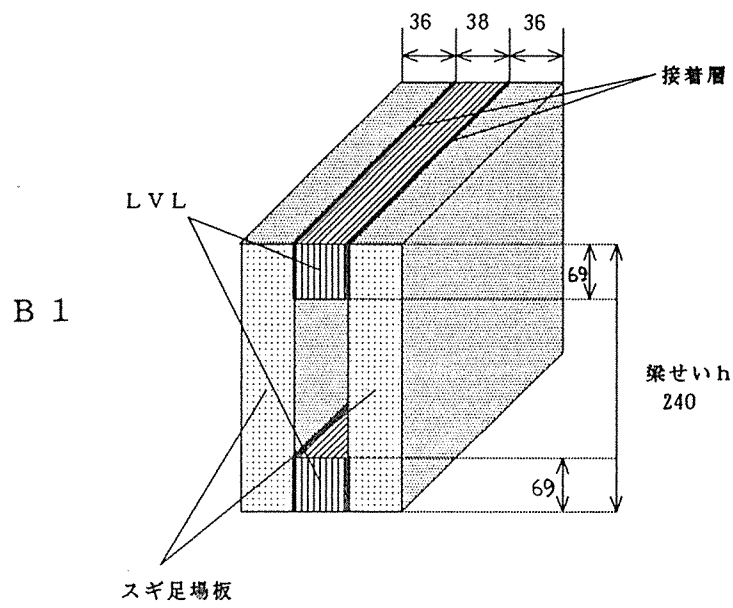


図 3 - 2 . 実大実験に用いた複合梁の断面形状。

表 3 - 1. 実大複合梁を構成するスギ足場板の材質

試験体	エレメント	MOE *1	含水率(%)	比重
B 1	S 1	51.9	35.0	0.50
	S 2	52.9	59.9	0.61
B 2	S 1	54.4	123.5	0.96
	S 2	54.8	87.9	0.65
	S 3 *2	50.0		
P 1	S 1	50.2	51.4	0.49
	S 2	52.8	116.8	0.90
P 2	S 1	53.9	46.1	0.47
	S 2	54.0	48.0	0.58
P O	S 1	50.0	61.1	0.52
	S 2	51.3	52.9	0.50

*1:MOE ($\times 10^3 \text{kgf/cm}^2$)

*2:空洞部に埋めたスギ

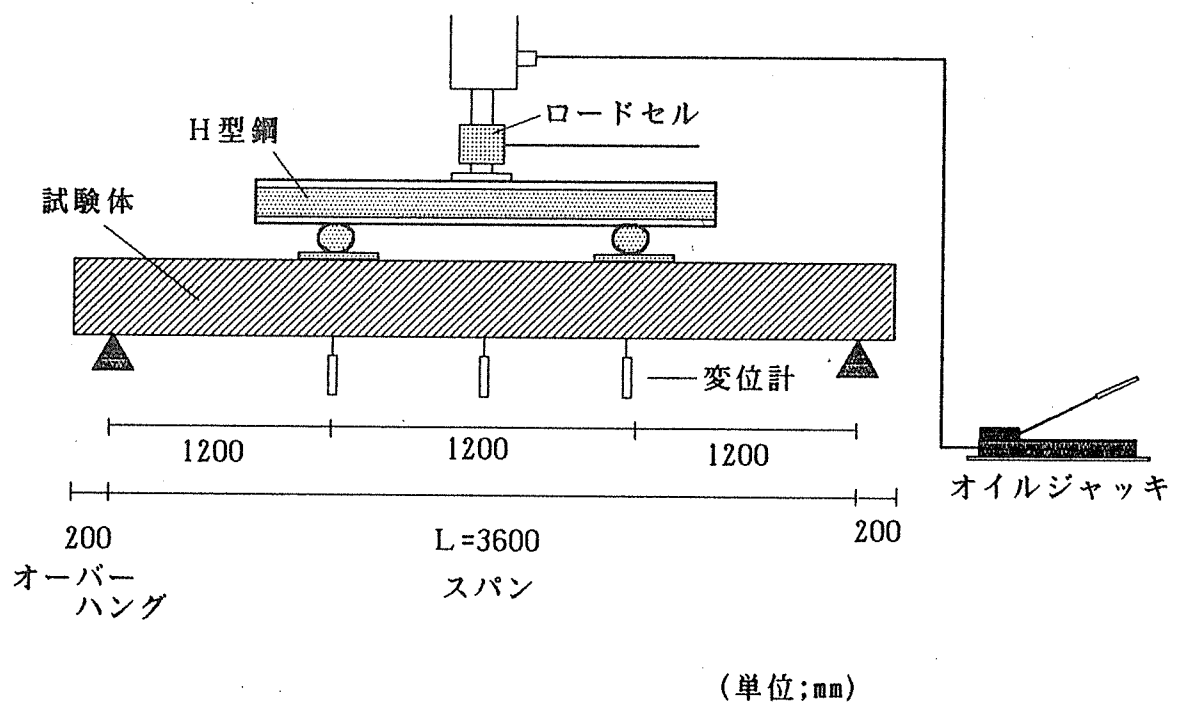


図 3 - 3. 実大複合梁の曲げ試験方法

表 3 - 2. 模型複合梁を構成するスギ足場板の材質

試験体	エレメント	MOE *1	含水率(%)	比重
MB 1	S 1	65.8	26.3	0.40
	S 2	56.7	38.0	0.44
MB 2	S 1	66.1	34.1	0.41
	S 2	63.3	34.4	0.41
	S 3 *2	50.0		
MP 1	S 1	67.5	26.6	0.44
	S 2	55.5	36.9	0.46
MP 2	S 1	68.0	31.0	0.40
	S 2	67.2	31.6	0.40
MPO	S 1	71.9	21.4	0.38
	S 2	73.7	21.1	0.39

*1:MOE ($\times 10^3 \text{kgf/cm}^2$)

*2:空洞部に埋めたスギ

3. 3 結果および考察

(1) 実大実験

表3-3は梁全体に対してLVLの占める割合VL, 最大荷重 P_{max} , 曲げ剛性EI, 曲げヤング係数MOE, 曲げ破壊係数MORの一覧表である。図3-4に荷重-たわみ曲線の実験値と線形計算による直線を示した。実験曲線が計算直線のやや下にあるが、ほぼ実験と計算が一致した。図3-5に5種類の試験体を一枚の図に表した。P0は設計荷重がかかった時、たわみが $L/300$ をオーバーするので、不適である。LVLを複合した他の梁はたわみ制限をクリアーしている。すなわち、スギだけではたわみが大きくなりすぎて、実用に供するには問題がある。すなわち、ここにLVLとの複合の意義がある。

破壊形態はP0, P1, P2は引張側の破壊で、B1とB2は図3-6のようであった。B1はウエップの欠点部分でのせん断破壊であったため、LVL複合のメリットがあまり生かせなかった。

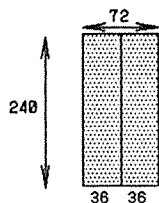
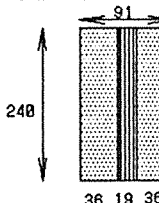
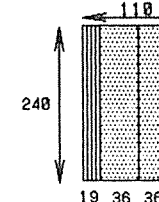
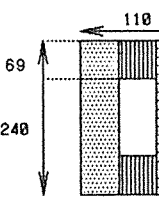
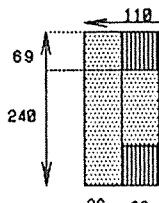
図3-7と3-8にVLとMOE, およびVLとMORの関係を示した。参考値として、マイクロラム2.0Eと、TJIをプロットした。直線はLVLとスギのみの2点を結んだものである。これを見ると、LVLとスギを並列に複合した場合(P1, P2)は、MOEはほぼ直線上にあり、MORはこの直線よりやや下回る。ボックスタイプの複合梁(B1, B2)とTJIは直線より上回っており、LVLの複合効率が高い。MORについては、TJIも含めて、VLと一次比例はしていない。この理由としては、複合梁については、スギの欠点部分が破壊荷重を下げている、また、TJIについてはウエップ合板のつなぎ目による強度低下と考えられる。しかし、実用的にはMOEが重要であるので、複合効果はVLに比例すると考えてよく、ボックスタイプにすれば、さらに10%程度MOEが向上する。

(2) 模型実験

表3-4は模型複合梁の結果である。VLとMOE, およびVLとMORとの関係は、実大実験とほぼ同じ傾向にある(図3-9, 3-10)。図3-11は実大実験と模型実験の2つのVLとMOEの関係を1枚の図にしたものである。実大実験と模型実験の差はほとんど見られない。

図3-12はMOEとMORの関係を示した。実大実験はTJIを含めない回帰直線である。実大実験のMORは模型実験の約75%であった。

表 3 - 3. 実大複合梁の曲げ試験結果

TYPE	断面形状 (mm)	VL *	Pmax (kgf)	EI ^{*1} (cm ⁴)	MOE ^{*2} (kgf/cm ²)	MOR (kgf/cm ²)
P0		0	3110	0.42×10 ⁹	50.7×10 ³	/
				0.43×10 ⁹	52.4×10 ³	270
P1		0.21	4710	0.74×10 ⁹	69.9×10 ³	/
				0.74×10 ⁹	70.6×10 ³	323
P2		0.35	6050	1.06×10 ⁹	83.7×10 ³	/
				1.04×10 ⁹	82.2×10 ³	344
B1		0.23	5285	1.00×10 ⁹	78.9×10 ³	/
				0.88×10 ⁹	70.9×10 ³	309
B2		0.20	5520	1.04×10 ⁹	81.7×10 ³	/
				1.04×10 ⁹	82.4×10 ³	314

*1 *2 曲げ剛性EIとMOEの上段は計算値、下段は実測値

* VL: 梁全体に占めるLVLの材積比

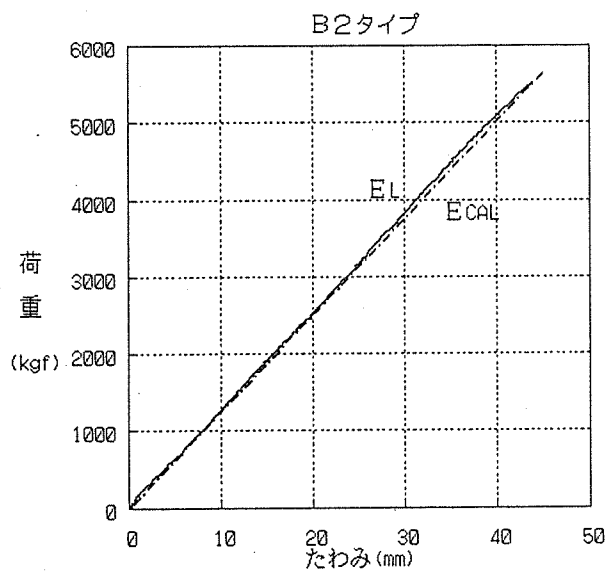
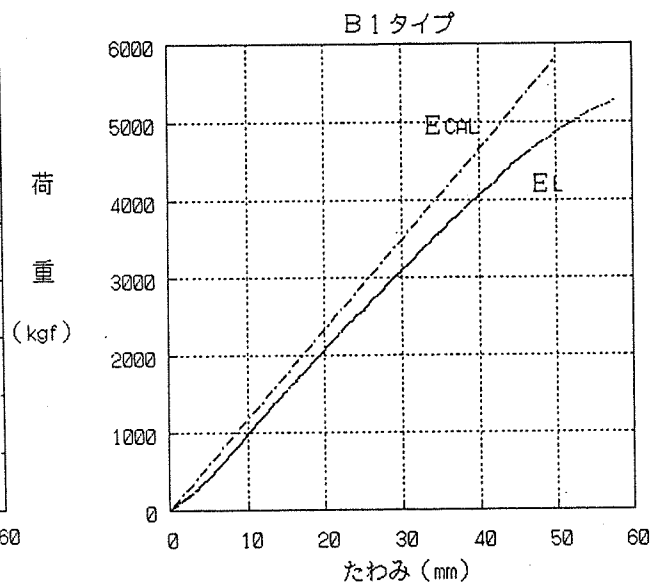
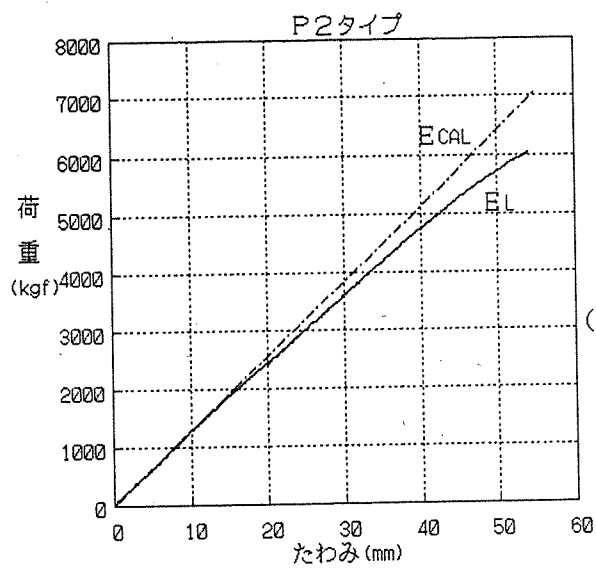
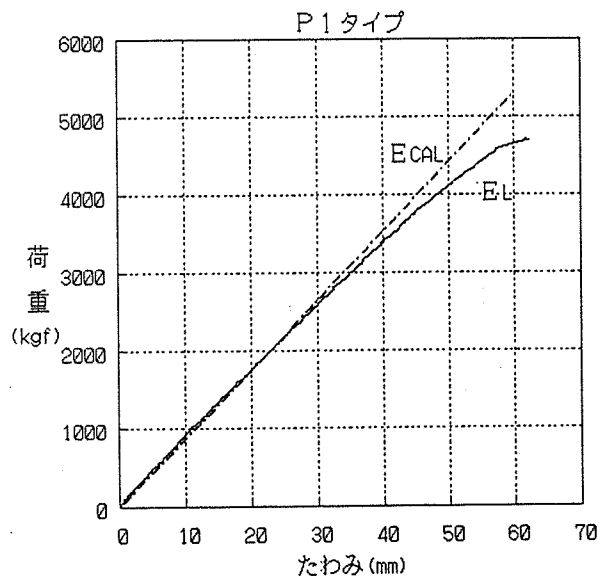
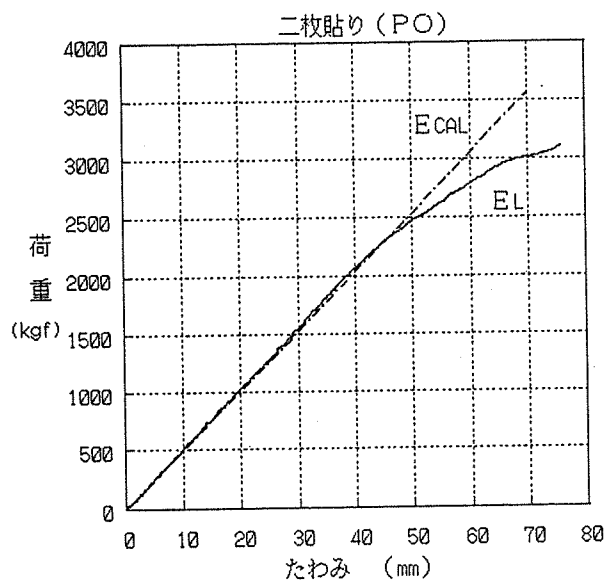


図 3 - 4 . 実大実験における荷重 - たわみ曲線 (EL) と計算直線 (ECAL)

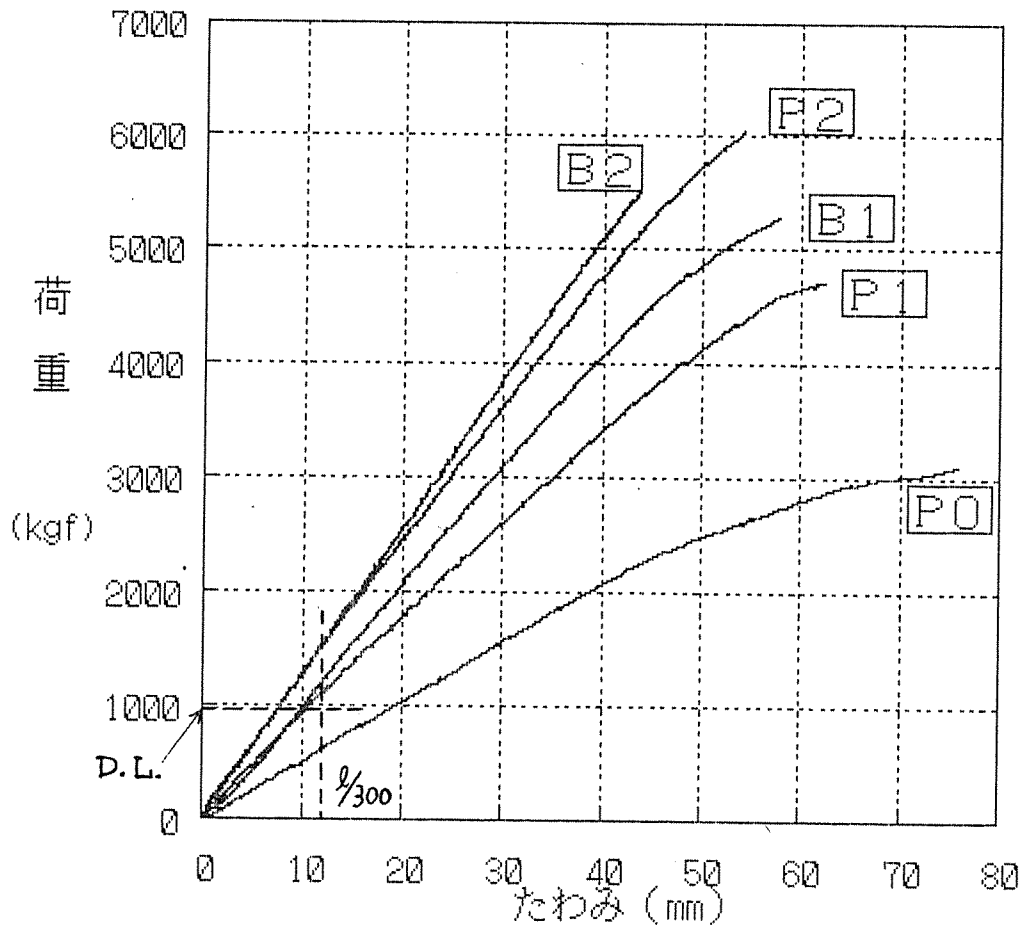
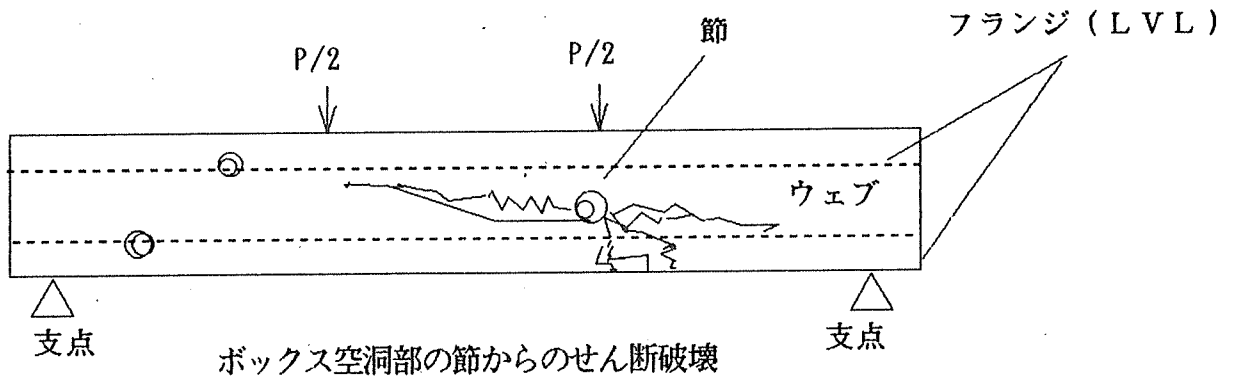


図 3 - 5. 実大複合梁の荷重 - たわみ曲線の一覧

B 1 タイプ破壊形態



B 2 タイプ破壊形態

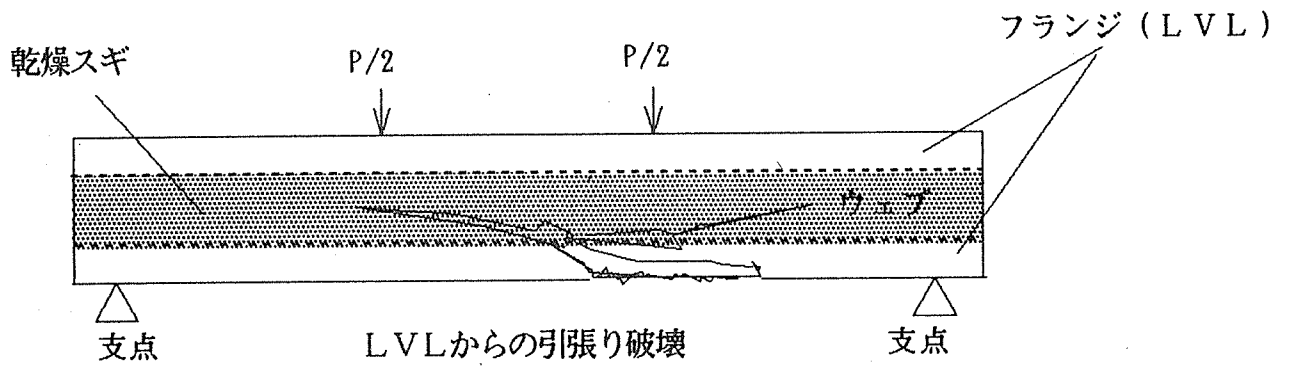


図 3 - 6. B 1, B 2 タイプ複合梁の破壊形態

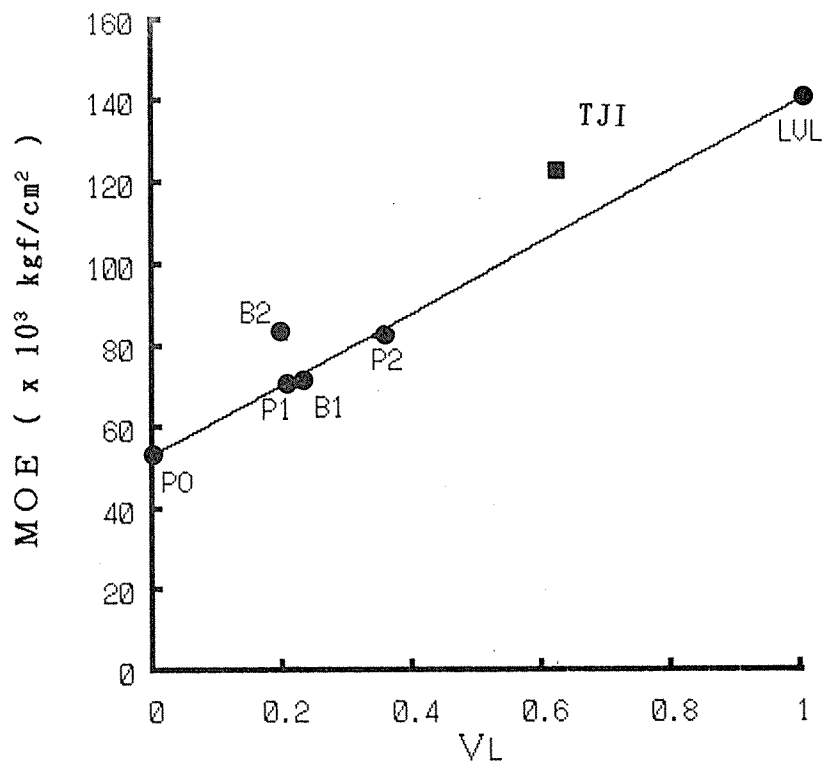


図 3 - 7. 実大複合梁の VL (LVLの体積割合) と MOE の関係

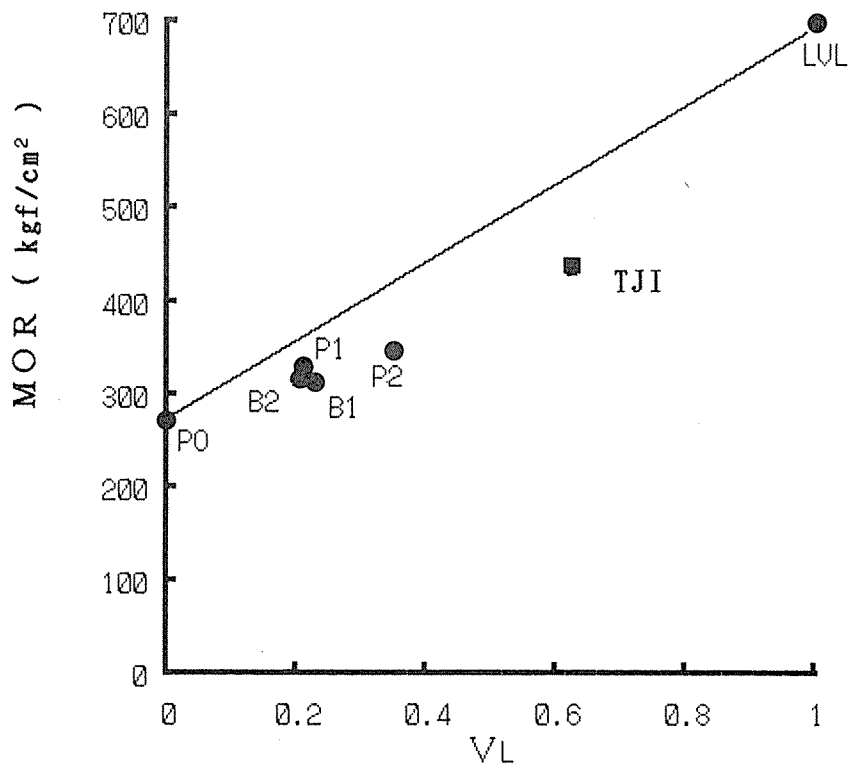
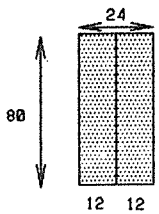
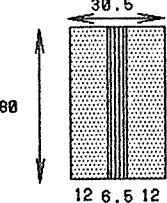
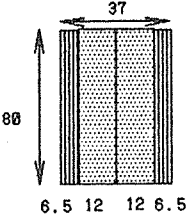
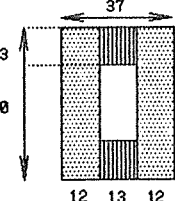
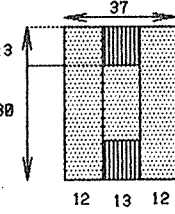


図 3 - 8. 実大複合梁の VL (LVLの体積割合) と MOR の関係

表 3 - 4 . 模型複合梁の曲げ試験結果

TYPE	断面形状 (mm)	VL	P _{max} (kgf)	E I ^{*1} (cm ⁴)	MOE ^{*2} (kgf/cm ²)	MOR (kgf/cm ²)
M P O		0	515	0.75X10 ⁷	72.8X10 ³	/
				0.60X10 ⁷	59.0X10 ³	402
M P 1		0.21	685	1.02X10 ⁷	78.3X10 ³	/
				0.92X10 ⁷	71.0X10 ³	421
M P 2		0.35	795	1.47X10 ⁷	93.0X10 ³	/
				1.20X10 ⁷	76.3X10 ³	403
M B 1		0.24	845	1.34X10 ⁷	85.1X10 ³	/
				1.12X10 ⁷	73.0X10 ³	440
M B 2		0.20	905	1.40X10 ⁷	88.7X10 ³	/
				1.25X10 ⁷	79.4X10 ³	459

*1 *2 E I と MOE の上段は計算値、下段は実験値

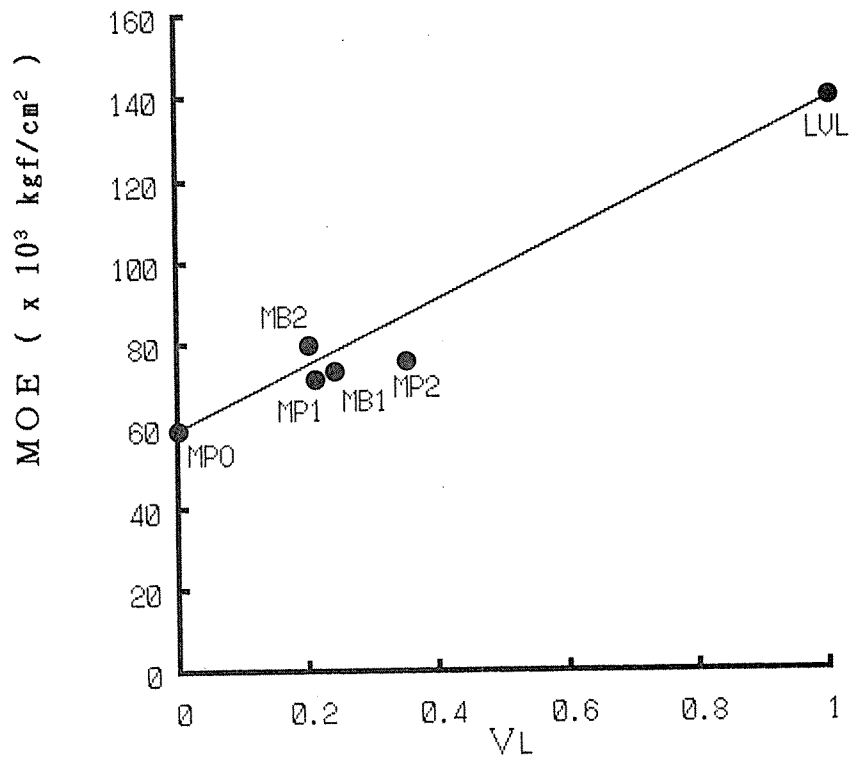


図 3 - 9 . 模型複合梁の VL (LVLの体積割合) と MOE の関係

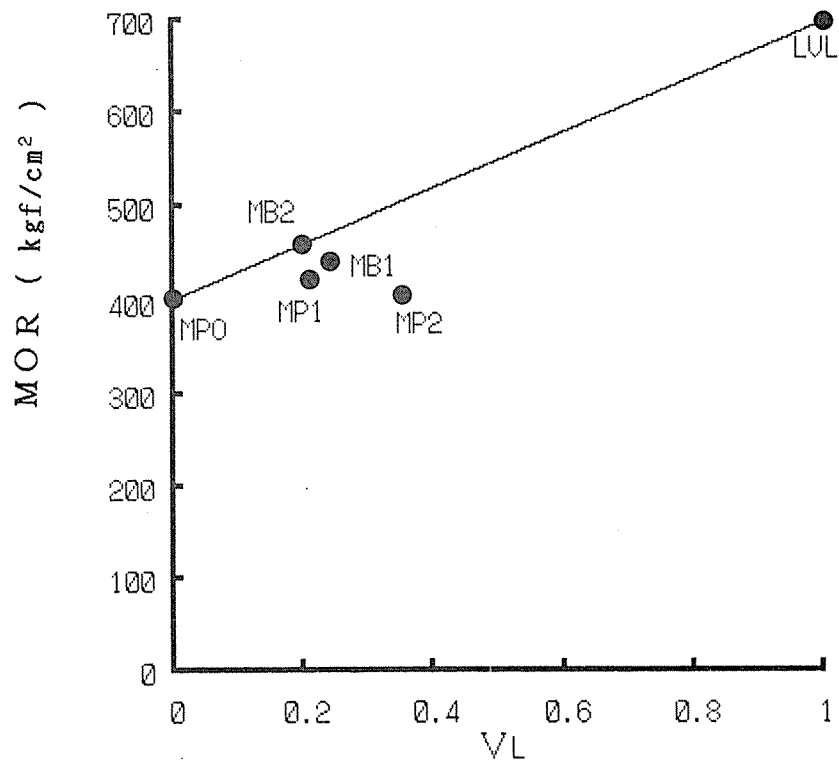


図 3 - 10 . 模型複合梁の VL (LVLの体積割合) と MOR の関係

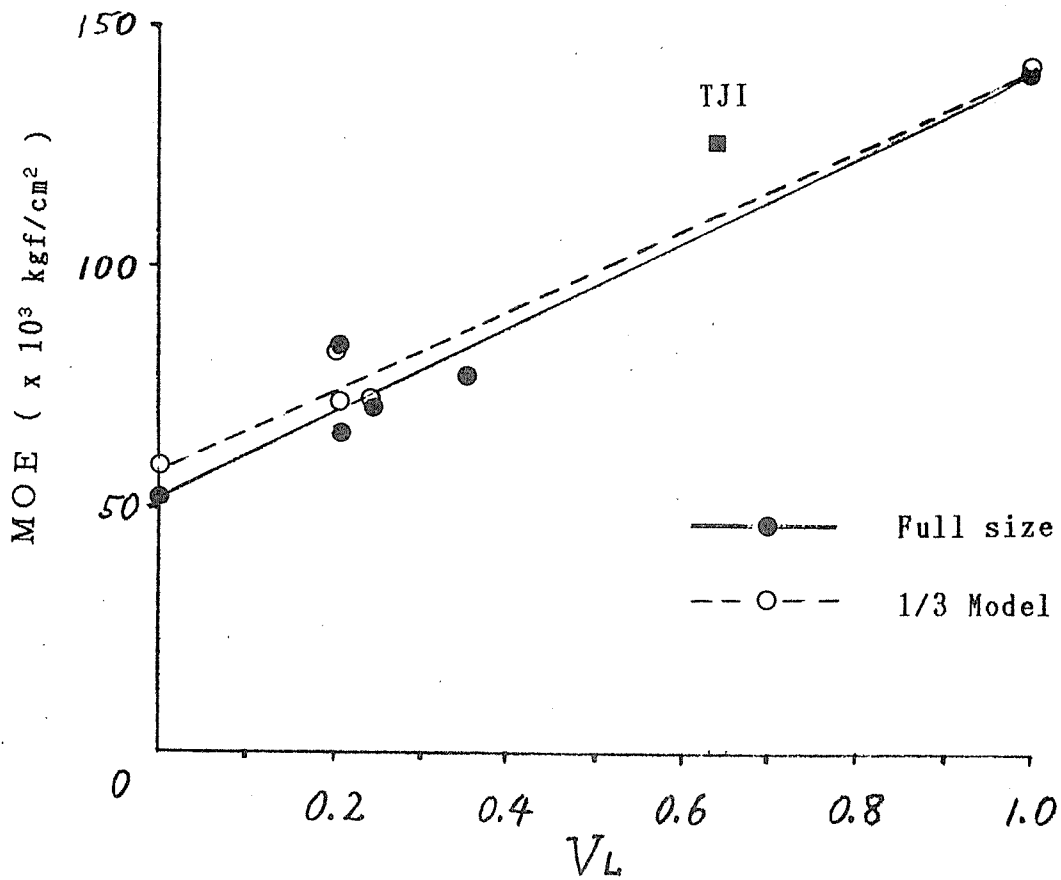


図3-11. 実大複合梁および模型複合梁のVL (LVLの体積割合) とMOEの関係

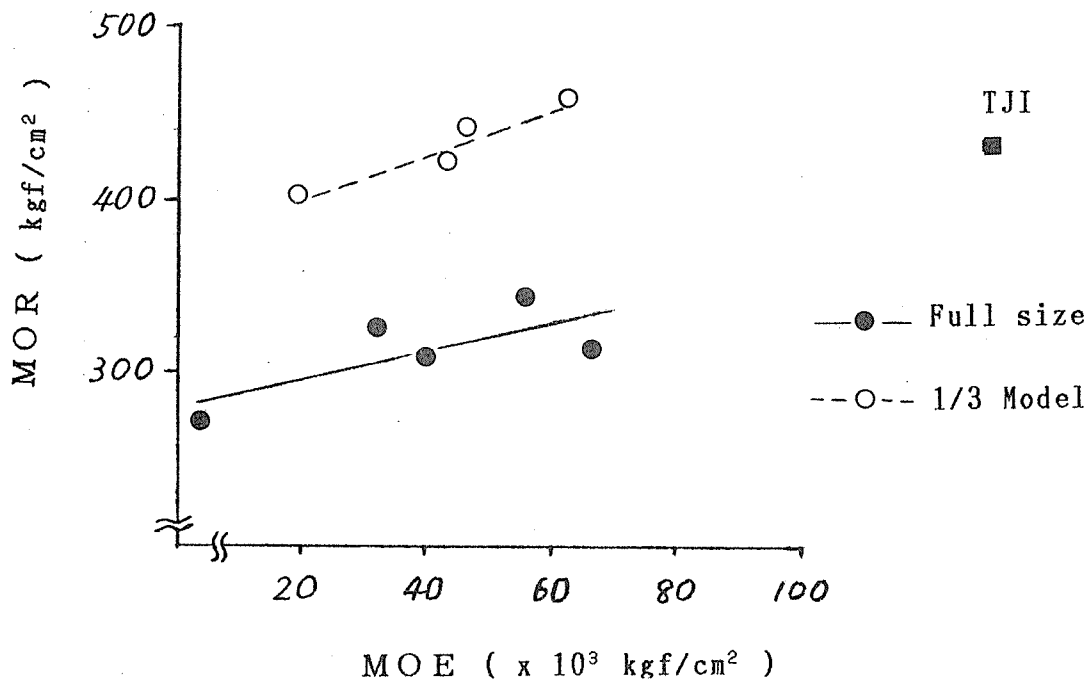


図3-12. MOEとMORの関係 (寸法効果)

3. 4 結論

1. LVLと足場板を並列に積層してLVL複合梁においては、LVLの体積割合（VL）に比例したMOEを得ることができる。LVLの複合割合は、経済性を考えると、0.3が上限であろう。従って複合梁のMOEは、 $MOE=S+(140000-S)*0.3$ と表すことができる。
2. ボックスタイプの複合梁にすると、並列積層の場合よりLVLの複合効果を向上させることができるが、MORの向上はあまり望めない。また、現場での接着作業ならびに接着管理が難しい。
3. 実大複合梁の設計荷重時のたわみは、計算または模型実験によって求めることができる。
4. 模型実験によって実大試験体のMOEやLVLの複合効果を知ることはできるが、MORを推定することは難しい。

第4章 金属板を併用した木材ばりの曲げ性能評価の予測

4. 1. はじめに

木材を横架材として構造物に用いる場合、その必要断面寸法はたわみ制限により決まる場合が多く、強度のわりに曲げヤング係数の小さいスギ材では、このたわみが非常に問題となる。そこで木材、とりわけスギ材を横架材として用いていくためには、剛性の高い他材料と複合化するなどの手段を用いて曲げ剛性を向上させることが不可欠である。

比較的安価でかつ剛性が高い材料としては、鋼板、アルミ板などの金属板が候補としてあげられるが、金属板と木材が良好に接着できるならば、両者を複合させることにより、安価でかつ曲げ剛性の高いばりの製造が可能となる。

そこで金属板（鋼板、アルミ板）を引張側に挿入した木材ばりについて、金属板と複合すると、みかけの曲げたわみがどれくらい小さくなるかを、有限要素法を用いて調べた。

4. 2. 計算のモデル

計算は図4-1に示すように、はりせい200mm（幅は100mmを想定）、スパン3600mmのはり材が4点曲げ荷重を受ける場合について、左右対称であることから左半分のモデルを作成して行った。

材料としては木材側がベイマツ ($E_o=1600\text{kgf/mm}^2$ 、 $E_{90}=80\text{kgf/mm}^2$)、スギ ($E_o=750\text{kgf/mm}^2$ 、 $E_{90}=30\text{kgf/mm}^2$) の2種類、金属板は鋼板 ($E=21000\text{kgf/mm}^2$)、アルミ板 ($E=7000\text{kgf/mm}^2$) の2種類の組み合わせについて各々たわみを計算することとした。

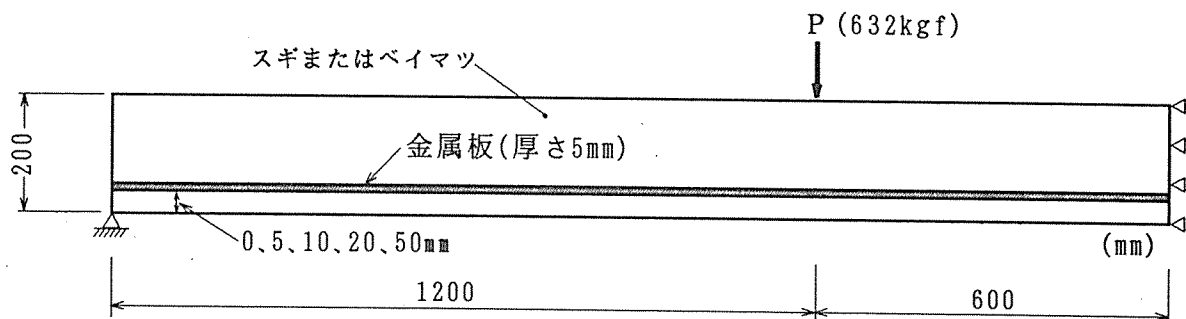
まず、金属板の挿入位置により、みかけの曲げたわみがどの程度変化するかを調べるために、サンドイッチする金属板を厚さ5mm、幅100mm、長さ3600mm一定のもの1枚とし、その挿入位置を引張側の最外層、およびその5mm、10mm、20mm、50mm内側の5とおりに変え、それぞれの場合について素材のみの場合と曲げたわみを比較することとした。なお、圧縮側には金属板を入れないものとした。

また、金属板の厚さが変わるとみかけの曲げたわみがどの程度変化するかを調べるために、金属板の挿入位置は引張側の最外層から20mm内側として、その厚さを5mm、3mm、1mmと変えた時（幅は100mm、長さは3600mm一定）の、曲げたわみ量の計算も行った。

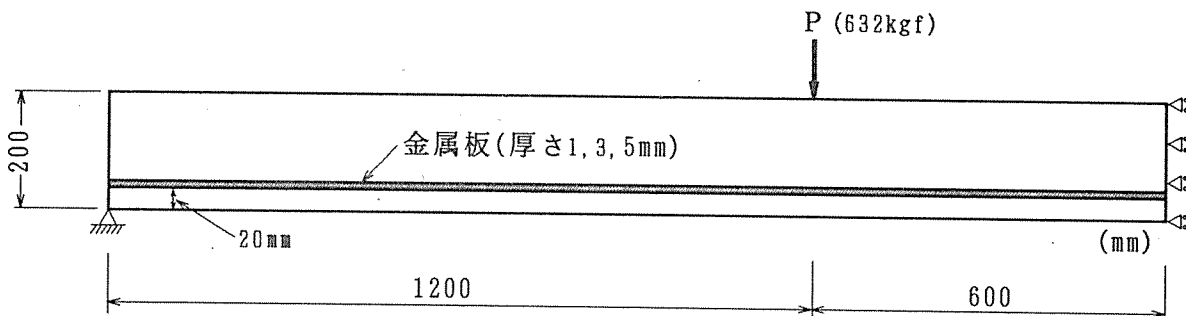
図4-1の試験体形状に対する有限要素モデル化、および曲げたわみ計算は

汎用FEMプログラム”NISA II”を用いて行い、要素には2次元平面応力要素を用いた。総節点数は2501、総要素数は2400であった。

荷重は、固定荷重 60kgf/m^2 、載荷荷重 135kgf/m^2 の合計 195kgf/m^2 が単位面積にかかり、はりのスパン 3.6m 、荷重負担幅 1.8m として、一本のはりが受ける荷重を $195 \times 3.6 \times 1.8 = 1264\text{kgf}$ とみなした。加力形式が4点曲げで、1/2モデルを用いたことから、この 1264kgf の半分の 632kgf の荷重を、支点からX方向に 1200mm 、Y方向に 200mm はなれたはり上辺にかけることとした。



(1) 金属板の厚さ 5mm 一定で挿入位置が変わる場合



(2) 金属板の挿入位置が一定でその厚さが変わる場合

図1. はりの曲げたわみの計算モデル

4. 3. 結果

図4-2には、4点曲げ荷重を受けるはりの変位、応力についての有限要素法による計算結果の一例として、厚さ 5mm のアルミ板を引張側最外層から 20mm 内側に挿入したスギ材ばかりについて、その変形図(上段)、X方向の応力分布図(中段)および接着面等に生じるであろうせん断応力 (S_{XY}) の分布図(下段)を示した。なお応力の単位は kgf/mm^2 であり、図の値を 100 倍すれば kgf/cm^2 単位となる。また図4-3には、厚さ 5mm のアルミ板を引張側最外層から 50mm の位置に挿入したスギ材ばかりについて、同様の図を示した。

表4-1は、ベイマツ材+鋼板、ベイマツ材+アルミ板、スギ+鋼板、スギ+アルミ板のそれぞれの組み合わせについて、厚さ5mmの金属板の挿入位置を変えたときのみかけの曲げたわみの変化を、スギ素材の場合を1.0とする比の値で示したものである。また図4-4には、表4-1の結果をグラフ化して示した。同様に表4-2は、厚さ5mm、3mm、1mmの金属板を引張側最外層から20mm内側に挿入した時のみかけの曲げたわみの変化を、スギ素材のそれを1.0とする比の値で示したもので、図4-5はこれをグラフ化したものである。

図4-2および図4-3のX方向の応力分布図をみると、2点の加力点の間のモーメント一定区間では、アルミ板に相当する部分に高い引張応力が生じており、本来木材が受ける引張荷重をアルミ板が負担していることがわかる。木材と金属板の境界では、両者のひずみ量が同じであると考えれば、ヤング係数の高い金属板の方に高い応力が生じるのは当然である。

またせん断応力の分布図をみると、4点曲げ加力により木材と金属板の接着界面に生じているせん断応力は、せいぜい5~6kgf/cm²であった。ただ金属と木材の熱膨張率が大きく違うことから、温度が50~60度になるような小屋裏でこのはりを使用するような場合には、天候や気温の変化によって金属が大きく膨張・収縮し、木材の界面に高いせん断応力が生じるため、注意が必要である。このため、木材と金属板をいかに良好に接着させるか、が金属板併用木材ばりの性能発揮のためには重要なポイントとなる。

表4-1や表4-2、図4-3や図4-4の結果をみると、ヤング係数の低いスギ材では、鋼板よりヤング係数の低いアルミ板を用いても、金属板を併用したことによる曲げ剛性の向上が大きい。一方ベイマツ材は、想定したヤング係数が1600kgf/mm²と高かったため、鋼板でないと併用の効果はあまりない。また金属板は、最外層におくほどたわみ低減の効果が高くなるが、たとえ在来構法のみを用いるとしても、火災時の崩壊などを考えると、多少なりとも金属板ははりの内層におくべきであろう。

これらの結果からみると、今回用いた値(750kgf/mm²)よりヤング係数が低いスギ材をはり材(横架材)として用いるような場合には、金属板の併用は非常に有効な曲げたわみの低減手段となろう。また、次代検定林のスギ精鋭樹の強度を調べたところ、成長が良いかわりにヤング係数は500~600kgf/mm²程度とかなり低かった、という報告もされているため、金属板との複合化はたわみ低減手段として真剣に検討する必要がある。

金属板併用ばりを作成後、定寸に切断する、あるいは表面を切削するなどの2次加工を行いたい場合には、刃物がダメージを受けることから、鋼板の利用は難しいであろうが、アルミ板ならば比較的軟らかいので、これなら3mmくら

いの厚さでも切削は可能であろう。また金属板の幅を材幅より狭くし、左右側面に木材を添えてこれをはり内部に完全に隠してしまえば、火災時のはりの崩壊を遅らせることができ、また厚い鋼板を用いても表面のプレーナーがけができるため、化粧を兼ねる構造材などでは、大きなメリットが生まれてこよう。

表4-1. 厚さ5mmの金属板を併用した木材はり(せい200mm)の曲げたわみ計算値(スギ素材を1.00とする比)

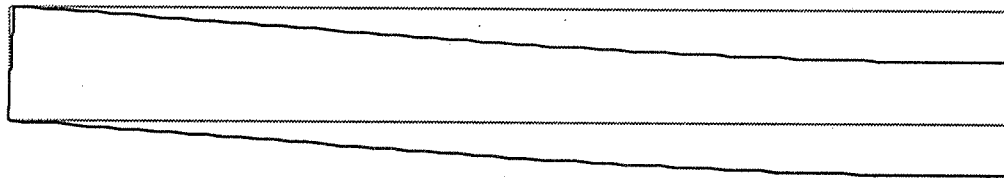
母材	ベイマツ(E=1600kgf/mm ²)		スギ(E=750kgf/mm ²)	
	鋼板 (E=2.1×10 ⁴ kgf/mm ²)	アルミ板 (E=0.7×10 ⁴ kgf/mm ²)	鋼板 (E=2.1×10 ⁴ kgf/mm ²)	アルミ板 (E=0.7×10 ⁴ kgf/mm ²)
金属板 最外層 最外層から 5~10mm	0.337	0.396	0.649	0.756
10~20mm	0.363	0.417	0.707	0.810
25~25mm	0.380	0.428	0.745	0.843
位置 50~55mm	0.403	0.440	0.801	0.886
50~55mm	0.442	0.459	0.901	0.956
素材のみ	0.468	0.468	1.000	1.000

計算対象：はりせい 200mm、材幅 100mm、支点間 3600mm、両支点から 1200mm の位置を加力、
金属板は幅 100mm、長さ 3600mm、厚さが 5mm のものを引張側に 1 枚挿入

表4-2. 厚さ5mm、3mm、1mmの金属板を最外層から20mm内側に使用した木材はりの曲げたわみ計算値
(スギ素材を1.00とする)

母材	ベイマツ(E=1600kgf/mm ²)		スギ(E=750kgf/mm ²)	
	鋼板 (E=2.1×10 ⁴ kgf/mm ²)	アルミ板 (E=0.7×10 ⁴ kgf/mm ²)	鋼板 (E=2.1×10 ⁴ kgf/mm ²)	アルミ板 (E=0.7×10 ⁴ kgf/mm ²)
金属板 金 5mm	0.403	0.440	0.801	0.886
厚 3mm	0.410	0.450	0.834	0.917
さ 1mm	0.446	0.461	0.911	0.964
素材のみ	0.468	0.468	1.000	1.000

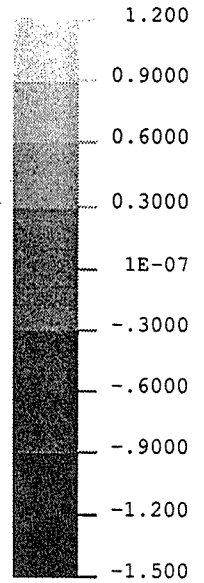
計算対象：はりせい 200mm、材幅 100mm、支点間 3600mm、両支点から 1200mm の位置を加力、
引張側最外層から 20mm 内側に幅 100mm、長さ 3600mm、厚さが 5mm、3mm、1mm
いずれかの金属板を 1 枚挿入



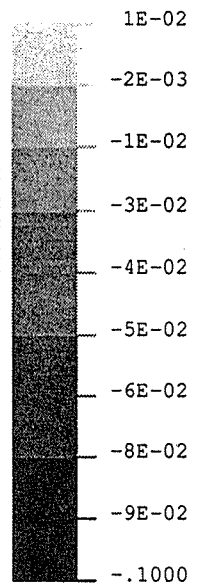
DISPLACED - SHAPE
 MX. DEF= 8.68E+00
 NODE NUMBER= 2595
 SCALE = 1.0
 (MAPPED SCALING)



STRESS CONTOURS
 SXX - STRESSES
 VIEW : -3.93E+00
 RANGE : 1.09E+00

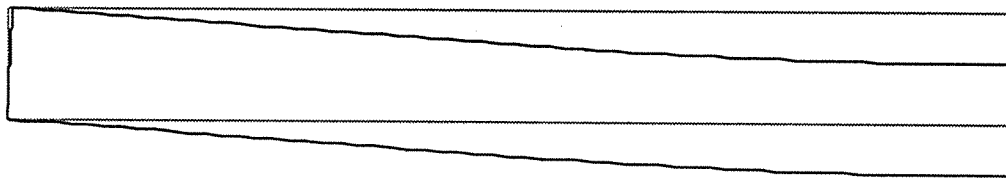


STRESS CONTOURS
 SXY - STRESSES
 VIEW : -2.97E+00
 RANGE : 4.80E-01



Y RX= 0
 Z — X RY= 0
 RZ= 0

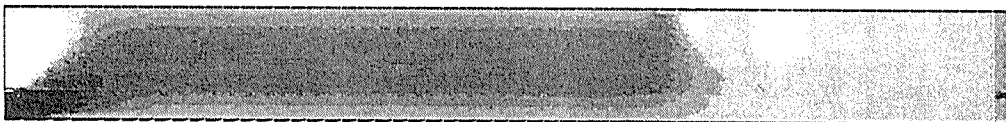
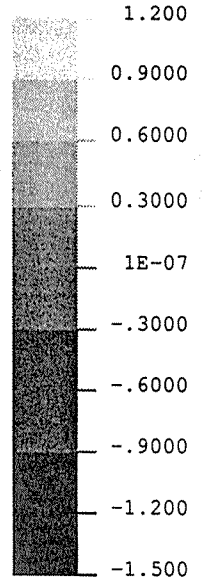
図4-2. 4点曲げ負荷時のアルミ板併用スギ材ばりの曲げ性能
 上:変形図(mm)、中:X方向応力(kgf/mm²)、下:せん断応力(kgf/mm²)
 (厚さ5mmのアルミ板を引張側最外層から20mmの位置に挿入)



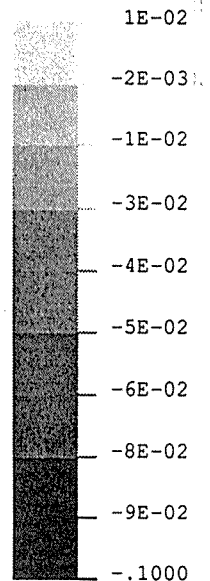
DISPLACED - SHAPE
 MX. DEF= 9.37E+00
 NODE NUMBER= 2596
 SCALE = 1.0
 (MAPPED SCALING)



STRESS CONTOURS
 SXX - STRESSES
 VIEW : -4.25E+00
 RANGE : 5.09E-01



STRESS CONTOURS
 SXY - STRESSES
 VIEW : -3.06E+00
 RANGE : 5.08E-01



Y RX= 0
 Z RY= 0
 X RZ= 0

図4-3. 4点曲げ負荷時のアルミ板併用スギ材ばりの曲げ性能
 上:変形図(mm)、中:X方向応力(kgf/mm²)、下:せん断応力(kgf/mm²)
 (厚さ5mmのアルミ板を引張側最外層から50mmの位置に挿入)

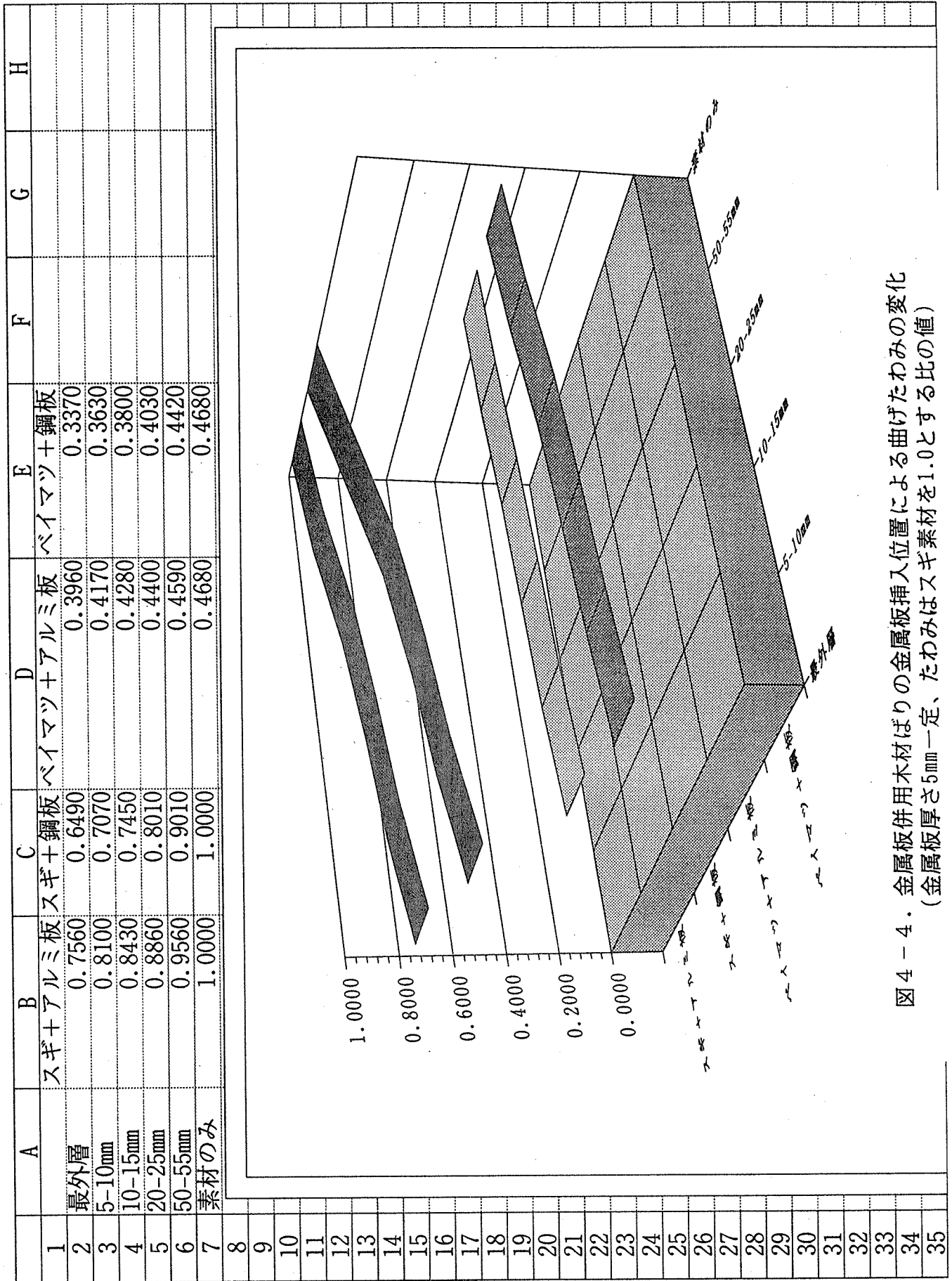


図4-4. 金属板併用木材ばりの金属板挿入位置による曲げたわみの変化
 (金属板厚さ5mm一定、たわみはスギ素材を1.0とする比の値)

	A	B	C	D	E	F	G	H
1		スギ+アルミ板	スギ+鋼板	ベイマツ+アルミ板	ベイマツ+鋼板			
2	厚さ5mm	0.8860	0.8010	0.4400	0.4030			
3	厚さ3mm	0.9170	0.8340	0.4500	0.4100			
4	厚さ1mm	0.9640	0.9110	0.4610	0.4460			
5	素材のみ	1.0000	1.0000	0.4680	0.4680			
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								
32								
33								

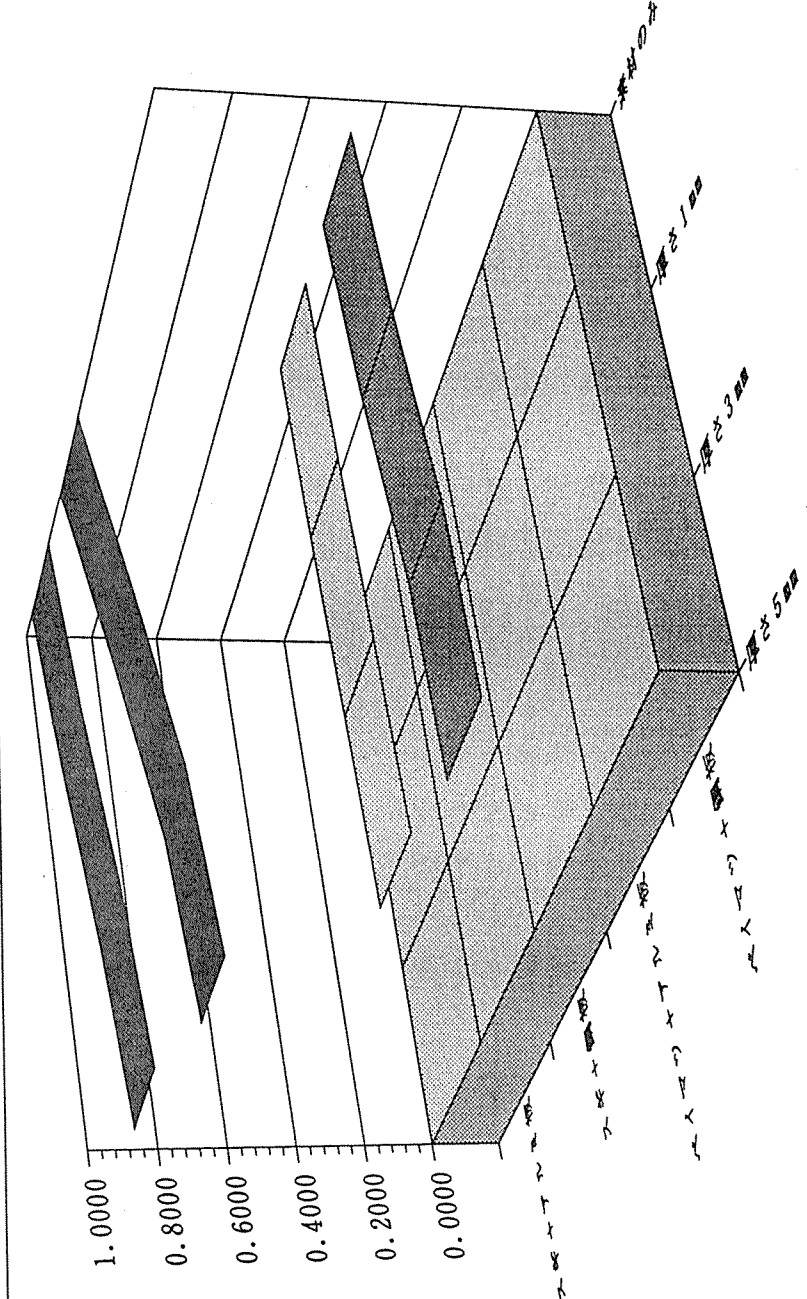


図4-5. 金属板併用木材ばりの金属板厚さによる曲げたわみの変化
 (最外層から20mm内側に挿入、たわみはスギ素材を1.0とする比の値)

第5章 ポリウレタン接着剤の耐久性

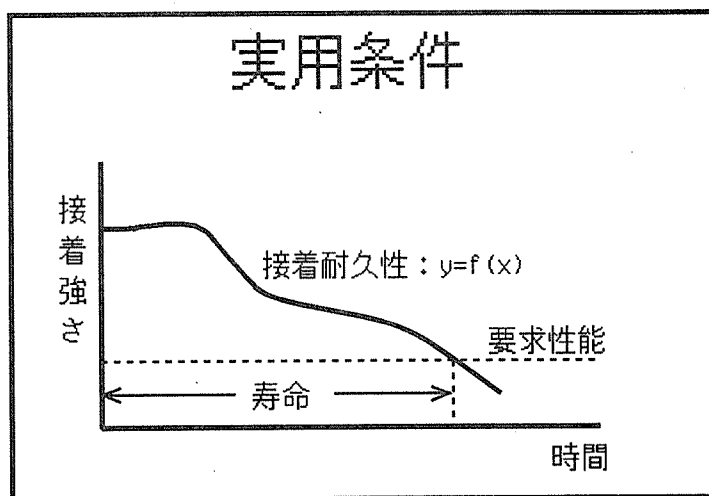
5.1 緒言

5.1.1 接着製品の寿命を予測するために必要なことについて

接着重ね梁のような新しい接着製品を構造用途に使用する場合、その製品の寿命（製品の機能が失われるまで、すなわち、故障するまでの時間）が明らかにされなければならない。しかし、接着製品の寿命は、接着剤の種類、被着材の性質、製品寸法、使用環境、荷重条件および要求性能等により異なるため、“この製品は何年もちますか？”という問いに答えることは非常に困難である。接着製品の寿命を調べる最も確実な方法はその製品を実際に試してみることであり、それから得られる情報は重要な意味を持つのは確かである。しかし、そのような方法は結果を得るのに長い期間を要するため、新しい接着製品を実用化しようとする場合、現実的な方法とは成り得ないと考えられる。したがって、なんらかの方法で接着製品の寿命を短期間で予測してやる必要がある。

接着製品の寿命に影響する因子は、非常に多くあるが、その中でも接着製品の中のひとつのアイテムである接着接合部の寿命は最も重要な因子のひとつである。接着接合部の寿命を明らかにすることも、接着製品の寿命を明らかにすると同様に困難なことであるが、次の3点を明らかにすることができれば接着接合部の寿命を合理的に予測することが可能になると考えられる。

- ① 実用条件：接着製品が実際に使われる環境とはどんな条件か？
- ② 実用条件における接着耐久性：実用条件において接着性能がどのように変化するか？
- ③ 故障が起こる劣化水準：接着性能がどこまで低下したら接着接合部ならびに接着製品の機能が失われることになるのか？



以上の3点はそれぞれ解答を得ることが難しい問題である。②の接着耐久性の評価・予測法に関しては、接着剤ならびに木材接着に関わる研究者が取り組むべき課題であるが、①および③に関しては、接着剤および木材接着に関わる研究者だけで解決できる問題ではないと考えられる。したがって、接着製品および接着接合部の寿命を合理的に予測するためには、接着剤メーカ、木質材料製造業者、大学および国立研究機関等における接着剤の化学、木材接着、ならびに木質構造等に関わる研究者が組織的・系統的に解答を模索していく体制が必要であると考えられる。

5. 1. 2 本研究の位置づけと目的

本研究の究極の目的は、接着重ね梁の製作に用いられたポリウレタン接着剤について前項の②で述べた問題の解答を得ること、すなわち、ポリウレタン接着剤の実用条件における接着耐久性を明らかにすることである。

一般に、接着耐久性を評価するための方法としては、加速試験（促進劣化試験）により、既に構造用接着剤として実績のあるフェノール系接着剤と新しい接着剤との接着耐久性を比較検討する方法が採用されている。しかし、加速試験における接着耐久性和実用条件における接着耐久性和の関係（加速係数）が、新しい接着剤とフェノール系接着剤とで異なる場合、このような方法で実用条件における接着耐久性を合理的に予測することはできない。実際、比較的新しく開発された接着剤は、煮沸・乾燥繰り返し等の加速試験においてはフェノール系接着剤と同程度の接着耐久性を示すのに対して、屋外暴露試験では接着耐久性が劣ることが報告されている¹⁾。したがって、新しい接着剤の実用条件における接着耐久性を合理的に予測するためには、新しい接着剤について、加速試験における接着耐久性和とともに、加速係数を把握することが絶対必要であり、また、そのための方法を開発することが必要である。従来、加速係数を短期間で合理的に求める方法は皆無に等しかったが、最近、比較的短期間で加速係数を合理的に求めることが可能な接着耐久性和の新しい予測法が提案されている²⁾。

以上の観点から、本研究では、次の2点について検討している。

①従来から行われている接着耐久性和の評価方法、すなわち煮沸・乾燥繰り返し試験および屋外暴露試験において、レゾルシノール樹脂接着剤および水性高分子・イソシアネート系木材接着剤と比較することによりポリウレタン接着剤の接着耐久性和を評価する。

②提案されている接着耐久性和の新しい予測法²⁾の妥当性を確認する。

5. 2 実験方法

供試材は幅150mm、長さ400mm、厚さ2.5mmのカバ桎目材（比重0.67~0.72）と

した。供試接着剤は以下のとおりである。

1 液型ポリウレタン接着剤 (P U) : ホーネンレジングルー I W-310

レゾルシノール樹脂接着剤 (R F) : 大日本インキ製プライオーフェン6000

水性高分子・イソシアネート系木材接着剤 (A P I) : 光洋産業製 K R-120

ポリウレタンは接着重ね梁の製作に使われた接着剤と同タイプのものである。レゾルシノールは、大断面構造用集成材の製造にも使用されており、最も耐久性の高い接着剤であることが認められている。A P I は、化学成分的にポリウレタン接着剤と類似していることと、また、住宅用の構造用パネルの製造にも使用されている接着剤であるため採用した。

供試材2枚を各接着剤を用いて接着した。接着剤の配合等は各接着剤メーカーの仕様書に従い、レゾルシノールには硬化剤を15部添加し、A P I には架橋剤を10部または15部の2水準添加して使用した。塗布量はレゾルシノールでは約200g/m²、A P I では約250g/m²、ポリウレタンでは約300g/m²とした。圧縮条件は各接着剤とも10kgf/cm²で24時間とした。接着剤が硬化した後、2枚合わせ引張せん断試験片(幅25mm、長さ80mm、厚さ5mm)を作製した。試験片の鋸目間隔は13mmとし、接着面積は3.25cm²とした。

各接着剤による試験片について、加速試験(1サイクルは、煮沸4時間-100℃乾燥20時間)および5年間の屋外暴露試験(森林総研屋外暴露試験場使用、南面垂直)を行った。また、適当ないくつかの水準の加速試験を施した試験片についても1年および2年間の屋外暴露試験を行った。各処理後、気乾状態に調湿して接着強さを測定した。気乾状態にして接着強さを測定したのは、加速試験と屋外暴露による接着強さの変化の関係を比較するためである。試験数は各条件とも12個とした。

5. 3 結果および考察

5. 3. 1 加速試験によるポリウレタン接着剤の接着耐久性の評価

加速試験の結果を図5-1に示す。構造用合板のJ A S規格では、1類合板は煮沸・乾燥繰り返し試験(今回の試験ではほぼ2サイクル相当する)に合格することが規定されている。同時に行った合板の耐久性試験によれば、メラミン・ユリア共縮合樹脂接着剤を用いた合板(1類相当)は煮沸・乾燥繰り返し処理を5~8サイクル行くと完全に剥離した。合板は各単板の繊維方向が直交しているのに対して今回の試験片は繊維方向が平行であるという差があるが、今回用いた各接着剤による接合部は50サイクルの煮沸・乾燥繰り返し処理でも完全に剥離することはなく、耐煮沸性は非常に高いといえる。レゾルシノールによる試験片では、加速試験回数増加とともに接着強さが低下したが、ウレタン系の接

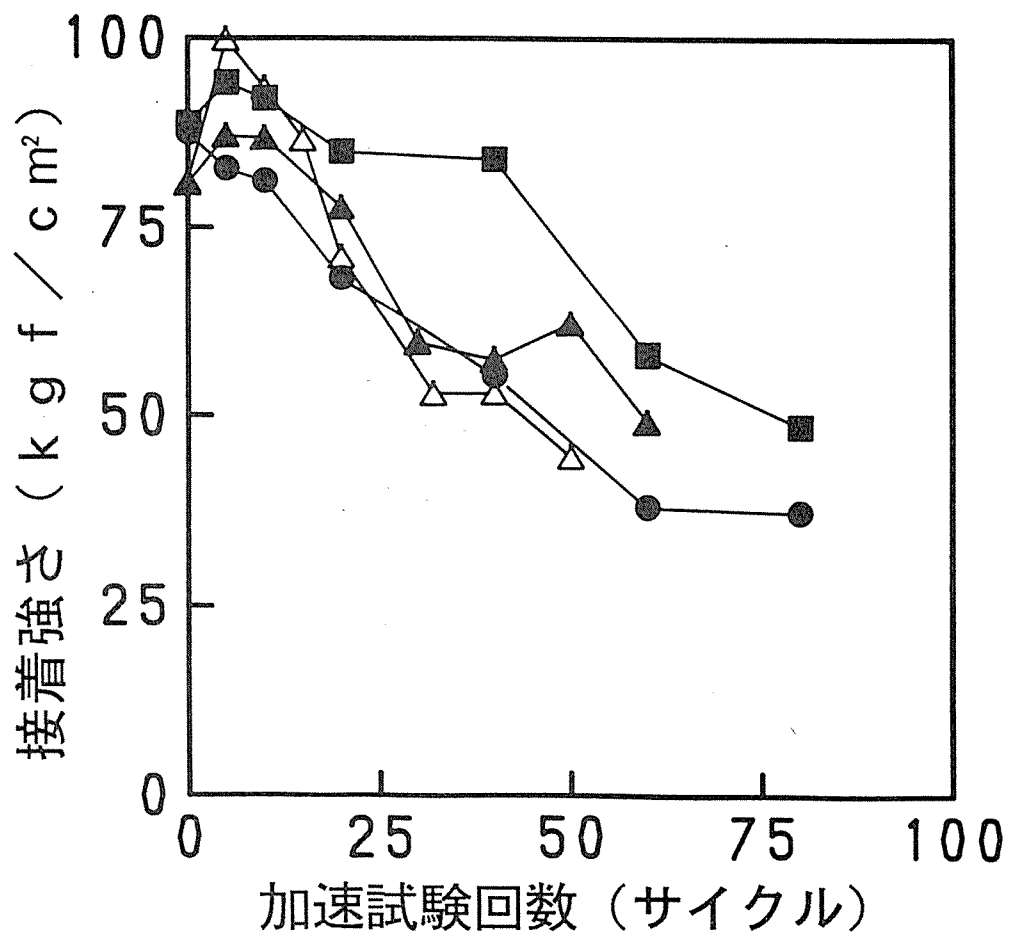


図 5 - 1. 加速試験結果

● : レゾルシノール

■ : 水性高分子・イソシアネート (架橋剤 15 部)

▲ : 水性高分子・イソシアネート (架橋剤 10 部)

△ : ポリウレタン

着剤（ポリウレタンおよびA P I）では、加速試験を行うと、初期に接着強さが増加するという特徴的な傾向が認められた。これは、煮沸処理および加熱処理により接着剤の硬化が促進されるためと推察される。処理回数20サイクルで各接着剤の接着耐久性を比較すると、

A P I（架橋剤15部）> A P I（架橋剤10部）> P U > R F

の順であった。しかし、50サイクルで比較した場合は、

A P I（架橋剤15部）> A P I（架橋剤10部）> P U および R F

の順となった。

加速試験（煮沸・乾燥繰り返し試験）から各接着剤の接着耐久性を比較すると、水性高分子・イソシアネート系木材接着剤はレゾルシノール樹脂接着剤より接着耐久性が大きく、ポリウレタン接着剤の接着耐久性はレゾルシノール樹脂接着剤と同等である。

5. 3. 2 屋外暴露試験によるポリウレタン接着剤の接着耐久性の評価

屋外暴露5年めまでの試験結果を図5-2に示す。レゾルシノールは、屋外暴露5年めまでほとんど接着強さの低下が認められず、非常に耐候性の優れた接着剤であることがわかる。ウレタン系の接着剤の場合、屋外暴露1年めまでの接着強さの低下はわずかであったが、1年～2年めでは接着強さの低下は比較的大きくなった。これは、加速試験の初期の段階でウレタン系接着剤の硬化が促進されて接着強さが増加したという傾向が屋外暴露1年めまでに生じた可能性を示唆する。この期間で接着強さの低い試験片には、部分的な接着層の剥離が観察された。したがって、屋外暴露1～2年における接着強さの低下は、接着剤の凝集力および界面の接着力の低下を直接表しているのではなく、接着面積の減少を含んでいる。

屋外暴露5年目の接着強さから、各接着剤の耐久性（耐候性）を比較すると、

R F > A P I（架橋剤15部添加）> P U > A P I（架橋剤10部添加）

であった。レゾルシノールに比べると、ウレタン系の他の接着剤は、耐煮沸性が高い割に、屋外暴露に弱いといえる。

屋外暴露試験から各接着剤の接着耐久性（耐候性）を比較すると、レゾルシノール樹脂接着剤は水性高分子・イソシアネート系木材接着剤より接着耐久性が大きく、ポリウレタン接着剤の接着耐久性は水性高分子・イソシアネート系木材接着剤に架橋剤を10～15部添加した場合と同等である。

5. 3. 3 屋外暴露試験による木部破断率の変化

屋外暴露試験による接着強さと木部破断率の変化を図5-3および5-4に示す。レゾルシノールでは、接着強さおよび木部破断率の低下はほとんど認められなかった。ポリウレタンでは、木部破断率は初期から低い水準であった。A P I

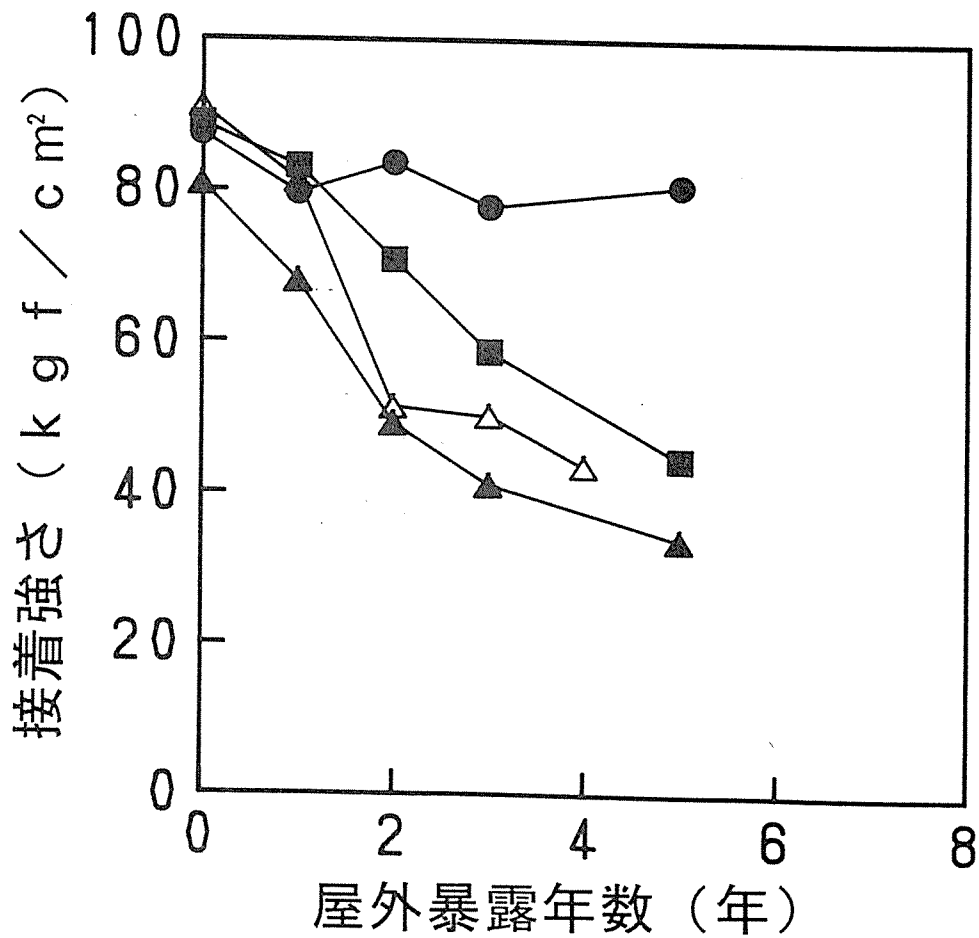


図 5 - 2. 屋外暴露試験結果

● : レゾルシノール

■ : 水性高分子・イソシアネート (架橋剤 15 部)

▲ : 水性高分子・イソシアネート (架橋剤 10 部)

△ : ポリウレタン

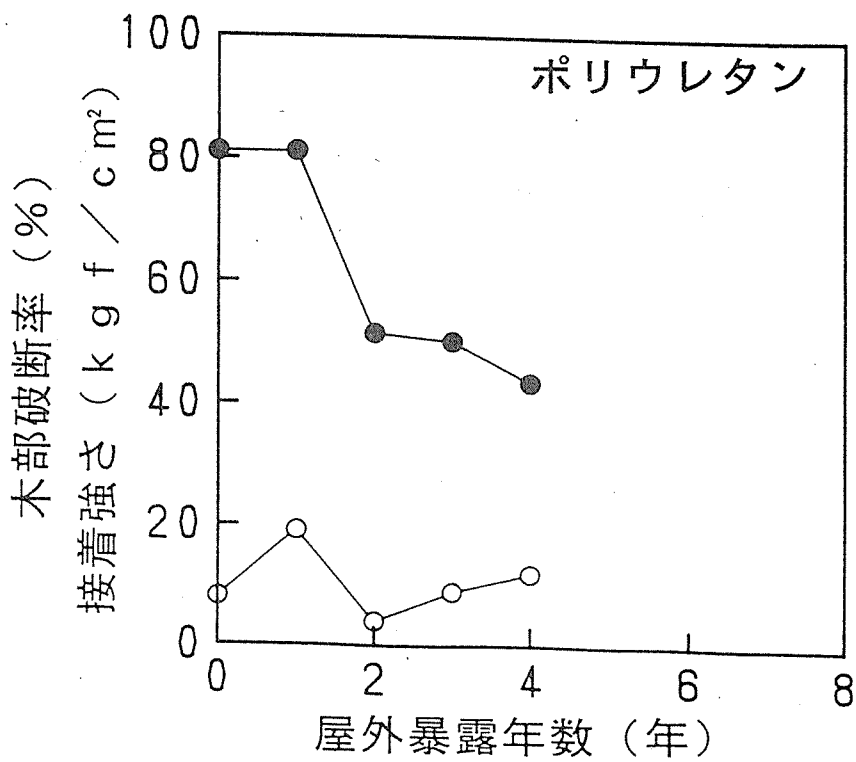
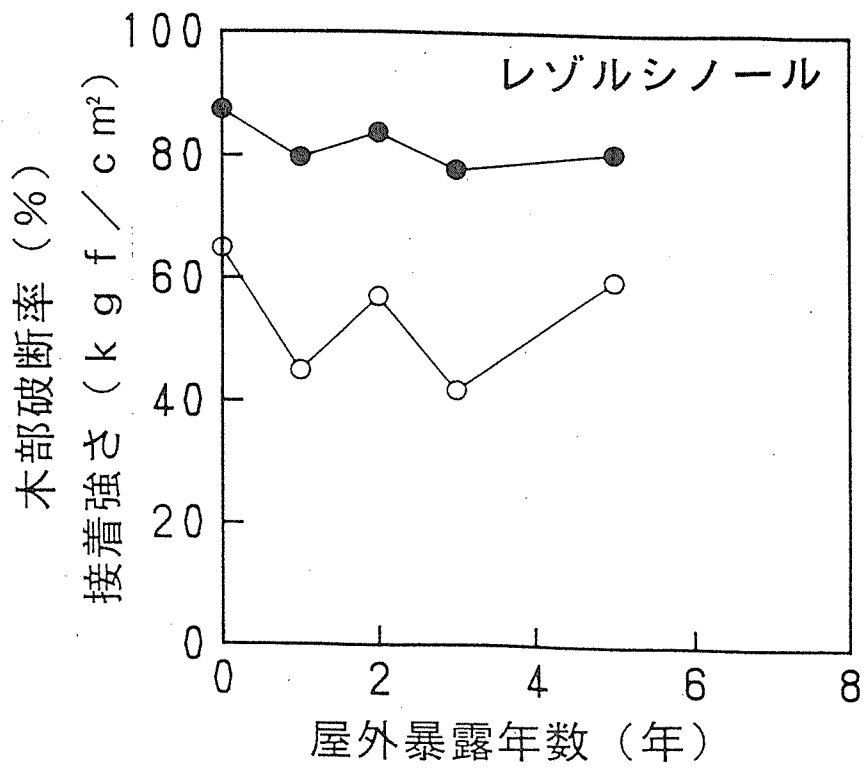


図5-3. 屋外暴露試験結果
 ● : 接着強さ
 ○ : 木部破断率

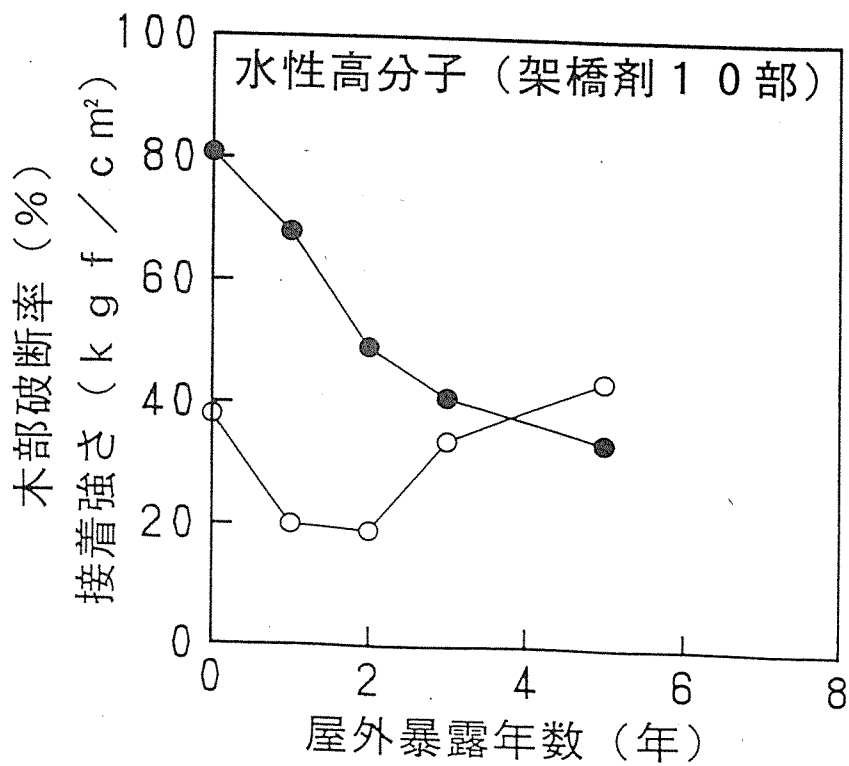
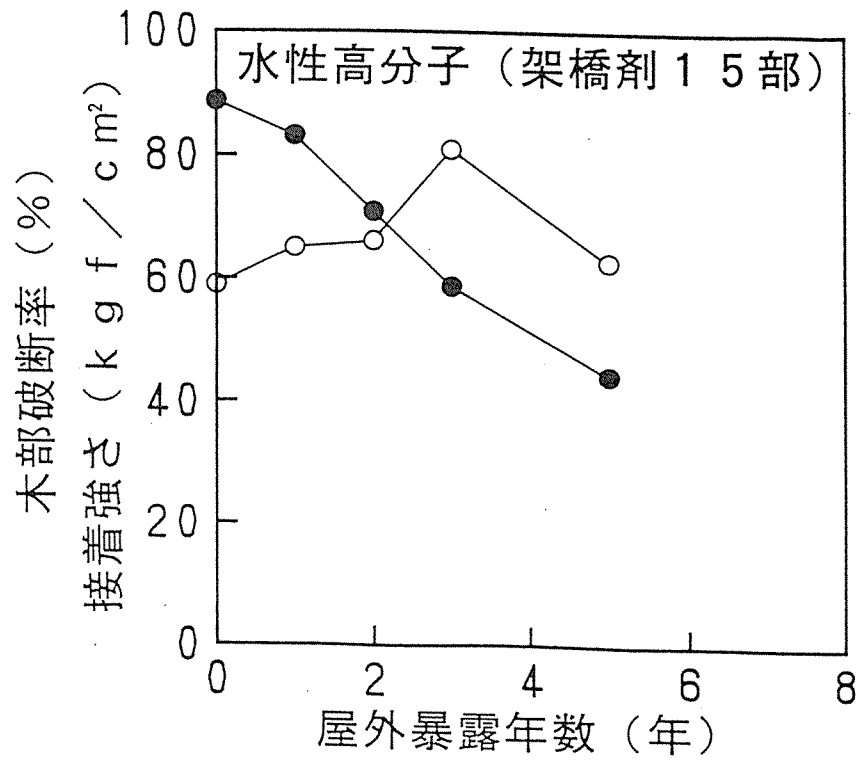


図5-4. 屋外暴露試験結果
 ● : 接着強さ
 ○ : 木部破断率

では、屋外暴露により接着強さが低下しているのに、木部破断率が増加するという特異な傾向が認められた。屋外暴露5年目の接着強さ試験後の接着層の観察から、APIによる試験片には木材の腐朽が認められた。したがって、屋外暴露3年～5年におけるウレタン系接着剤の接着強さの低下の原因には、被着材である木材の凝集力の低下が含まれている。レゾルシノールでは木材の腐朽が認められなかったので、レゾルシノールは耐候性に優れているだけでなく、木材の腐朽を抑制するという機能的な効果もあることが推察される。

5. 3. 4 接着耐久性の新しい予測法の検討

各接着剤につき、適当なくつかの水準の加速試験を施した試験片をそれぞれ1年および2年間屋外暴露した。得られた結果を図5-5および5-6に示す。加速試験を行った試験片についての「加速試験回数－接着強さ曲線」と加速試験した後にさらに1年間または2年間屋外暴露した試験片についての「加速試験回数－接着強さ曲線」との横軸方向の移動量を求めた。この移動量は、市販のパーソナルコンピュータ用の高次解析プログラムを改良して利用し、以下の方法で求めた。すなわち、加速試験を行った後1年間または2年間屋外暴露した試験片についての結果に適当な加速試験回数（移動量）を加え、これらと加速試験のみを行った試験片についての結果とをあわせて高次解析を行い、決定係数（相関係数の2乗）を求めた。これらを繰り返し行い、決定係数が最大になる移動量を求めた。高次解析の結果を付録5-1に示す。

この移動量は、同じ水準の劣化を引き起こす屋外暴露年数に相当する加速試験回数（加速係数）を示す。各接着剤の屋外暴露1年に相当する加速試験回数は、レゾルシノールでは4、API（硬化剤15部添加）では29、API（硬化剤10部添加）では28、ポリウレタンでは16サイクル／年であった。このように加速試験を行った試験片を屋外暴露することにより、加速係数を比較的短期間で合理的に求めることができる。これらの加速係数は、接着剤の種類により異なっていることに注意しなければならない。したがって、煮沸・乾燥繰り返し試験という加速試験だけで、屋外暴露した場合の接着耐久性を正確に予測することはできない。しかし、加速係数を考慮して、加速試験の結果をみれば、レゾルシノールに比べて、ウレタン系の接着剤の屋外暴露における接着層の劣化が速いとことが予測される。

加速試験と屋外暴露による接着層の劣化機構が同じで、接着層の劣化速度だけが異なる、すなわち、加速試験と屋外暴露の両者が重ね合わせが可能で、同じ水準の劣化を引き起こす加速試験回数と屋外暴露年数との関係が1次式で表されるならば、今求めた加速係数により、長期間屋外暴露した場合の接着耐久性を正確に予測することが可能である²⁾。すなわち、加速試験をした試験片につ

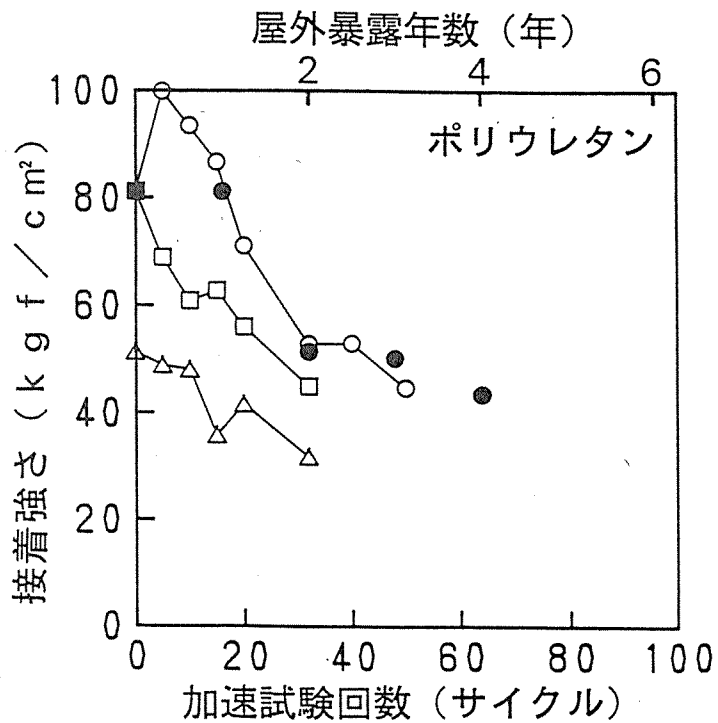
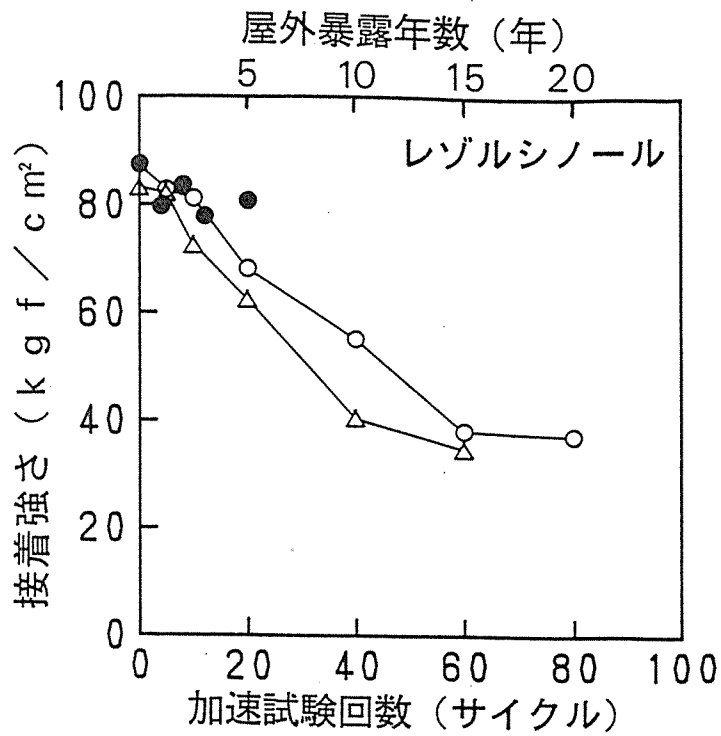


図5-5. 接着耐久性予測試験結果

- : 加速試験 (屋外暴露試験の予測値)
- : 加速試験と屋外暴露1年
- △ : 加速試験と屋外暴露2年
- : 屋外暴露試験の実測値

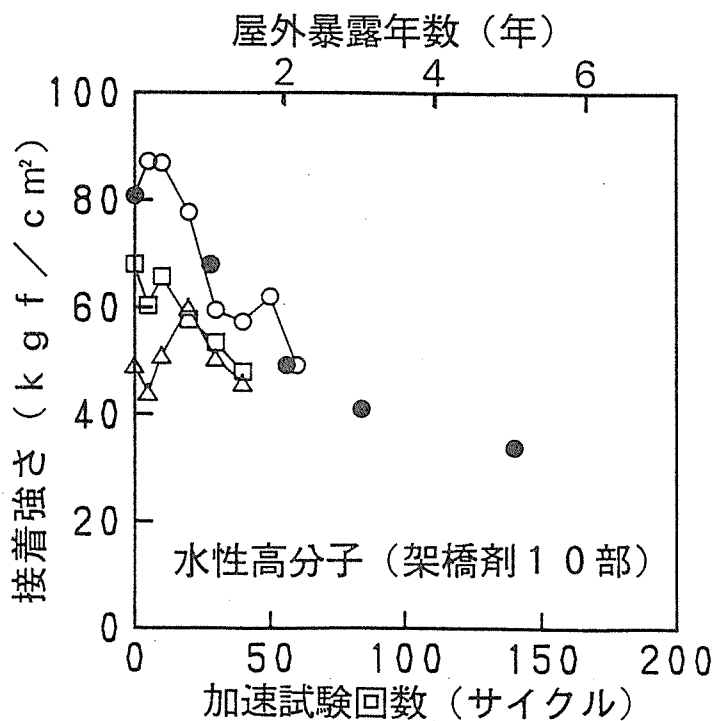
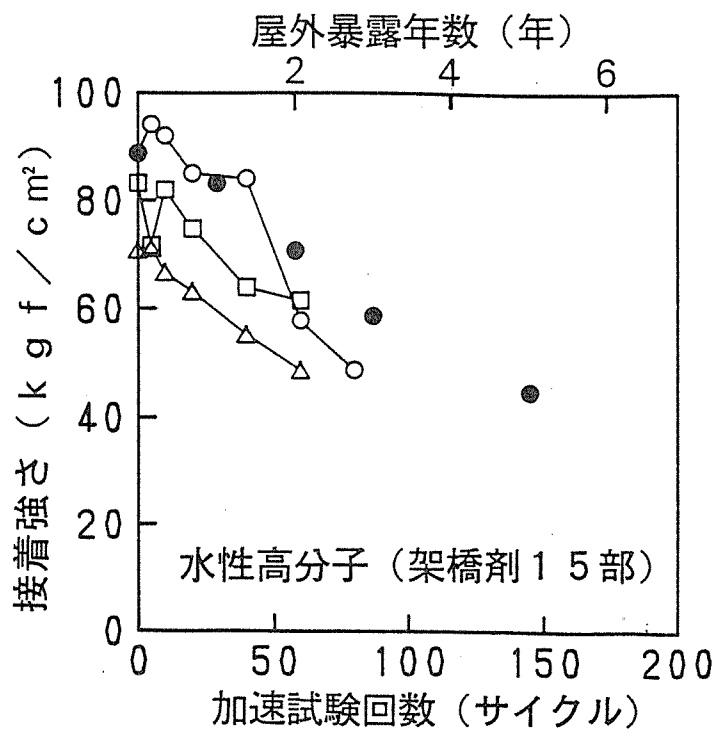


図5-6. 接着耐久性予測試験結果

- : 加速試験 (屋外暴露試験の予測値)
- : 加速試験と屋外暴露1年
- △ : 加速試験と屋外暴露2年
- : 屋外暴露試験の実測値

いての「加速試験回数－接着強さ曲線」の横軸をさきに求めた移動量から屋外暴露年数に換算すると（図5-5および5-6の上側の横軸）、この曲線は屋外暴露したときの「屋外暴露年数－接着強さの予測曲線」となる（図5-5および5-6の○）。各接着剤において、予測曲線（○）と実測値（●）は、よく一致している。したがって、提案されている接着耐久性の新しい予測法は、比較的短期間で、加速試験のみよりも合理的に接着耐久性を予測するための方法として価値がある。今回は実用条件のひとつとして屋外暴露を採用したが、接着重ね梁が屋外で長期間暴露されることはないと考えられる。実用条件をより分析して、そのような条件において、提案されている接着耐久性の新しい予測法を適用すれば、接着接合部の実用条件での接着耐久性を、比較的短期間で合理的に予測することができる可能性がある。

5. 4 まとめ

（1）カバ桎目材2枚合わせ引張せん断試験片に、加速試験（煮沸・乾燥繰り返し）を行い、以下の結果を得た。接着重ね梁の製作に使用された接着剤と同タイプの1液型ポリウレタン接着剤は、レゾルシノール樹脂接着剤と同等の耐煮沸性能を有する。水性高分子・イソシアネート系接着剤は、レゾルシノール樹脂接着剤より耐煮沸性能が高い。

（2）5年間の屋外暴露試験により、以下の結果を得た。レゾルシノール樹脂接着剤はポリウレタン接着剤および水性高分子・イソシアネート系接着剤より耐候性が高い。ポリウレタン接着材は、架橋剤を10部添加した水性高分子・イソシアネート系接着剤と同等以上の耐候性を有する。

（3）加速試験と屋外暴露試験を組み合わせることにより、長期間屋外暴露したときの接着性能を予測するための方法の妥当性を検討した。この方法で求めた屋外暴露5年目までの接着強さの予測値と実測値はよく一致した。したがって、提案されている接着耐久性の新しい予測法は、比較的短期間で合理的に接着耐久性を予測するための方法として価値がある可能性が示唆された。

文 献

- 1) 吉田弥明：水性高分子・イソシアネート系木材接着剤の（APIレジン）の接着耐久性（第1報） API合板の接着耐久性、木材学会誌、32(6)、432-438（1986）。
- 2) 井上明生：接着耐久性の新しい予測法（第1報） 促進劣化処理した合板の屋外暴露試験、木材学会誌、38(10)、923-930（1992）。

付録 5 - 1 高次解析の結果

加速試験のみを施した場合の高次解析の結果、および、加速試験後屋外暴露した試料の結果を移動して加速試験のみを施した試料の結果と合わせて高次解析を行い、相関係数が最大になったときの移動量、相関式および相関係数を以下に示す。ただし、 y ：接着強さ(kgf/cm²)、 x ：加速試験回数(サイクル)、 r^2 ：決定係数(相関係数の2乗)を示す。

レゾルシノール樹脂接着剤

促進劣化処理のみを施した場合

$$y=87.2233-0.6897x-0.0093x^2+0.0001x^3 \quad (r^2=0.9934)$$

加速試験後屋外暴露2年と合成した場合(移動量8サイクル)

$$y=87.8356-0.5586x-0.0169x^2+0.0002x^3 \quad (r^2=0.9865)$$

水性高分子・イソシアネート系木材接着剤(硬化剤15部添加)

促進劣化処理のみを施した場合

$$y=89.6496+0.4765x-0.0256x^2+0.0002x^3 \quad (r^2=0.9571)$$

加速試験後屋外暴露1年と合成した場合(移動量29サイクル)

$$y=90.0718+0.3233x-0.0232x^2+0.0002x^3 \quad (r^2=0.8632)$$

水性高分子・イソシアネート系木材接着剤(硬化剤10部添加)

促進劣化処理のみを施した場合

$$y=84.7851+0.1010x-0.0348x^2+0.0004x^3 \quad (r^2=0.8709)$$

加速試験後屋外暴露1年と合成した場合(移動量28サイクル)

$$y=86.3932-0.4730x-0.0087x^2+0.0001x^3 \quad (r^2=0.8826)$$

ポリウレタン接着剤

促進劣化処理のみを施した場合

$$y=81.5958+5.8234x-0.5872x^2+0.0165x^3-0.0001x^4 \quad (r^2=0.9954)$$

加速試験後屋外暴露1年と合成した場合(移動量16サイクル)

$$y=82.5220+5.0762x-0.5192x^2+0.0147x^3-0.0001x^4 \quad (r^2=0.9767)$$

第6章 鉄筋および炭素繊維複合材ケーブルを用いた木質複合梁の力学特性に関する基礎的検討

6.1 目的

木材は構造材として優れている材料ではあるが、曲げたわみが大きくなり易く、強度性能よりたわみの性能で決まることが多い。また、実際の設計施工では梁せいを出来るだけ統一したい。このため、曲げたわみ性能は建物の構造コストに大きく影響することが多い。

この曲げ剛性の向上のために、LVLや重ね梁等が考えられている。また鉄筋や炭素繊維の利用などのアイデアがある。しかしながら、これらの材料の基本的な性質や複合梁としての特徴や問題点の検討が重要である。

ここでは、基本材料特性の調査の後、鉄筋と炭素繊維複合材ケーブル(CFCC)を取り上げ、温度と静荷重に関する数値解析シミュレーションによりこれらの特性を明らかにする。

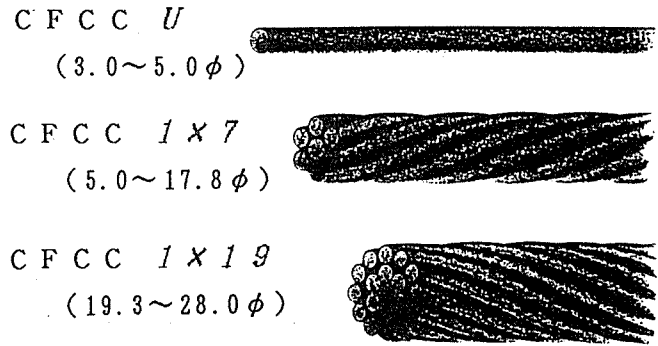
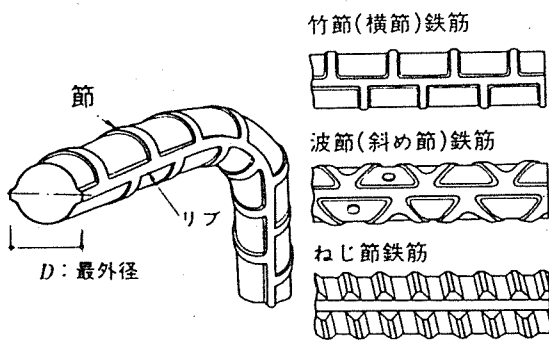
6.2 材料の基本的性質

表-1 主要構造材料の物理的諸定数

材料	密度 (20°C) g/cm ³	比熱 (20°C) cal/°C	線膨張係数 (20°C付近) ×10 ⁻⁵ cm/°C	熱伝導率 (20°C付近) cal/cms°C	縦弾性 係数 ×10 ³ kg/cm ²	その他の特徴		
						耐久性	建築材料としての 施工性	耐火性
木材	0.3 ~ 1.0	0.298	$\alpha_L=0.3\sim0.5$ $\alpha_R=2.0\sim4.0$ $\alpha_T=3.0\sim5.0$	$\lambda_L=0.2\sim0.3$ $\lambda_R=0.1$ ~0.15	40~160	生物的攻撃が なければ、か なり高い。	加工性、安全性に 優れているが、接 合性には劣る。	強度の低下 は緩慢。
鋼材	7.87	0.11	1.20	2.99	2100.0	錆びやすい	加工性、接合性に 優れている。	強度の低下 は迅速。
アルミウム	2.699	0.215	2.90	0.53	722.0	錆びにくい	加工性、接合性に 優れている。	強度の低下 は迅速。

表-2 CFCCの標準特性

引張強度 (kgf/cm ²)	18000 (炭素繊維29000)	引張り疲労 (サイクル)	1×10 ⁷
		衝撃 (%)	88
弾性係数 (kgf/cm ²)	1400000 (炭素繊維2200000)	曲げ剛性 (kgf・cm ²)	5800
		耐熱性 (°C)	130~240
破断伸び (%)	1.6	耐酸性	スチールより 優れている
比重	1.5		
リラクゼーション (%)	0.65	耐アルカリ性	スチールとほぼ同等
クリープ (%)	0.04	耐紫外線性	ほとんど劣化なし
線膨張係数(×10 ⁻⁶ /°C)	0.6	比抵抗 (μΩcm)	3000



(1) 異形鉄筋 (2) 炭素繊維複合材ケーブル
 図-1 補剛材として用いたい鉄筋とCFCC(形状参照)

6.3 検討モデル

解析検討用として、次のモデルを設定する。

(1) 梁形状と寸法

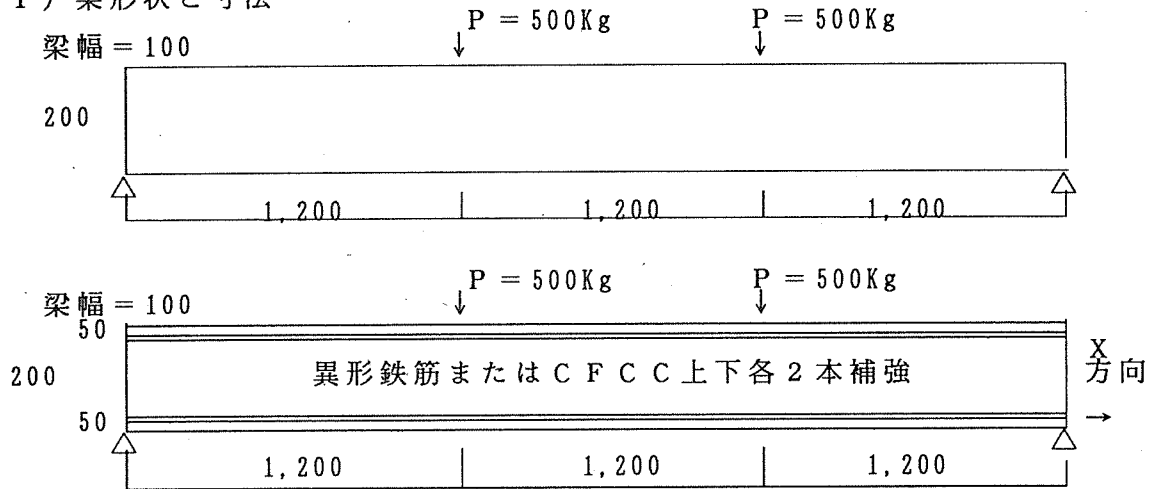


図-2 梁形状と寸法

(2) 梁と補強材料の材料定数

表-3 解析用材料定数

	べいまつ	すぎ	異形鉄筋 SD295	CFCC
E_x (Kgf/cm ²)	160,000	75,000	2,100,000	1,400,000
E_y (Kgf/cm ²)	8,000	3,000		
($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	L 3.52*	解析用 X=3.5 Y=27	12	0.6
線膨張係数	R 27.1			
	T 45.0			
G_{xy} (Kgf/cm ²)	6,500	9,000	/	/
G_{yz} (Kgf/cm ²)	150	900		
G_{zx} (Kgf/cm ²)	3,500	9,000		

* : べいまつ0~50℃時の値

(3) 解析供試体

木材樹種、補剛材の材種と断面積及び荷重条件（温度と静荷重）の組み合わせから、次の20種のケースについて解析検討を行う。

表-4 解析供試体一覧

モデルNo	木材樹種	補剛材、補剛仕様	温度	荷重
1	すぎ	なし	一定	2×0.5 ^t
2	すぎ	鉄筋 上下端より5cm、各5cm ²	50℃上昇	なし
3	すぎ	鉄筋 上下端より5cm、各5cm ²	一定	2×0.5 ^t
4	すぎ	鉄筋 上下端より5cm、各5cm ²	50℃上昇	2×0.5 ^t
5	すぎ	CFCC 上下端より5cm、各5cm ²	50℃上昇	なし
6	すぎ	CFCC 上下端より5cm、各5cm ²	一定	2×0.5 ^t
7	すぎ	CFCC 上下端より5cm、各5cm ²	50℃上昇	2×0.5 ^t
8	すぎ	鉄筋 上下端より5cm、2.5cm ²	一定	2×0.5 ^t
9	すぎ	鉄筋 上下端より5cm、各5cm ²	一定	2×0.5 ^t
10	すぎ	鉄筋 上下端より5cm、7.5cm ²	一定	2×0.5 ^t
11	すぎ	CFCC 上下端より5cm、2.5cm ²	一定	2×0.5 ^t
12	すぎ	CFCC 上下端より5cm、各5cm ²	一定	2×0.5 ^t
13	すぎ	CFCC 上下端より5cm、7.5cm ²	一定	2×0.5 ^t
14	べいまつ	なし	一定	2×0.5 ^t
15	べいまつ	鉄筋 上下端より5cm、各5cm ²	50℃上昇	なし
16	べいまつ	鉄筋 上下端より5cm、各5cm ²	一定	2×0.5 ^t
17	べいまつ	鉄筋 上下端より5cm、各5cm ²	50℃上昇	2×0.5 ^t
18	べいまつ	CFCC 上下端より5cm、各5cm ²	50℃上昇	なし
19	べいまつ	CFCC 上下端より5cm、各5cm ²	一定	2×0.5 ^t
20	べいまつ	CFCC 上下端より5cm、各5cm ²	50℃上昇	2×0.5 ^t

注) 温度については、全体が一様に上昇する平常時の天井裏等の場合を想定した。またこの複合梁材の製作時の温度にも依存するが、現実的に50℃は控えめな値と思われる。火災時や急激な温度変動は別途検討の必要がある。

6. 4 解析結果

前記の20ケースの解析結果を整理すると次のようになる。

(1) 補剛材によるたわみ低減効果

温度が一定で、補剛材断面積を 5.0cm^2 とした時の静的載荷（500Kg2点載荷）における補剛効果は表-5のとおりとなる。

表-5 解析結果（温度一定時のたわみ補剛効果）

モデル	cm 最大たわみ	最大たわみ	備 考
		すぎ、無補強	
すぎ 無補強	1.68911	1.00	すぎ $E_x=75,000\text{kg}/\text{cm}^2$
すぎ 鉄筋補強	0.88317	0.52	
すぎ CFCC補強	1.04170	0.62	
べいまつ 無補強	0.81320	0.48	べいまつ $E_x=160,000\text{kg}/\text{cm}^2$
べいまつ 鉄筋補強	0.56910	0.34	
べいまつ CFCC補強	0.63027	0.37	

すぎ材無補強時の最大たわみは1.68cmであったが、これはべいまつ無補強時の最大たわみの2倍以上でありたわみの許容値1.2cm（スパン長/300）を越えている。しかし、すぎ材を鉄筋やCFCCで補剛することにより、その剛性向上は大きくなり、最大たわみは50%程度に抑えることができる。

尚補剛材断面積の 5.0cm^2 は、異形鉄筋では3-D16（5.97）、2-D19（5.74）、または1-D25（5.07）等に相当する。

また、すぎ材について補剛材の断面積をパラメータとすると、最大たわみは図-3のようになる。

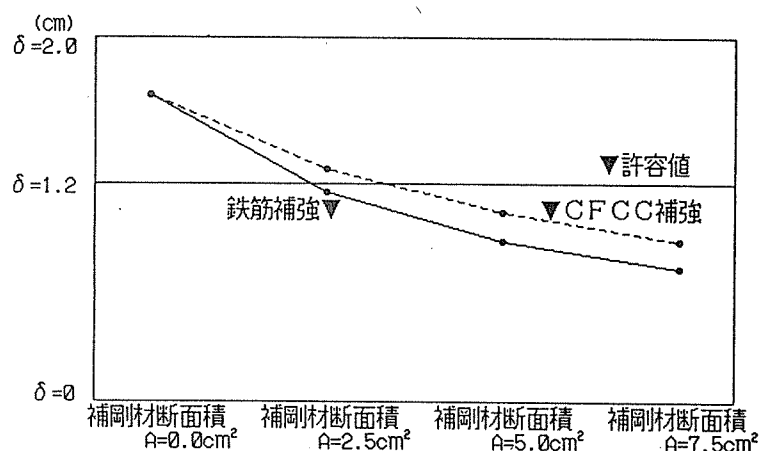


図-3 すぎ材の最大たわみに与える補剛効果

(2) 木材と補剛材の応力度に関する検討

すぎ材の単純梁に静荷重が載荷時の、木材と補剛材の応力度に与える補剛材断面積の影響は、図-4、5のようになる。

この梁は補剛なしでは、木材の応力度が長期曲げ許容値を越えるが、補剛材により最大応力も大幅に低減され、補剛材断面積(上下各) 2.5cm^2 で許容応力度内に納まっていることが分かる。

このことより、如何にすぎ材が曲げたわみに左右されているかが分かる。

一方補剛材の最大応力度も、補剛材断面積 2.5cm^2 の時、CFCCで 612Kgf/cm^2 、鉄筋で 814Kgf/cm^2 であり、(CFCCの許容値は定められていないが、引っ張り強度から判定して) 十分長期許容値内に納まっている。

木材の応力度の低減は、クリープの点からも有利となる。

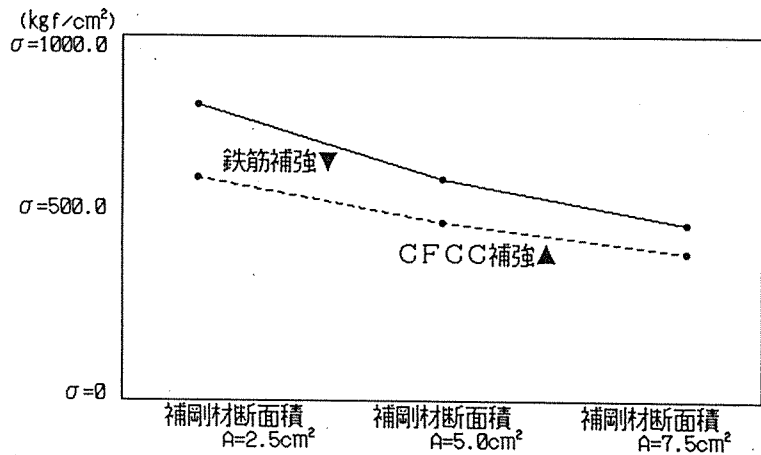


図-4 補剛材の最大軸応力度(すぎ材梁)

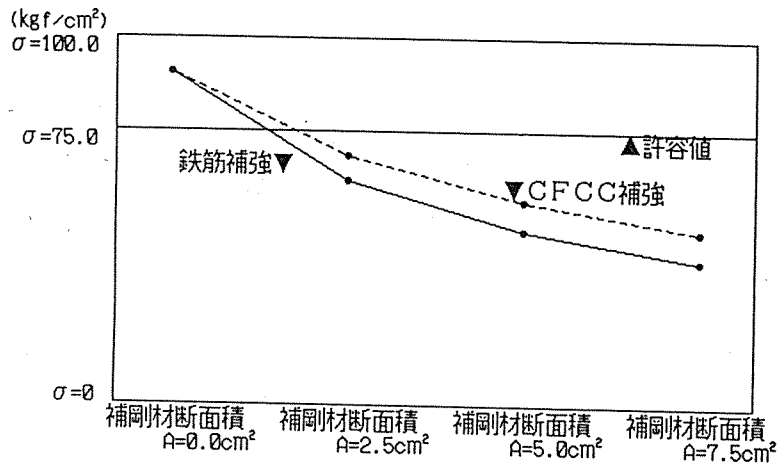


図-5 木材の繊維方向最大応力度(すぎ材梁)

(3) 温度応力について

図-6~9は、木材と補剛材の応力度に与える温度の影響を示す。温度はこの複合梁製作時の温度に対するもので、0°（製作時と同じ温度）と50°（製作時より50°C上昇）の結果を示す。尚温度分布は一様とした。

木材の線膨張係数は繊維方向で $3\sim 5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 、鉄筋は $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ で、CFCCは $0.6 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ である。このことは鉄筋を補剛材としたときには、温度上昇に従い鉄筋は圧縮力を受け、木材は繊維方向に引っ張り力を受けることを、そしてCFCCを補剛材にしたときには、CFCCは引っ張り力を受け、木材は圧縮力を受けることを意味する。解析結果の最大応力度を表示するため、図には圧縮の場合と引っ張りの場合に分けて表示している。

この解析結果から、鉄筋補強では、鉄筋と木材との線膨張係数の差が大きいいため熱荷重50°Cが加わるとかなり大きな応力が木材に生じる（図-8と図-9の無載荷温度上昇時の比較）。

載荷時に熱荷重50°Cを加えると、すぎ材、べいまつ共許容応力度近くに達する。しかしながら、CFCC補強時では、CFCCの線膨張係数が小さいので、温度一定時からの応力増分は鉄筋補強時より少ない。

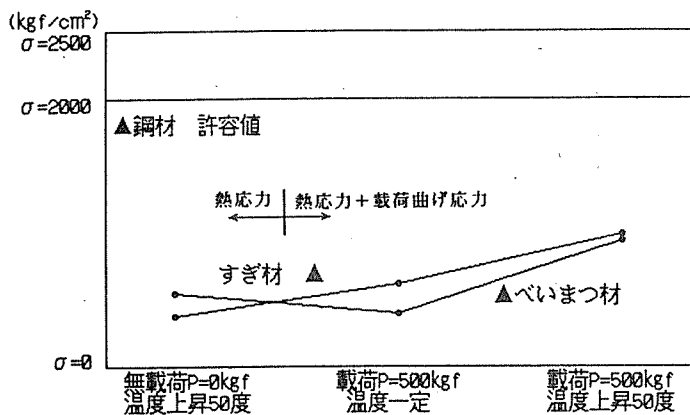


図-6 鉄筋の最大軸圧縮応力度 (鉄筋補強時)

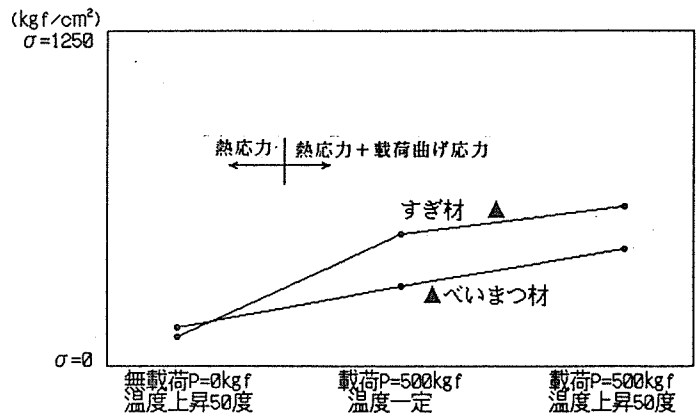


図-7 CFCCの最大軸引張応力度 (CFCC補強時)

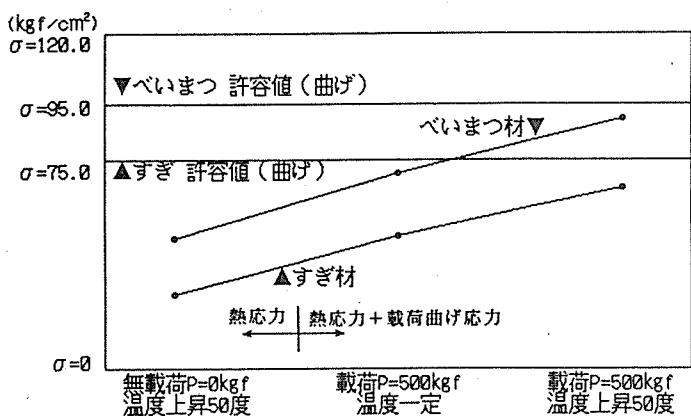


図-8 木材繊維方向最大引張応力度 (鉄筋補強時)

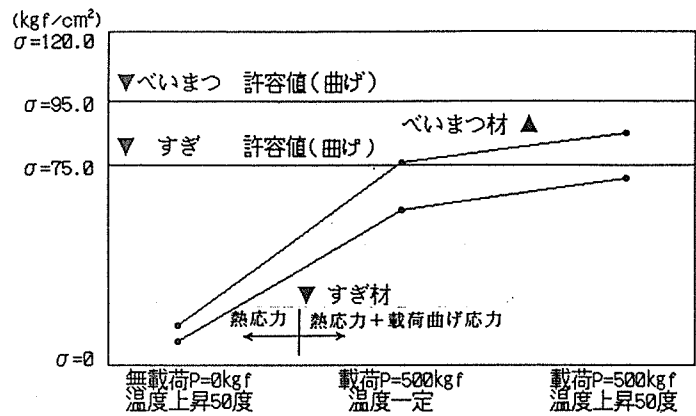


図-9 木材繊維方向最大圧縮応力度 (CFCC補強時)

(4) 付着応力度について

鉄筋やCFCCを一体とした複合梁では、たわみや木材と補剛材の応力の他に、補剛材と接着剤及び接着剤と木材間の付着強度が問題となる。

解析結果の補剛材の軸力から換算した付着応力度を示すと、図-10~12となる。補剛材は上下各2-2.5cm²とし、1本の補剛材の周長は5.6cmとして計算したものである。従って木材と接着材との付着を検討する場合は、補剛材を挿入する木材穴径を考慮し、これから更に換算する必要がある。

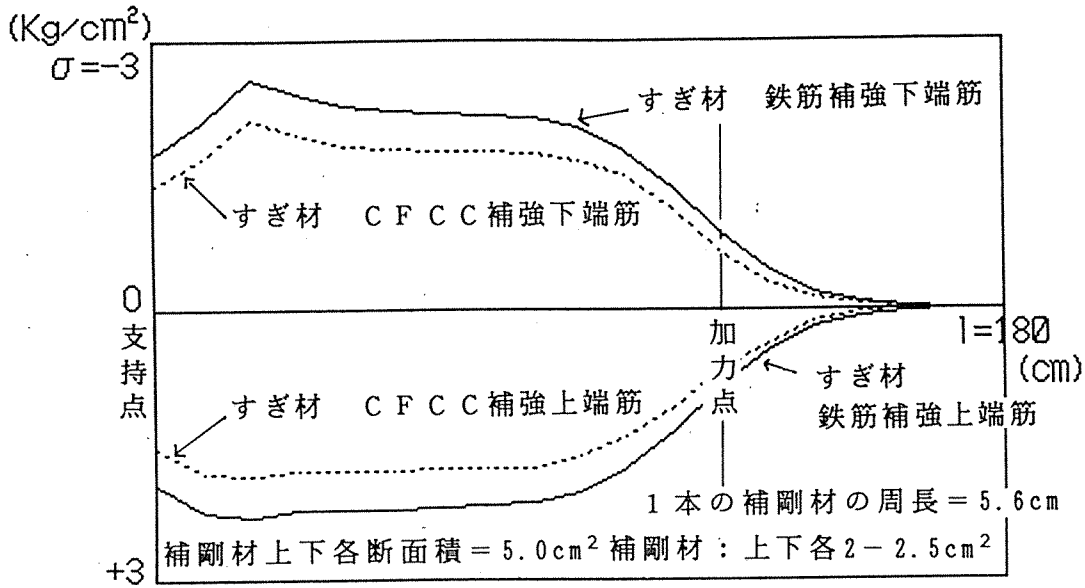


図-10 すぎ材鉄筋補剛梁の付着応力度 (温度一定、静荷重時)

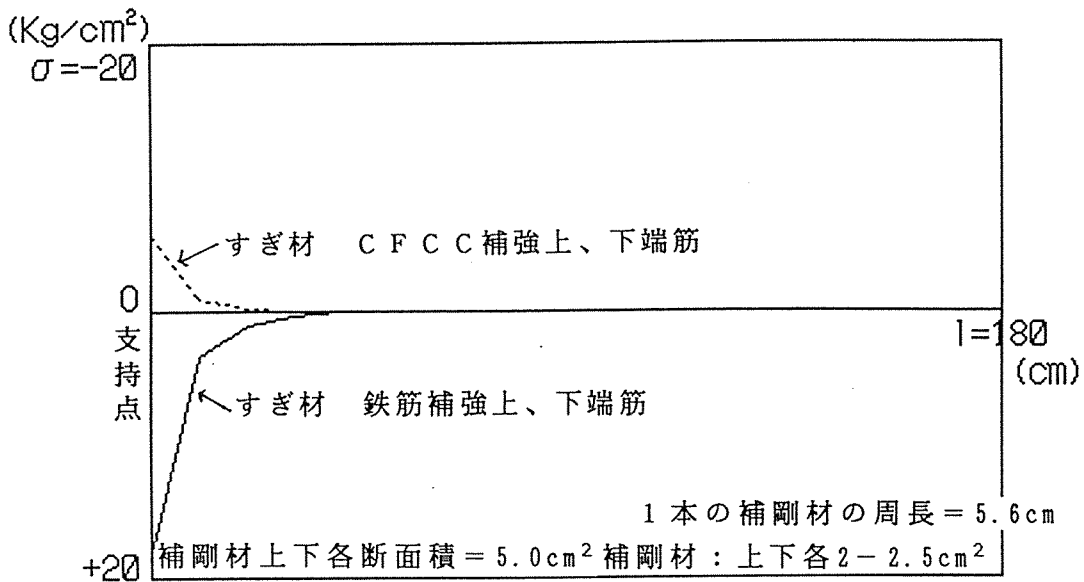


図-11 すぎ材鉄筋補剛梁の付着応力度 (温度50°Cの上昇、無載荷)

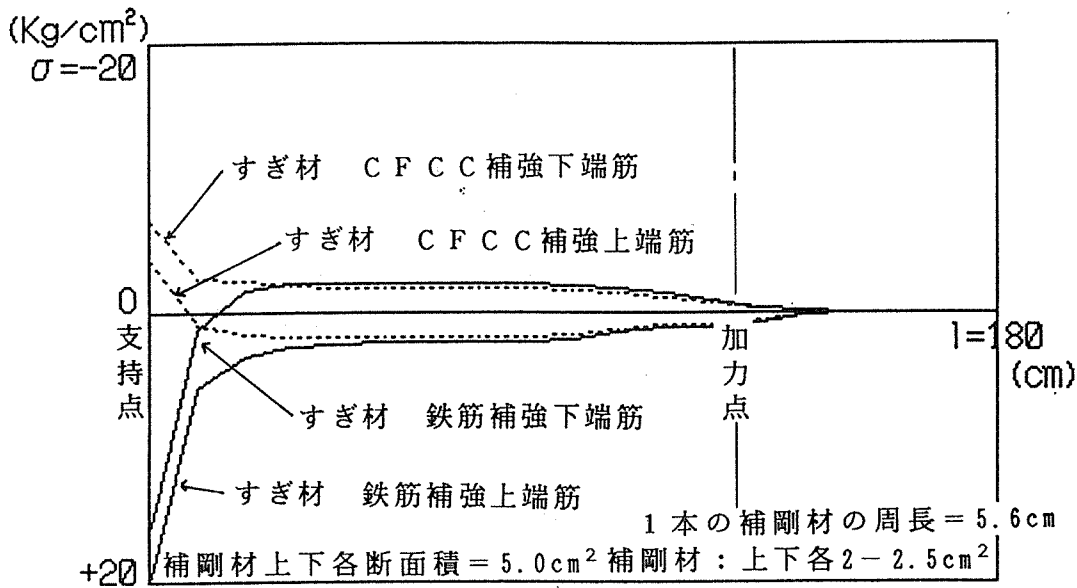


図-12 すぎ材鉄筋補剛梁の付着応力度（温度50°Cの上昇、静荷重時）

今回解析したモデルの中で、最も大きかった付着応力度はモデルNo4の $\sigma = 20 \text{ kg f/cm}^2$ であるが、この付着応力度はさほど問題にはならない大きさであろう。

6.5 考察

(1) たわみ補剛効果について

すぎ材を横架材として構造物に用いる場合、無補強では曲げたわみが大きくなり、許容値たわみを越えることがある。このような梁に補剛材を用いると剛性の向上により、曲げたわみを無補強時の50~65%以下（補剛材断面積に依存するが、現実的な値として上下各断面積 5 cm^2 位として）に抑えることが出来る。

本計算事例では、補剛材に鉄筋を用いた場合は、上端筋と下端筋に各 2.5 cm^2 以上、C F C Cを用いると各 3.0 cm^2 以上の断面積が適切であると考えられる。

(2) 熱荷重（温度荷重）の影響について

補剛材に鉄筋を用いると、木材との線膨張係数の差から、かなり大きな曲げ応力度が生じる。そのため、熱荷重と長期荷重の2つの荷重が同時に作用する場合は、この複合材は若干問題があると考えられる。

C F C Cを補剛材とした複合材を用いた方が良いと考えられる。なぜなら、C F C Cの線膨張係数は鉄筋に比べ小さいため熱荷重のみによって起きる応力度がかなり小さい。そのため熱荷重と長期荷重が同時に作用する場合でも、応力度は小さく抑えることが出来る。

熱の影響については、別途火災時の検討が必要である。

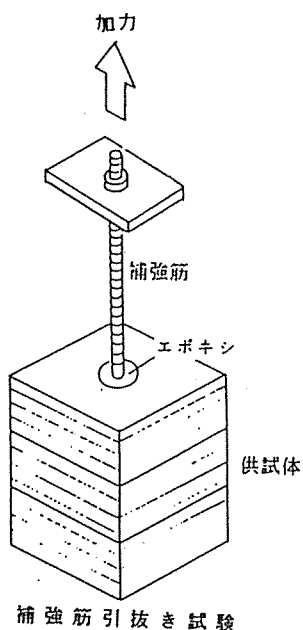
(3) 付着応力度について

付着応力度は、今回の解析中最も大きいものでも $\sigma = 20 \text{ kg f/cm}^2$ 程度である。付着性能の詳細は不明（ネジ切り鉄筋及び木材とエポキシについては付録参照）であるが、この程度では問題とならないであろう。

<付録> 木材-エポキシ-鉄筋の付着性能

工学院大学建築学科修士論文（久保倉拓、1990年3月）の一部として行ったもの

(1) 実験方法



(2) 結果 $d=16\text{mm}$

埋め込み長さ	最大荷重	破壊性状
6d	1090Kgf	鉄筋破断
8d	1100	鉄筋破断
8d	1105	鉄筋破断
10d	1100	鉄筋破断

鉄筋：ネジ山直径6mm 木材穴径：16mm

(3) 付着強度

引き抜き試験は全て鉄筋の破断で決まっているので、付着強度そのものは不明である。その下限値を求めると次のようになる。

・木材とエポキシの付着耐力は、

$$f_f \geq \frac{1090}{3.1415 \times 1.6 \times 6 \times 1.6} = 22.6 \text{ Kgf/cm}^2$$

・鉄筋とエポキシの付着耐力は、

$$f_f \geq \frac{1090}{3.1415 \times 0.6 \times 6 \times 1.6} = 60.2 \text{ Kgf/cm}^2$$