平嶋義 彦^①

Yoshihiko HIRASHIMA : Studies on the Structural Performance of Wood-Based Panels

要 旨:本研究は合板,パーティクルボード,繊維板,硬質木片セメント板などの木質平面材料の 力学的特性を究明するとともに,これらで構成したストレストスキンパネルやボックスビームなどの 構造部材の性能を調べ,さらに面材をシージング材として用いたダイアフラム構造について論じたも のである。得られた主な成果は次のとおりである。

(1) 合板のような直交異方性板が,中央集中荷重や等分布荷重を受ける場合のたわみに関する微 分方程式から,厳密解を誘導した。そして力学的性質を異にする各種の平板を用いた実験結果と,こ こに誘導した解とは良く一致することを確かめた。

(2) 合板をフランジに用いたストレストスキンパネルの曲げ問題について,有効幅の定義を新た に与え,その妥当性を実験で確かめ,有効幅比算出図を作製した。

(3) 合板ウェブを用いた実大のボックスビームの曲げ試験を行った。その結果,材料の許容応力 度は妥当であり,またこの許容応力度を用いた設計方法も的確なものであることが検証された。

(4) 合板その他木質平面材料を釘打ちした壁,床,屋根などのダイアフラム構造体を加力した場合の変型を求める式を導き,実験で検証した。

(5) ダイアフラム構造システムを適用した実際の建物およびこの建物を構成する壁列および屋根 の加力試験を実施した。その結果, 剛性に関する直交壁効果は現れないとと, 水平剛性, 捩り剛性 は, 建物を構成する壁列単体の試験結果から計算した値と良く一致すること, 間仕切壁に加わる力の 割合をダイアフラムの剪断剛性との関連で導いた計算式は, 実験値と良く一致することなどが確かめ られた。

第1章 緒 論·	3
第2章研究史·	
第3章 木質平板の曲げ・	
3.1 理論式の誘導 ·	
3.1.1 対辺単純支持	・他辺自由の矩形板
3.1.2 無限細長	板
3.2 実 験·	
3.3 実験結果と検討·	
3.4 摘 要·	
第4章 合板をフランジ	に用いたストレストスキンパネルの曲げおよび座屈挙動18
4.1 理 論·	
4.1.1 曲	げ
4.1.2 圧縮フランジ	^{>} の座屈問題の解の誘導
4.2 有効幅に与える弾	[≨] 性パラメータの影響
4.3 有効幅算出図·	
4.4 実 験·	29

目 次

1983年11月30日受理 (1) 木材利用部 木材利用-37 Wood Utilization-37

4.4.1	パネル構成材料の弾性定数の測定	29
4.4.2	パネルの製造とその種類	32
4.4.3	パネルの曲げ試験	33
4.5 実駒	険結果と検討	33
4.6 摘	要	38
第5章 合	板ウェブを用いたボックスビームの曲げ性能	38
5.1 ボッ	ックスビームの設計方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	39
5.2 実	験	42
5. 2. 1	試 験 体	42
5.2.2	実 験 方 法	53
5.3 実験	後結果と検討	54
5.3.1	破損の形態	54
5.3.2	た わ み	55
5.3.3	曲 げ 応 力	64
5.3.4	 水平剪断応力とウェブの座屈	66
5.3.5	フランジーウェブ間の剪断応力	68
5, 3, 6	許容応力度を用いた設計方法	71
5.4 摘	萆	71
第6音 木	ダ 「質亚面材料を用いた辟パネルのラッキング性能・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	72
61 時 <i>の</i>		79
69 宝		75
63 安縣	秋 万 伍 徐结里上检针	
	医相不ら後期	00
6 3 1		
6.3.1	耐 力	80
6.3.1 6.3.2	耐 力 壁体の変形の推定	····80 ····85
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合	耐 力 	····80 ····85 ····91
 6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 	 耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 	····80 ····85 ····91 ····92
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1 1	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験	····80 ····85 ····91 ····92 ····92 ····92
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.1	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 イアフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実 転 古 注	····80 ····85 ····91 ····92 ····92 ····92 ····92
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.1 7.1.2 7.1.3	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 イアフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験方法 実験結果と検討	····80 ····85 ····91 ····92 ····92 ····92 ····92 ····95 · 101
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.2 ダイ	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験方法 実験結果と検討	····80 ····85 ····91 ····92 ····92 ····92 ····95 · 101 ···95
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合わ 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.2 ダイ 7.2 1	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験方法 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験方法	80 91 92 92 92 92 95 101 105
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.2 ダイ 7.2.1 7.2.2	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験 方 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験 方 法 実験 支換	80 91 92 92 92 92 95 101 105 105 106
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.2 ダイ 7.2.1 7.2.2 7.3 下碟	耐 力 壁体の変形の推定 要 要 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 イアフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験 方 法 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験結果と検討 実験結果と検討 実験結果と検討 長数結果と検討	80 85 91 92 92 92 92 95 101 105 105 106 109
 6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合章 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.2 ダイ 7.2.1 7.2.1 7.2.2 7.3 下張 7.3 下張 	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験方法 実験方法 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験結果と検討 (東) 方法 (東) 方法	80 85 91 92 92 92 95 101 105 105 106 109 109
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.2 ダイ 7.2.1 7.2.2 7.3 下張 7.3.1 7.3.2	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験方法 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験 方法 実験方法 実験有方法 実験結果と検討 長材集中荷重試験 実験方法 実験方法	80 85 91 92 92 92 95 101 105 105 106 109 109 109
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.3 7.2 ダイ 7.2.1 7.2.2 7.3 下張 7.3.1 7.3.2 7.4 摘	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験方法 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験結果と検討 長秋集中荷重試験 実験結果と検討 要	80 85 91 92 92 92 95 101 105 105 106 109 109 109
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章合 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.2.4 7.3 下張 7.3.1 7.4 摘 第8章本	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 イアフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験 方 法 実験結果と検討 イアフラムの曲げ試験 実験結果と検討 実験結果と検討 長材集中荷重試験 実験結果と検討 夏 方 法 実験結果と検討 長材集中荷重試験 要 酒ダイアフラム構造システムの実大建物への適用	80 85 91 92 92 92 95 101 105 106 109 109 109 109
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章合 7.1 ダイ 7.1.3 7.2.4 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.2 7.4 摘 第8章本 8.1 実	 耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験方法 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験結果と検討 長験結果と検討 長験結果と検討 要 質ダイアフラム構造システムの実大建物への適用 野 	80 85 91 92 92 92 95 95 95 95 95 91 105 105 106 109 109 109 110 111
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合が 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.2.4 第8章 木が 8.1 実路 8.2	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験方法 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験方法 実験方法 実験指果と検討 長材集中荷重試験 実験結果と検討 夏 質ダイアフラム構造システムの実大建物への適用 験方法	80 85 91 92 92 92 92 92 92 95 101 105 105 106 109 109 109 110 111 111
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 ⁵ 7.1 ダイ 7.1.3 7.2.1 7.2.1 7.2.1 7.2.1 7.2.1 7.2.1 7.3 下張 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.2 7.4 摘 木野 8.1 実験 8.2 実験	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験 方 法 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験結果と検討 夏 放方 法 実験結果と検討 夏 方 法 実験結果と検討 要 質ダイアフラム構造システムの実大建物への適用・ 験 方 鉄結果と検討	80 85 91 92 92 95 101 105 105 106 109 109 110 111 111 111 117
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1.3 7.2.4 7.3 下張 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.2 7.4 摘 8.1 実験 8.2 実験 8.2.1	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 イアフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験 方 法 実験結果と検討 イアフラムの曲げ試験 実験結果と検討 夏 度材集中荷重試験 要 質ダイアフラム構造システムの実大建物への適用 験 方 法 実験結果と検討 資 資 方 法 (算 本 耐 力	80 85 91 92 92 92 95 101 105 105 106 109 109 109 110 111 111 111 117
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1.3 7.2.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 8.1 寒襲 8.2.1 8.2.3	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 イアフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験 方 法 実験結果と検討 長材集中荷重試験 裏 度 度 質ダイアフラム構造システムの実大建物への適用 験 方 絵 線結果と検討 二 鍵結果と検討 要 質ダイアフラム構造システムの実大建物への適用 験 方 絵 大 耐 力 生 教	80 85 91 92 92 95 .101 105 105 105 106 109 109 109 110 111 111 111 117 118
 6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合デ 7.1 ダイ 7.1.1 7.1.2 7.1.3 7.2 ダイ 7.2.1 7.2.2 7.3 下張 7.3.1 7.3.2 7.4 摘 8.1 実 8.2 実験 8.2.1 8.2.2 8.2.3 8.2.4 	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 イアフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験方法 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 実験結果と検討 長材集中荷重試験 要 質ダイアフラム構造システムの実大建物への適用 験方法 装験結果と検討 日 要 質ダイアフラム構造システムの実大建物への適用 験方法 装飾和と検討 帯金物の効果 最大耐力 実大効果 建物のねじれ	80 85 91 92 92 92 95 .101 .105 .105 .106 .109 .109 .109 .109 .110 .111 .111 .117 .118 .119 .122
6.3.1 6.3.2 6.4 摘 第7章 合 7.1 ダイ 7.1.3 7.2.4 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.1 7.3.2 7.4 歳 8.1 実験 8.2.1 8.2.3 8.2.4 8.25	耐 力 壁体の変形の推定 要 板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力 (アフラムの水平加力試験 (アフラムの水平加力試験 たわみ式の誘導 実験方法 実験結果と検討 (アフラムの曲げ試験 (アフラムの曲げ試験 実験結果と検討 (アフラム曲げ試験 実験結果と検討 (アフラム構造システムの実大建物への適用 験方法 要 質ダイアフラム構造システムの実大建物への適用 験方法 焼討 慶太耐力 実大効果 違物のねじれ ダイアフラム開始と降の声重分相案	80 85 91 92 92 95 101 105 105 106 109 109 109 110 111 111 117 117 118 119 122

木質平面材料の構造的性能に関する研究(平嶋)

	8.2	2.6	脚部の浮上りと変形	128
8	. 3	摘	要	130
第	9章	結	論······	130
謝			辞	132
<u></u>	用	文	献	133
Su	mm	ary ·		137

第1章緒論

現在,わが国では年間100万戸を超える量の住宅が建設されているが,そのうちの主流は依然として木造で,全体の6割を占めている。

しかし,現在の住宅建設には,多大な需要にこたえるための材料資源問題や施工技能者の技術問題など,困難な問題を抱えており,早急な改善や解決が強く望まれている。

従来は、地域の個別散在的な住宅需要に、地元の大工、工務店が応ずるといったシステムにより住宅建 設が進められていたが、この方法では年々増大する多大な需要に応じられなくなり、また大工技能者の減 少や伝統的技能の継承が困難になり、近年新たな工法が幾つか登場してきている。

それは,一つはプレハブまたは工業化住宅であり,一つは北米よりシステムを導入した枠組壁工法である。

この両者を構造面から見た場合に共通していえることは,主要な構造躯体は面材料で構成し外力に抵抗 させようとしていることである。

これは先に述べた住宅建設がその内に抱える問題に対する一つの解決法として答えようとするもので, 面材料の重要性が認識されるゆえんである。

木質平面材料としては、合板、パーティクルボード、繊維板、硬質木片セメント板などがあるが、これ らの構造的利用は欧米においては早くから行われてきたが、わが国では化粧的な利用が多く、構造的利用 は立遅れている。したがって、これら木質平面材料の構造的利用に関する研究資料の蓄積は乏しく、住宅 問題解決の上からも、木質平面材料の構造的性能を明らかにすることが強く望まれているところである。

木質平面材料,特に合板は,木材の持つ異方性をそのまま受け継いでおり,その力学的取り扱いは複雑 である。また,面材を用いた構造部材の取り扱いも,例えば釘接合により構成される部材などではその接 合部の力と変形との関係がすぐ直線を離れて非線形領域に入ってしまうため,いままでのところその解析 は進んでいない。

本研究では、まず第3章において、木質平面材料そのものの力学的性能を明らかにすべく、曲げ問題を とりあげ、特定の境界条件についての理論解を誘導し、実験によりその妥当性を検討した。

次に, 合板と木材を接着して構成した ストレストスキンパネル および ボックスビームについて検討した。

第4章においては、ストレストスキンパネルの力学的取り扱いを簡単にする目的で、合板の有効幅について理論的、実験的に検討し、さらに圧縮フランジの座屈について理論式を導いた。

第5章では、合板をウェブとしたボックスビームをとりあげ、その曲げ性能を実験的に求めるととも に、合板の許容応力度を用いた設計方法の妥当性についても検討を試みた。さらに、ウェブの座屈につい ての知見を得るために、実大規模の実験を行い、座屈に対して安定なウェブの寸法を求めた。

- 3 -

合板など平面材料を枠組に釘打して構成した,平面的広がりを持ち,この面全体が一体となって外力に 抵抗する構造形態をダイアフラム構造と称しているが,第6章以降では,木質平面材料が最も一般的に, 最も大量に使われているこのダイアフラム構造について検討した。

すなわち,第6章では、枠組に面材料を釘打ちした,鉛直ダイアフラムと考えられる壁パネルのラッキング性能をとらえるため、壁パネルの変形を計算するための非線形式を誘導し,各種の実験を実施してその妥当性を確かめた。

第7章では、床および屋根ダイアフラムの許容耐力を実験的にとらえ、あわせて変形を推定するための 計算式を提案している。

最後に第8章で、木質平面材料を用いたダイアフラム構造により実際の建物を建設し、この構造の特性 を実験的・理論的に追求している。

このように本研究は、木質平面材料の有効利用を図る上から、材料そのものの曲げ性能から始めて、木 材との接着接合により組立てられた部材の特性、釘着によるダイアフラム構造の性能、最後に実際の建物 の構造性能に至るまで一貫して木質平面材料の力学的特性を追求したものである。

第2章研究史

木質平面材料のうちで最も古くからまた現在最も広く用いられている合板は、その歴史をたどってみる と、古代エジプト王国時代(B.C. 1500年)にまでさかのぼるといわれる¹⁰。しかし、このベニャリング (薄板ばり)の手法は、美麗な薄板を表面に張るという専ら装飾を目的としたもので、合板が広く構造的 に使われるようになったのは、はるかに時代を下った 19 世紀初頭であった。

合板は力学的にみると、木材の持つ直交異方性を引き継いでおり、合板を力学的・数学的に解析することは非常に複雑で困難な問題を数多く含んでいる。

合板の弾性問題に初めて数学的手法を適用したのは、A. T. PRICE (1928 年)で、H. Hörig (1931)、H.
 W. MARCH (1936) がこれに続いた。この間の歴史は、R. F. S. HEARMAN の著作³⁰ に詳しい。

合板のたわみに関する式は、4階の偏微分方程式となる。この微分方程式は、境界条件が特殊な限られた場合にしか解くことができない。

MARCH³⁰ は、この合板のたわみ問題に対する微分方程式を提示するとともに、各種の境界条件に対する 解を導き、これを実験で検証した。澤田ら⁴⁰ も後に周辺単純支持の合板が集中荷重を受ける場合について 実験で検証している。

以後,等方性・異方性の違いを問わず板に関する多くの研究が行われ,解法にもいろいろの工夫がなさ れた。これらは Тімозневко⁶),坪井⁶), LEKHNITSKII⁷), Амвактзимуав⁸⁾ らによってまとめられている。

この中で著者⁹⁾¹⁰⁾は、合板が実際に最もよく用いられる条件、すなわち対辺単純支持・他辺自由なる境 界条件に対する厳密解を誘導し、実験で検証した。

合板のたわみに関する厳密解は、微少変形内で限られた境界条件のものしか得られていないが、近年の 電子計算機の発達により、有限要素法、差分法などの近似的数値解法も実用的なものとなってきており、 板の複雑な問題も解き明かされつつある。

例えば, 増田¹¹¹は差分法を合板に適用し, シェル, 大変形, 座屈など非線形問題にまで論を及ぼしている。

平面材料は、概して板厚が薄いため、それだけで曲げを受けることは構造的に不利である。そこで実際 には、桟(リブ)を釘または接着剤で接合して用いることが多い。このように、桟と面材とからなる曲げ 部材を、面材も応力を負担するという意味からストレストスキンパネル(stressed-skin panel)と呼ぶ。 この種パネルは今日、プレハブ住宅などに多く用いられている。

パネルの開発は、1930年代前半アメリカ合衆国の林産研究所で行われ、1940年代にプレハブ住宅用として実用化された¹³⁹。

NEWLIN¹⁸⁾ はこの頃, 圧縮フランジの許容応力度を座屈により低減する, いわゆるリブの基本間隔を基礎とする実用設計方法を提唱し, これは後に引き継がれた¹²⁾¹⁴⁾¹⁵。しかし,より精密な応力解析やたわみ を求めるためには,フランジ内のいわゆるシアラッグ (shear lag) と呼ばれる応力分布状態を解明しな ければならなかった。

この問題に REISSNER¹⁶⁾¹⁷, TIMOSHENKO¹⁸, は最小仕事の原理を適用し, これは後に剣持ら¹⁹) によってサ ンドイッチパネルのシアラッグ問題に応用されている。

合板をフランジとして用いたパネルの曲げ解析は、1958 年 TOTTENHAM²⁰⁾ が行っている。解法は、フラ ンジをリブからの剪断応力によって引き起される平面応力場とし、境界条件を付与して応力函数を解くと いうものであった。Amana ら²¹⁾ はこの方法を引き継いで、いろいろなタイプのパネルに解を与え、実験 で検証を行っている。

MULLER²²⁾, MÖHLER²³⁾²⁴⁾は、境界条件に工夫を施して解を導いている。

著者³⁶⁷は,有効幅の定義を新たに与え,この有効幅を用いて梁の初等公式から計算したたわみが実験値 と合うことを確かめた。

辻野%)は、有限要素法をパネルの曲げに適用し、実験で検証している。

圧縮側フランジの坐屈問題の解析は Foschi⁸⁷⁾ により行われている。 Foschi の方法は、フランジ内の応力は、幅方向で一様としているが、著者は本研究の中で、この応力分布をシアラッグを伴ったものとしてフランジの座屈問題を RAYLEIG-Ritz の方法で解き、これを行列の固有値問題に帰着させた。

また,フランジと桟木を釘で接合したパネルについては,杉山²⁸⁾,安藤³⁹⁾らの実験的研究が行われている。

一般に、建築などに用いられる構造材のうち、柱のような堅材はあまり大きな断面を必要としないが、 いわゆる横架材は、平面設計上の自由性との兼ね合いもあって 深せいの大きいものが 要求される。しか し、木材資源の枯渇化は世界的に避けられないすう勢にあり、大径の木材の供給は困難になっていくと予 想される。これは近い将来、住宅建設の上で重要な問題の一つになると考えられる。

この問題解決の一つの手だてとして、フランジとウェブで構成する組立梁が考えられている。梁には曲 げ応力と剪断応力が発生するが、この組立梁は、曲げ応力は梁の外縁に配したフランジが、剪断応力はウ ェブが負担する仕組みになっている。したがって、フランジには小径材を使用でき、ウェブには剪断性能 に優れる合板などの面材が使用できるので、小径材等の低品質材および木質平面材料の有効利用が図られ ると期待される。

ボックスビームの研究は、初期の頃は使用木材材積の節約という観点から行われていたが⁸¹⁾、合板をウェブとした ボックスビームの使用は、第一次世界大戦(1941 年~)において、アメリカ合衆国で飛行機の翼梁やストラットに使われたのがその始まりとされる¹⁹⁾。

- 5 -

一方,ドイツではこの頃鋼材不足に悩み,木構造や釘,接着剤など接合部に関する精力的な研究が行われて多くの成果を得たが,これは合衆国に引き継がれ単位骨組み構造等木構造は大いに発展した。これと期を一にしてボックスビームに関する研究も行われ,1942年にはボックスビームを使った骨組み構造に関する設計データが刊行されている。

また, この年には合衆国林産研究所の LEWIS ら⁸³⁾ の実験結果を基に ウェブの座屈と終局剪断強さとの 関係を示す実験曲線が得られている⁸⁸⁾。LEWIS らの実験は,数十体のボックスビームを用いており,ウェ プの座屈に関する実用的な設計方法の基礎となった。

ボックスビームのような形状をした梁は,通常の梁と比べて剪断たわみが非常に大きくなるが,この問題に対しては,1941年 NEWLIN⁸⁴⁾により歪エネルギー法を適用した解が得られている。これと同じ手法により導いた解が実験値と良く一致したと,高見⁸⁶⁾,BIBLIS⁸⁶⁾,EBLBECK⁸⁷⁾らは報告している。

ボックスビームにおいては、フランジの曲げ応力、特に終局強さについては通常の曲げの公式は適用できない。木材の梁(ボックスビームも含まれる)の曲げにおいては、比例限度応力や、終局強さは一定ではなく、その梁の断面形に依存するという事実に基づき MAREWARDT ら⁸⁸⁾⁸⁹⁾⁴⁰⁾は形状係数 (form factor)なる概念を導入して、これを実験的に検証した。

以上の研究によりボックスビームに対する力学的取扱いの基礎はほぼ固まったと言えよう。以後のボックスビームに関する研究は、フランジやウェブの継手の位置、接着の方法、材料の許容応力度と設計方法の関係など、実際使用上の問題点を追求したものが多い⁴¹⁾⁴²⁾⁴³⁾。

この中で著者440~477 は、ボックスビームの製造方法、材料の許容応力度、ウェブの座屈などの問題について、実大規模の試験体を用いた実験で総合的な検討を加えた。この結果、設計方法や許容応力度460が妥当であり、実際のボックスビームが所要の耐力を保持していることがわかり安全性が確認されたとして、 1980年にはわが国でもボックスビームを枠組壁工法住宅に用いることが公的に認められるに至った。

欧米では、ボックスビームは住宅の根太や大スパン構造に広く使われており、製造方法や設計方法に関 するマニュアルも用意されている^{49)~51)}。

最近では、電子計算機の発達で実用的となった有限要素法を用い、テーパーを持ったボックスビームのような複雑な問題を追求したものも報告されている⁵³⁾。

合板など木質平面材料を枠組に釘打した耐力壁や床,屋根は高い剪断性能を有していて,構造的に一体 となった面という意味からダイアフラム構造と呼ばれ,枠組壁工法などに多く用いられている。

枠組壁工法で従来の板張りに代わって合板などの面材が下張材に用いられるようになったのは、この 20 年の間である。1964年のアラスカ地震においては、合板シージングを用いた木造建物には被害が無く、 剛性が極めて大きいことが報告され⁵⁰、ダイアフラム構造の優秀性が図らずも実証された。

ANDERSON⁶⁷⁾は、いろいろなタイプの壁の水平剪断試験結果をとりまとめて報告している。杉山等⁶⁸⁾⁻⁶¹⁾は、枠組壁工法を用いた耐力壁の剪断試験を行い、剪断性状に影響を及ぼす因子を実験的に究明している。山井⁶³⁾、丸山⁶⁸⁾、飯塚⁶⁴⁾、石山⁶⁵⁾らは枠組の方法や面材の種類を変えた耐力壁の性能を実験によりとらえている。有馬⁶⁶⁾⁶⁷⁾は、耐力壁に加わる鉛直力の影響や釘接合の影響を調べている。金谷⁶⁸⁾、神谷⁶⁹⁾らも釘接合と耐力壁の耐力との関係を調べ、林⁷⁰⁾は開口を持つ壁の耐力について論じている。

以上のほとんどは、実験的な方法によっており、壁体の形状等が変わっても適用できる普遍性のある解 析には至っていなかったが、Тиом¹¹は、釘接合部の剪断試験結果を用いて耐力壁の最大耐力を推定する 方法を導き,実験により検証した。

著者⁷⁷⁾⁷⁸⁾は,各種の壁体の剪断試験を実施するとともに,釘接合部のスリップ曲線と壁の変形曲線とは 互いに相似でともに指数曲線で近似できることを示し,壁変形の計算式を誘導した。

床や屋根など水平またはそれに近いダイアフラムは,水平力を横に伝達し,建物を一体化してねじれな どを防ぐ働きが求められる。

STILLINGER⁷⁵⁾は、合板を張った6m×18mという大きな屋根の水平加力試験を行い、最大剪断力と安 全率を調べている。TISSELI⁷⁶⁾は、釘や合板の種類を変えた18体の実大床の水平加力試験を行い、釘、合 板、枠組材の種類等床の仕様に応じた許容剪断力を提案し、これは現在の Uniform Building Code⁷⁷⁾に 採用されている。

わが国においては、枠組壁工法導入の際に、合板、パーティクルボードを面材とした床の加力試験が行われている⁷⁸。佐野⁷⁹は、床の面内剛性と、その下にある耐力壁に入る力との関係を実験的に追求し、飯 塚ら⁸⁰は、面材張りと火打梁の比較を行っている。

この中で著者⁸¹は、枠組壁工法の床について、面材や釘の種類を変えた場合や受け材を省略した場合な ど、各種仕様のものの水平加力試験を行い、耐力性能を調べた。また、本研究の中でトラスを使用した角 度を持った屋根の性能を初めてとらえるとともに、従来言及されなかったダイアフラムの変形についても 近似式を誘導した。

ダイアフラム構造システムを応用した建物の実大加力試験は,アメリカ合衆国で数多く行われている。 例えば YoxEL⁸⁶⁾は,2階建建物の水平加力試験を行い,Tuom⁸⁷⁾は,雪や風荷重をシュミレートした鉛直 または水平等分布荷重を加えて,実大建物の性能をとらえている。

わが国においても枠組壁工法導入を契機として,実大実験が幾つか行われ,貴重な資料が蓄積されつつ ある。杉山ら⁸⁸⁾⁻⁹⁹¹は,枠組壁工法住宅の実大加力試験を実施し,建物の保有耐力を調べるとともに,耐 力壁単体の挙動と実大建物のそれとの関係を論じている。佐野⁹³⁾⁹⁴⁾は,間材小径材に合板をシージングと して張った建物の実大加力試験を行い,この構法の剛性の高さを報告している。

以上の試験に共通して言えることは、実大建物の保有耐力を調べるということが主眼となっていて、建 物の平面・構造計画が異なった場合にも適用できるような法則性は必ずしも明確になっていない。

著者⁹³⁾⁹⁶⁾は、この点に着目し、建物を構成する壁列や屋根ダイアフラム単体の試験を実施し、次にこれ らによって構成した実大建物の加力試験を行い、実大効果、建物のねじれ、屋根ダイアフラムの働きなど について、定量的にとらえることを試みた。

第3章 木質平板の曲げ

本章では,木質平面材料が実際に最も多く使用される条件である,対辺支持板をとりあげ,支持辺が無限に長い場合およびこれが有限の矩形板の厳密解を誘導し,有限矩形板については,各種の平面材料を用いた実験により検証を行った。

3.1 理論式の誘導

板のたわみを、 膜応力の影響が無視できるほど微少であると仮定すると、 板のたわみ w に関する微分 方程式は、等方性板の場合には⁵⁾

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D}$$
 (3. 1)

で表され、直交異方性板で弾性主軸と支持辺が一致する場合にはの、

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2k \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial \eta^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial \eta^4} = \frac{p}{D_x} \qquad (3. 2)$$

で表される。ここで x, y:直交座標

$$\eta = my, \quad D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^3)}, \quad m = \sqrt[4]{\frac{D_x}{D_y}},$$
$$D_x = \frac{E_xh^3}{12(1-\mu_{xy}\mu_{yx})}, \quad D_y = \frac{E_yh^3}{12(1-\mu_{xy}\mu_{yx})},$$
$$D_{xy} = \frac{G_{xy}h^3}{6}, \quad k = \frac{D_{xy} + D_x\mu_{yx}}{\sqrt{D_xD_y}}$$

E:等方性材料のヤング係数 ν:等方性材料のポアソン比 E_x , E_y :曲げヤング係数 G_{xy} :剪断弹性係数 μxy, μyx:ポアソン比 h:板 厚

3.1.1 対辺単純支持・他辺自由の矩形板

a. 板全面に等分布荷重が加わる場合

Fig. 1 のごとく, x = 0, a で単純支持され, $y = \pm b/2$ で自由な矩形板の解は, 与えられた微分方程式 (3.1), (3.2) が線形であるから,特解と斉次方程式の一般解(余関数)の和として得られる。特解は ± y 方向に無限に長い細長板に等分布荷重が加わる場合の解をとり、余関数は、変数分離形とし、 x の関数列 を直交関数列 sin nπ x/a とすれば、定数係数をもつ4階の線形常微分方程式の一般解に帰せられる。

そして、この一般解中の未定係数は、次の境界条件により決定される。



Fig. 1. 短形板の座標 Choice of (x, y) axes for the rectangular plate.



板中央 (x = a/2, y = 0) のたわみを w_0 , 自由 辺中央 $(x=a/2, y=\pm b/2)$ のたわみを w_e とす ると、これらは次のように表される。 (i) k=1の場合 (等方性材料)⁵

- 8 -

ただし, po: 単位面積当たりの分布荷重

$$\alpha = \frac{b\pi}{2a}n$$

(ii) k<1の場合 (直交異方性材料)⁹⁾

$$w_{0} = \frac{4p_{0}a^{4}}{\pi^{5}D_{x}} \sum_{n=1,3,5\cdots} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^{5}} \Big[1 + \frac{(K'\sinh\alpha_{1}\cos\alpha_{2} - K\cosh\alpha_{1}\sin\alpha_{2})\mu_{xy}}{\psi t_{2}\sinh\alpha_{1}\cosh\alpha_{1} - \psi't_{1}\sin\alpha_{2}\cos\alpha_{2}} \Big]$$
.....(3. 9)

$$w_{e} = \frac{4p_{0}a^{4}}{\pi^{6}D_{x}} \sum_{n=1,3,5,...} \frac{(1-)^{\frac{n-1}{2}}}{n^{6}} \\ \left[\frac{-m^{2}\{(m^{2}+\phi)\sinh\alpha_{1}\cosh\alpha_{1}+(m^{2}-\phi)\sin\alpha_{2}\cos\alpha_{2}\}}{\psi t_{2}\sinh\alpha_{1}\cosh\alpha_{1}-\psi't_{1}\sin\alpha_{2}\cos\alpha_{2}} \right] \dots (3.10)$$

ただし, $K = t_1(m^2 t_1^2 - m^2 t_2^2 - \phi)$

$$\begin{split} &K' = t_3 (m^3 t_2^2 - m^2 t_1^3 + \phi) \\ &\phi = \mu_{xy} + \frac{2D_{xy}}{D_y} , \quad t_1 = \sqrt{\frac{1+k}{2}} , \quad t_2 = \sqrt{\frac{1-k}{2}} , \\ &\alpha_1 = \frac{bm\pi}{2a} t_1 n , \quad \alpha_2 = \frac{bm\pi}{2a} t_2 n , \quad D' = \frac{D_{xy}}{D_y} \\ &\psi = -\left\{m^4 + 2m^2 \mu_{xy} (2t_2^2 - 1) + 2D' \mu_{xy} + \mu_{xy}^2\right\} - 2m^2 D' \\ &\psi' = m^4 + 2m^2 \mu_{xy} (2t_2^2 - 1) + 2D' \mu_{xy} + \mu_{xy}^2 - 2m^2 D' \end{split}$$

b. 中央集中荷重が加わる場合

この場合 Fig. 2 のごとく 板の中央部分に部分的に単位面積当たり p_0 の等分布荷重が加わる場合の 解 を誘導し、そして その解において $u \rightarrow 0$ 、 $v \rightarrow 0$ なる条件を用いれば、中央集中荷重の場合の 解が得られ る。この場合には、板を三つの部分に分け、-v/2 < y < v/2 での たわみを w、y > v/2、y < -v/2 での た わみを w' とすれば、w は等分布荷重の場合とまったく同一の形で表され、w' は荷重が0 であるから、 余関数である。

未定係数は、境界条件(3.3),(3.4),(3.5),(3.6)と、次の連続条件により決定される。

$$y = \frac{v}{2} \quad \mathcal{C} \qquad w = w', \quad \frac{\partial w}{\partial y} = \frac{\partial w'}{\partial y}, \quad \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \frac{\partial^3 w'}{\partial y^2}, \quad \frac{\partial^3 w}{\partial y^8} = \frac{\partial^3 w'}{\partial y^8}$$

中央集中荷重 P が加わる場合の wo, we を次に示す。

(i) k=1の場合⁵⁾

$$w_{0} = \frac{a^{2}P}{2\pi^{3}D} \sum_{n=1,3,6...,n^{3}} \frac{1}{n^{3}} \cdot \frac{(3+\nu)\sinh^{3}\alpha + \alpha^{2}(1-\nu) + 4/(1-\nu)}{(3+\nu)\sinh\alpha\cosh\alpha - \alpha(1-\nu)}$$
(3.11)
$$w_{e} = \frac{a^{2}P}{\pi^{3}D} \sum_{n=1,3,6...,n^{3}} \cdot \frac{a\sinh\alpha + (2\cosh\alpha)/(1-\nu)}{(3+\nu)\sinh\alpha\cosh\alpha - \alpha(1-\nu)}$$
(3.12)

(ii) k<1の場合⁹⁾

$$w_{0} = \frac{ma^{2}P}{t_{1}t_{2}\pi^{3}D_{x}} \sum_{n=1,3,5...} \frac{1}{n^{3}} \cdot \frac{\psi t_{2}^{2} \sinh^{2} \alpha_{1} + \psi' t_{1}^{2} \sin^{2} \alpha_{2} - 4m^{4} t_{1}^{2} t_{2}^{2}}{\psi t_{2} \sinh 2 \alpha_{1} - \psi' t_{1} \sin 2 \alpha_{2}} \quad \dots \dots (3.13)$$

$$w_{e} = \frac{ma^{2}P}{t_{1}t_{2}\pi^{3}D_{x}} \sum_{n=1,3,5...} \frac{1}{n^{3}} \cdot \frac{(\sinh^{2} \alpha_{1} + \cos^{2} \alpha_{2})\Gamma - t_{2} \sinh \alpha_{1} \cosh \alpha_{1} + t_{1} \sin \alpha_{2} \cos \alpha_{2}}{C \sinh \alpha_{1} \sin \alpha_{2}/2m^{2} t_{1} t_{2} + \cosh \alpha_{1} \cos \alpha_{2}} \dots \dots (3.14)$$

ただし、 $C = m^2 - 2m^2 t_2^2 - \mu_{xy}$

$$\Gamma = \frac{2(\psi t_2 \sinh^2 \alpha_1 + \psi' t_1^2 \sin^2 \alpha_2 - 4m^4 t_1^2 t_2^2}{\psi t_2 \sinh 2\alpha_1 - \psi' t_1 \sin 2\alpha_2}$$

3.1.2 無限細長板

a. 板全面に等分布荷重が加わる場合5)

Fig. 1 において、±y方向に無限に長い板を考える。板全面に等分布荷重が加わる時の解は、3.1.1節 における特解がそれに当たる。

したがって,等方性材料の場合には

$$w = \frac{p_0 a^4}{24D} \left(\frac{x}{a} - 2\frac{x^8}{a^8} + \frac{x^4}{a^4} \right)$$
(3.15)

これが梁の場合には、式中の D が EI に変わるだけである。板中央すなわち x=a/2, y=0 の点のたわみを w_0 とすると、

$$w_0 = \frac{5p_0 a^4}{384D}$$
 (3.16)

直交異方性板の場合には、式 (3.15)、(3.16) において $D \in D_x$ に代えればよい。

b. 線または集中荷重が作用する場合10)



Fig. 2. 部分的荷重を受ける短形板 Choice of (x, y) axes for the partially loaded rectangular plate. A uniform load is distributed over the shaded rectangle with the sides u and v.



Infinite rectangular plate and applied linear load.

Fig. 3 において, *x* 軸上に単位長さ当り *q*₀の大きさの線荷重が作用するものとする。 境界条件は

である。この条件の下に微分方程式(3.2)を解いて次式が得られる。

$$w = \frac{a^{\circ}q_{0}}{t_{2}(t_{1}^{2} + t_{2}^{2})m^{8}\pi^{4}D_{y}} \sum_{n=1,8,\delta...} \frac{1}{n^{4}} \cdot \left[\frac{t_{2}}{t_{1}}\cos\lambda_{2}y + \sin\lambda_{2}y\right]e^{-\lambda_{1}y} \sin\frac{n\pi x_{0}}{a}\sin\frac{n\pi u}{a}\sin\frac{n\pi x}{a} \cdots \cdots \cdots \cdots (3.20)$$

さて、ここで $u \rightarrow 0$ のとき、 $P = 2q_0 u$ を集中荷重とし、 $\sin n\pi u/a \rightarrow n\pi u/a$ とすると集中荷重が作用する場合の解が得られる。

板中央に集中荷重が作用する場合の板中央のたわみは,

$$w_0 = \frac{m}{2\pi^3 \ell_1} \frac{a^2 P}{D_x} \sum_{n=1,3,6\dots,n^3} \frac{1}{n^3}$$
(3.21)

で表される。これは周辺が単純支持された有限矩形板に中央集中荷重が加わる場合の板中央のたわみ4

$$w_{0} = \frac{m}{2\pi^{3}t_{1}t_{2}} \frac{a^{2}P}{D_{x}} \sum_{n=1,3,5,\dots} \frac{1}{n^{3}} \cdot \frac{t_{2}\sinh 2\alpha_{1} - t_{1}\sin 2\alpha_{2}}{\cosh 2\alpha_{1} + \cos 2\alpha_{2}} \dots (3.22)$$
$$\left(\alpha_{1} = \frac{b\lambda_{1}}{2}, \ \alpha_{2} = \frac{b\lambda_{2}}{2}\right)$$

において、 $b \rightarrow \pm \infty$ としたとき、 $\sin 2\alpha_2$ 、 $\cos 2\alpha_2$ はたかだか ± 1 であり、 $\sinh 2\alpha_1$ 、 $\cosh 2\alpha_1$ に比べて微少であるためこれを省略し、さらに

$$\frac{\sinh 2\alpha_1}{\cosh 2\alpha_1} = \tanh 2\alpha_1 \rightarrow 1$$

としたものに一致する。

3.2 実 験

材料はラワン合板 (A, B, C, D, E, F は3プライ, G, H, I, J, K, L は5プライ), 繊維板 (FB-A, B), パーティクルボード (PB-A, B), アルミニウム板 (AL), アクリル樹脂板 (AC-A, B) を使



Fig. 4. 集中荷重試験方法 Method of loading and supporting.



Fig. 5. 曲げによるポアンソン比の測定 Test apparatus for measuring Poisson's ratio in bending.

材 料 Material	記 号 Notation	厚 さ Thickness (cm)	比重 Specific gravity	含水率 Moisture content (%)	1) E ₁ (tf/cm ²)	E_2 (tf/cm ²)	8) <i>G_{xy}</i> (tf/cm ²)	4) µ ₁₂	4) µ ₂₁
	A	0.625	0.569	9.1	126.6	21.6	5.49	0.0957	0.01635)
	В	0.623	0.563	9.1	126.4	22.0	5.63	0,0615	0.01105)
	С	0.620	0.570	8,5	132.3	21.1	5, 81	0.0982	0.0211
,	D	0.622	0.565	7.9	124.0	21.7	5.01	0,108	0,0186
合 板 Plywood	Е	0.620	0.586	8.7	132.8	20.4	5.82	0.139	0.0163
	F	0,621	0.628	8.7	139.4	21.9	5.42	0.114	0.0179
	G	0.930	0,582	9,6	104.2	52.6	5,25	0.0499	0.02525)
	н	0.939	0.586	9.6	98.5	45.0	4,80	0.0444	0.02035)
	I	0.919	0.578	6.8	98.7	44.6	5.44	0.0710	0.0158
	J	0.923	0,576	7.7	99.9	41.0	5,36	0.0418	0.0518
	к	0.915	0,571	9.7	110.7	57.5	5.05	0.0506	0.0279
	L	0.895	0.512	10.2	96.9	42.1	4.40	0.0442	0.0202
繊維板 Fibera	FB-A	0.500	1,092	6.1	52.4	52.0	23.0	0.247	0,228
board	FB-B	0.496	1.069	5.8	54.9	52.9	22, 3	0.247	0,222
パーティク ルボード	РВ-А	1.510	0.699	8.7	29.5	33.9	14.8	0.213	0,239
Particle- board	РВ-В	1.843	0.646	9.2	24.8	28.4	9.23	0.230	0.249
アルミ ニウム Alumi- nium	AL	0.304	2.688		71	1.3	274.9	0.	184
アクリル 樹脂	AC-A	0.507	1.178		3	3.0	13.5	0.	211
Acryl	AC-B	0.519	1.178		3	3.0	12.7	0.211	

Table 1. 使用材料の弾性定数

Thickness, specific gravity, moisture content and

elastic constants of test materials.

1),2) E₁, E₂: 表板繊維方向が平行または直角方向の曲げヤング係数

Young's moduli in bending parallel or perpendicular to face grain, respectively.

Gxy:面材料の剪断弾性係数

3)

Modulus of rigidity.

4) µ12, µ21:曲げ試験より求めたポアソン比

Poisson's ratio associated with a tensile stress parallel or perpendicular to the grain and contraction perpendicular or parallel to the grain, respectively.

5) *E*₁µ₂₁=*E*₂µ₁₂ から計算した値

Calculated value from the following equation, $E_1\mu_{21}=E_2\mu_{12}$.

用した。ラワン合板は、同一の繊維方向のベニヤの厚さの和は、これと直交方向のベニヤの厚さの和とほ ぼ同じになるように構成されている。これら使用材料の厚さ、比重、含水率を Table 1 に示す。

合板は、表板繊維方向が、自由辺に対して平行(方向1)または直角(方向2)に木取った。板の曲げ 試験における支持方法および中央集中荷重方法は、 Fig. 4 に示すように、 木製でナイフェッジ状のサポ ートに試験板を置き、荷重は分銅を直径 8 mm の鉄棒に木皿を取りつけたものに載せた。

たわみの測定は、ダイアルゲージ(最小読取り1/100mm)を使用し、板の最大たわみは、板厚の半分 を超えないように分銅を調節した。等分布荷重は薄い木綿布全体に鎖を縫いつけたシートを使用した。1 シートの荷重は平均 0.000620 kgf/cm² である。

次に、理論計算に必要な材料の弾性定数の測定方法について述べる。

曲げ試験を終えた板を用いて1点荷重によるプレートシア試験より剪断弾性係数を測定した。そしてこ れらの試験体から短冊型の試験片を切り取り、中央集中荷重により曲げヤング係数を測定した。アルミ、 アクリルについては、幅5cm、スパン38cm、他の材料は幅4cm、スパン30cm である。ポアソン比 の測定については、曲げヤング係数測定用の短冊型試験片の中央部分に、互いに直角になるように2枚の ワイヤストレインゲージ (ゲージ長10mm)を張りつけ、この部分に一定モーメントを与えて (Fig. 5)、 それぞれの歪をストレインメータで測定し、それらの比をもって所要のポアソン比とした。

3.3 実験結果と検討

前項で述べた方法により得られた弾性定数は Table 1 に、板の曲げ試験の結果は Table 2, 3 に示す とうりである。

合板のポアソン比測定に際しては、表板繊維方向がスパン方向に対して 90°をなす試験片では、繊維方向の歪の絶対量が非常に小さく、このため μ_{21} の値は各試験片間で大きくばらついた。しかし、 Table 1 に掲げた μ_{12} , μ_{21} の値をともに 0 としても、 w_0 は、6 mm 厚合板では 1、2%、9 mm 厚合板では 2、3% しか増加せず、ポアソン比は、これを無視してもよいと言えるので、実験精度はそれほど問題ではないと言えよう。

板の曲げ試験結果をみると、実測値と理論値はかなり良く一致していると言える。木質板においては、 適合の悪いものが見られるが、これらは反り、ねじれなどの変形を有している板であり、理想的な単純支 持条件とは、かなりかけ離れた条件下で曲げを受けたものである。これらの変形を有する板の荷重たわみ



Relation between load and deflection. (Concentrated load)

林業試験場研究報告 第330号

方向1)	板	2)	2)	2)	wo((×10 ⁻⁸ cr	n) ⁸⁾	we((×10−8 cm	l0 ⁻⁸ cm) ⁸⁾	
Direction	Plate	<u>b</u> a	a (cm)	b (cm)	実 測 Obs. I	理 論 Theor. Ⅱ	Ι/Π	実測 Obs. Ⅲ	理論 Theor. IV	III/IV	
		0.55	80	44	100.0	103.9	0.96	74.0	77.6	0.95	
	A	1.0	40	40	20.7 20.5	21.6	0.96 0.95	4.2 4.1	2.9	1.46 1.41	
		1.1	40	44	21.5 22.3	21.4	1.01 1.04	3.8 2.8	1.1	3, 32 2, 43	
1	В	1.1	40	44	23.8 24.0	21.6	1.10 1.11	1.1 1.8	1.1	1.00 1.58	
	C	0.5	80	40	107.5	111.0	0.97	84.2	87.1	0.97	
	C	1.0	40	40	19.7	21.3	0.93	6.4	2.7	2,38	
		0.5	80	40	108.0	111.2	0.97	94.3	87.5	1.08	
	E	1,0	40 40	40 40	21.0 21.9	20.8 22.0	1.01 0.99	4.4 6.2	2.5 2.9	1.75 2.14	
	G	0, 55	80	44	36, 8	36.6	1.00	32.3	31.9	1.01	
		1.0	40	40	7.5 8.0	6.5	1.15 1.22	2.7 3.2	2.4	1.09 1.30	
		1,1	40	44	7.7 7.8	6.4	1.20 1.21	2.2 2.3	1.7	1.28 1.34	
1	н	1.1	40	44	7.7 7.3	6.8	1.14 1.09	2.2 2.1	1.6	1.41 1.36	
		0.5	80	40	41.7	43.7	0 . 9 5	37.0	39.4	0.94	
	L	1.0	40	40	7.1	7.3	0.97	3, 3	2.7	1,22	
		0.5	80	40	38.7	39.2	0.99	35.2	35.5	0,99	
	К	1.0	40 40	40 40	6.7 71	6.4 6.5	1,04 1,09	2.8 2.9	2.4 2.5	1.19 1.20	
	А	1.1	40	44	73,2 65,5	73.5	1.00 0.89	65.1 54.9	62.1	1.05 0.88	
		0.55	80	44	494.4	550.6	0.90	468.8	540, 4	0.87	
	В	1.0	40	40	97.8 95.6	79.3	1,23 1,21	87.2 83.9	69.5	1,26 1,21	
Z		1.1	40	44	84.2 86.6	73.4	1.15 1.18	71.6 74.1	61.4	1.17 1.21	
	P	0.5	80	40	600.0	726.7	0.83	595.5	728.3	0,82	
	D	1.0	40	40	81,6	80, 5	1.01	71.8	71.0	1.01	

Table 2. 集中荷重試験結果 Results of tests under a concentrated load.

 方 向1)	板	2)	2>	2)	we((×10 [−] 8 cr	n) ⁸⁾	$w_e(\times 10^{-8} \mathrm{cm})^{3)}$		
Direction	Plate	<u>b</u> a	a (cm)	b (cm)	実 測 Obs. I	理 論 Theor. Ⅱ	I/II	実測 Obs. Ⅲ	理 論 Theor. IV	III/IV
2		0.5	80	40	560.0	614.3	0, 91	560.7	608.1	0.92
	F	1.0	40 40	40 40	72.1 76.9	77,7 82,5	0, 93 0, 93	68.6 71.2	69.3 73.5	0.99 0.97
	G	1.1	40	44	14.3 14.5	10.1	1.41 1.43	10.2 10.5	6.5	1.57 1.62
		0.55	80	44	78.8	79.3	0.99	76.9	76.0	1.01
2	н	1.0	40	40	13.1 13.8	12.1	1.09 1.14	10, 4 10, 8	8.9	1.17 1.22
		1.1	40	44	13.8 14.5	11.4	1.22 1.27	10.4 11.3	7.5	1.38 1.49
	J	0,5	80	40	99.0	99.9	0,99	96,2	98.1	0, 98
		1.0	40	40	13.5	13.7	0,98	10.4	10.9	0,95
	L	0,5	80	40	105.8	107.2	0, 99	103.0	104.0	0.99
		1.0	40 40	40 40	14.8 16.8	13.5 16.5	1.10 1.02	11.4 12.4	9.8 12.7	1.17 0.98
	F B-A	0,5	80	40	467.1	474.1	0.99	432.4	476.7	0.91
		1.0	40 40	40 40	63,6 65,8	62.5 65.7	1.02 1.00	52.6 50.9	48.6 56.6	1.08 0.90
		0.5	80	40	460.0	464.4	0.99	475.5	459.7	1.03
	г Б-Б	1.0	40 40	40 40	66.1 62.5	66.7 59.7	0.99	62.4 55.6	57.3 44.3	1.09
	РВ-А	0.76	40	30,4	5.0	5,1	0,98	4.7	5.2	0.9
	PB-B	0.86	40	34.4	3.7	3.0	1.22	3.0	2.7	1.11
		0.5	80	40	150.6	157.5	0.96	149.2	156.6	0.95
	AL	1.0	40 40	40 40	21.6 21.0	21.6 21.6	1,00 0,97	18.5 18.3	17.0 17.0	1.09
	10.1	0,5	80	40	643.3	729.7	0,88	628.3	730,4	0.86
	AC-A	1.0	40 40	40 40	95.5 95.0	99.0 99.1	0.96 0.96	82.3 84.5	79.6 79.6	1.03 1.06
	A C - P	0.5	80	40	653.3	678.9	0.96	671.7	679.6	0.99
	AC-B	1.0	40 40	40 40	90.0 85.6	92.3 92.3	0.98 0.93	86.8 79.7	73.7 73.7	1.18 1.08

Table 2. (続き) (Continued)

1) 方向 1,2:表板繊維方向がサポートに平行または直角な方向

Direction : The face grain of test plates are perpendicular or parallel to the suppot, respectively.

2) a, b : Fig. 1 に示すような板の辺長

Length of sides of a rectangular test plate as shown in Fig. 1.

3) wo, we :荷重1kgf のとき板中央または自由辺中央のたわみ

Deflection per unit load (1 kgf) at the center of a plate or free edges, respectively.

方 向	板		w₀(cm)			w _e (cm)	
Direction	Plate	実測 I.Obs.	理 論 Ⅱ. Theor.	I/II	実 測 Ⅲ. Obs.	理論 IV. Theor.	III/IV
	С	13.9	12.6	1.10	12.6	21.1	0.60
1	E	16.6 16.9	12.0 13.0	1.39 1.30	36.3 32.9	20. 2 22. 0	1.79 1.50
1	I	6.1	5.2	1.19	6.5	8.3	0.74
	D	76.5	75.9	1.01	75.7	125.1	0.61
2	F	71.4 76.5	73.6 78.0	0. 97 0. 98	73.6 78.0	121.7 128.9	0,61 0,61
	J	14.5	12.1	1,20	14.0	20.0	0,70
2	L	15.3 16.3	11.8 14.8	1.30 1.11	14.9 17.0	18.4 23.2	0.81 0.73
	AL	19.4 19.5	19.2	1.01 1.02	24.1 21.9	20.7	1.16 1.06
	AC-A	87.5 77.9	88.5	0, 99 0, 88	99.1 91.8	96.8	1.02 0.95
	АС-В	82.6 78.2	82.2	1.00 0.95	104.0 97.8	90.0	1.16 1.09
	F B-A	62.4	59.6	1.05	60.6	68.5	0.88
	F B-B	82.2 60.4	60. 3 52. 9	1.36 1.14	100.0 80.1	69.7 54.8	1.44 1.46

Table 3. 等分布荷重試験結果 Results of tests under uniformly distributed load.

の関係は Fig. 6 に見るように,理想的な単純支持条件のものに比べてたわみが過大になる傾向がある。 このことが,実測値の理論値に対する比が1以上になる場合の主たる原因と思われる。この,板自体の変 形を有する試験体の曲げ試験を行うに際しては,中央集中荷重の場合では,板のエッジがサポートにある 程度接するまで荷重を加え,それからあらためてたわみを測定した。この操作により,かなりの程度荷重 - たわみの関係は直線的になったが,極端な変形を有する板においては,エッジがサポートに接するため には大きな荷重を必要とし,板のたわみは,たわみ式誘導の根拠をなす微少変形の範囲を超えてしまうと 考えられるので,この操作も有効ではなかった。

一方,等分布荷重条件下の曲げ試験では,集中荷重の場合のような操作を行うことができず,5回の載 荷により荷重-たわみの関係を出したのであるが,ほとんどの試験体が載荷し終っても,サポート全般に 接触せず,このため実測値の理論値に対する比が1以上になる場合が,集中荷重の場合に比べて多く出て いる。このことを考慮に入れれば,理論式(3.7)~(3.14)は,式(3.8)を除いて,適合が良好であると 言えよう。式(3.8)については,サポート条件が鋭敏に実験値に反映するため,この程度の適合度にな ったと考えられる。 Table 2 に掲げた等方性材料の理論たわみは, 直交異方性理論式 (3.13), (3.14) より算出した値であ るが, これらは等方性理論式 (3.11), (3.12) より算出した値と非常に良く一致しており, 直交異方性理 論式は, 等方性材料においても適用可能であることを示している。

Fig. 7 に示した曲げモーメント M_x , M_y は,

$$M_{x} = -D_{x} \left(\frac{\partial^{2} w}{\partial x^{2}} + \mu_{yx} \frac{\partial^{2} w}{\partial y^{2}} \right)$$

等の関係から誘導した式を用いて, n=1, 3 で計算したものである。載荷点におけるこれらの式の収れん 性は, n=3 における値は n=1 のものに対して 23~47%, また自由辺中央においては 10% 程度と, 収れ んはかなり悪い。載荷点近傍では極端に収れんは悪くなるが, これは中央集中荷重の場合の載荷点では, 理論的には無限大になるはずであるので当然と言えよう。図に示した M_x , M_y はこのように収れんの悪 い式より算出したものではあるが, モーメント分布の大略は示していると見てよいであろう。従来, この 支持条件下の等方性板の設計では, M_y は全く無視されて来たが, 直交異方性板においては無視できない ことが Fig. 7 よりわかる。

ねじりモーメントを表す式は、その値が無限大となる性質を有しており、実用にはならない。したがって、曲げモーメント、ねじりモーメント、エッジにおける反力等の計算は他の近似解法によらねばならない。

3.4 摘 要

対辺単純支持の矩形板で、支持辺が無限に長い無限細長板および支持辺が有限で、他辺自由な矩形板に





ついてたわみに関する微分方程式から厳密解を誘導した。

そして,有限矩形板については,直交異方性板および等方性板を用いた実験と比較した結果,ここに誘 導した解が妥当であるという結論を得た。

また無限細長板については、その解が、有限矩形板の周辺単純支持条件に対しもて敷えんできることが 確かめられたので、数学的に妥当であると考えられる。

第4章 合板をフランジに用いたストレストスキンパネルの曲げ

および座屈挙動

合板をフランジとし、木材を リブとして両者を接着接合した ストレストスキンパネル (stressed-skin panel)の曲げ問題を検討する。

この問題に対しては、Amana ら²¹⁾の解があるが、本報では有効幅の定義を実際に即したものとして新たに与え、その妥当性を実験で確かめるとともに、有効幅に与える弾性パラメータの影響について検討した。

また、圧縮側フランジの平面応力場における座屈問題の解を新たに誘導した。

4.1 理 論

4.1.1曲げ

梁の曲げに関する初等公式においては、曲げ応力は中立軸からの距離に比例し、梁の幅方向には均等に 分布すると仮定している。しかし、このことは梁の断面寸法が長さに比べて小さく、かつ両端からある程 度離れたところを考えた場合に成り立つのであって、パネルのように幅の広いフランジを有する場合にあ っては、この初等公式はそのままでは十分な正確さをもって適用することができない。

いま断面の形が Fig. 8 のような T 型梁が曲げを受ける場合を考えてみると, 図の断面 m, n には剪 断応力が働き,そしてこの応力はフランジに圧縮応力を引き起こす。この圧縮応力はフランジの幅に沿っ ては等分布せず, 図のように側縁にいくほど小さくなる。この現象は一般にシアラッグ (shear lag) と 呼ばれる。

この梁に対して曲げの初等公式を用いるためには、 Fig. 8 でハッチ した部分の面積に等しくなるよう



Fig. 8. フランジの応力分布と有効幅 Stress distribution in flange and effective breadth.

な長方形の幅 b. を 定めればよい。 この 幅を一般に有効幅と呼ぶ。したがって, フランジにおける応力分布を知り,有効 幅を定めれば,パネルに対しても梁の曲 げに 関する公式を 適用できる ことにな る。

幅広いフランジを有する梁において, フランジの厚さはリブの厚さに比べて小 さく,フランジ自体の曲げは無視できる ものとすると,フランジはその一つの境 界 (Fig. 8 においては断面 m, n) に剪 断力が作用する薄板とみなすことができ

— 18 —

る。すなわち、フランジにおける応力分布は、2次元(平面応力)問題と考えられる。 ここで Airy の応力函数 のを導入すると、のは最終的に次のような形で表現される。

$$\varphi = \sum_{n=1}^{\infty} (A_n \cosh \lambda_1 \omega x + B_n \cosh \lambda_2 \omega x + C_n \sinh \lambda_1 \omega x + D_n \sinh \lambda_2 \omega x) \sin \omega y$$

ここに, x, y:フランジの中央面内に設けた直交座標

$$\boldsymbol{\alpha} = \frac{E_{\boldsymbol{y}}}{2G_{xy}} - \mu_{\boldsymbol{y}\boldsymbol{x}}, \quad \beta = \frac{E_{\boldsymbol{y}}}{E_{\boldsymbol{x}}}$$

 E_x , E_y : フランジの x または y 方向の引張(または圧縮) ヤング係数

G_{xy}:フランジの剪断弾性係数

μυα:フランジのポアソン比

$$\lambda_1 = \sqrt{\alpha + \sqrt{\alpha^2 - \beta}}$$
, $\lambda_2 = \sqrt{\alpha - \sqrt{\alpha^2 - \beta}}$, $\omega = \frac{n\pi}{L}$

L:スパン

式 (4.1) の中の4個の係数 A_n, B_n, C_n, D_n を決定すれば, 所要の問題はすべて 解けることになる が, これには極小エネルギーの定理を用いる方法¹⁸⁾と, 4 個の境界条件を付与して決定する方法²¹⁾²³⁾とが 考えられる。後者の方法は,フランジとリブの間にズレが生ずるような場合にも,その関係を比較的簡単 な境界条件として表現できるという利点をもっている。

以下に AMANA 等²¹⁾により与えられた解を記す。

(i) T型パネルの解

ここで,

Fig. 9 のように座標を設けると,有効幅 be は次のように定義される²⁴⁾。

$$b_e = \frac{N}{t(\sigma_y)_{x=b}} \tag{4. 2}$$

ただし σy はフランジの垂直応力。

有効幅 be およびたわみ W は最終的に次のように書き表される。

フランジの応力は次のように書き表わされる。

— 19 —



ここで Ani, Ang は次の連立方程式から得られる。

ただし,

$$K_{n1} = \frac{1}{E_{y1}} \phi_{n11} + 2t_1 \left(\frac{1}{A_s E_s} + \frac{e_1^2}{D}\right) \phi_{n21}$$

$$K_{n2} = \frac{1}{E_{y2}} \phi_{n12} + 2t_2 \left(\frac{1}{A_s E_s} + \frac{e_2^2}{D}\right) \phi_{n22}$$

$$K_{n8} = \frac{2t_1 e_1 e_2}{D} \phi_{n21}$$

$$K_{n4} = \frac{2t_2 e_1 e_2}{D} \phi_{n22}$$

いま上下のフランジが幾何学的にも力学的にも対称である場合には、派字は省略することができ、 $A_{n1} = A_{n2} = A_n$ と置けば、

$$A_{n} = \frac{eE_{y}}{D} \frac{F_{n}}{\phi_{n1} + 2tE_{y} \left(\frac{1}{A_{s}E_{s}} + \frac{2e^{2}}{D}\right)\phi_{n2}}$$
(4.13)

となる。

(iii) 箱型パネルの解

この場合の有効幅は次のように与えられる。

パネルのたわみ W は (ii) と同じ形で次のように与えられる。

下部フランジの無い場合の W は上式において A_{n2} の項を0 と置けばよい。 フランジの応力は次のよう に書き表される。

ここで,

$$\begin{split} \phi_{n11_{\frac{1}{2}}} &= \omega^2 \Big[(\lambda_{11_{\frac{1}{2}}}^2 + \mu_{yx_{\frac{1}{2}}}) \cosh \rho_{11_{\frac{1}{2}}} b - \gamma_{n\frac{1}{2}} (\lambda_{\frac{1}{2}}^2 + \mu_{yx_{\frac{1}{2}}}) \cosh \rho_{\frac{11}{2}} b \Big] \\ \phi_{n31_{\frac{1}{2}}} &= \omega \Big[\lambda_{11_{\frac{1}{2}}} \sinh \rho_{11_{\frac{1}{2}}} b - \gamma_{n\frac{1}{2}} \lambda_{\frac{1}{2}} \sinh \rho_{\frac{11}{2}} b \Big] \\ \phi_{n31_{\frac{1}{2}}} &= \omega^3 \Big[\lambda_{1\frac{1}{2}}^2 \cosh \rho_{11_{\frac{1}{2}}} b - \gamma_{n\frac{1}{2}} \lambda_{\frac{1}{2}}^2 \cosh \rho_{\frac{1}{2}} b \Big] \end{split}$$

$$-22 -$$

$$\lambda_{n_1} = \frac{\cosh \rho_{11} b}{\cosh \rho_{21} b}$$

An1, An2は(ii)と同様に式(4.11),(4.12)を解けばよい。下部フランジが無い場合は、

$$A_n = \frac{eE_y}{D} \frac{F_n}{\phi_{n1} + 2tE_y \left(\frac{1}{A_s E_s} + \frac{e^2}{D}\right) \phi_{n2}}$$

となり、これはT型パネルの場合の式(4.8)と同じ形である。また上下フランジが対称な場合には、

$$A_{n} = \frac{eE_{y}}{D} \frac{F_{n}}{\phi_{n1} + 2tE_{y} \left(\frac{1}{A_{s}E_{s}} + \frac{2e^{2}}{D}\right)\phi_{n2}}$$

となり、これは I 型パネルでフランジが対称な場合の式(4.13)と同じ形である。

(iv) マルチリブパネルの解

リブが等間隔に3本以上配置されたパネルの場合には、これを前述の箱型パネルの集合したものと考える。例えば、リブが4本の場合を考えて、これから箱型パネルを Fig. 10 のごとく取り出してみると、 20 はマルチリブパネルの幅の1/3、b' は4本のリブの幅の合計の1/3 と考えればよい。

応力函数の形は、箱型パネルのものと同じになるので An, be, W もやはり同じ形で表される。ただし、

$$\phi_{n11} = \omega^2 \left[\left(\lambda_{11}^2 + \mu_{yx_1} \right) \cosh \rho_{11} b - \theta_{n1} \left(\lambda_{21}^2 + \mu_{yx_1} \right) \cosh \rho_{31} b \right] \dots (4.19)$$

$$\phi_{n31} = \omega \left[\lambda_{11} \sinh \rho_{11} b - \theta_{n1} \lambda_{21} \sinh \rho_{21} b \right] \dots (4.20)$$

フランジの応力は次のように書き表される。

$$\sigma_{y_{\frac{1}{2}}} = \sum \omega^2 A_{n_{\frac{1}{2}}} \left[\lambda_{\frac{1}{2}}^2 \cosh \rho_{\frac{11}{2}} x - \theta_{n_{\frac{1}{2}}} \lambda_{\frac{2}{2}}^2 \cosh \rho_{\frac{21}{2}} x \right] \sin \omega y \quad \dots \quad \dots \quad (4.22)$$

$$\tau_{xy_{\frac{1}{2}}} = -\sum \omega^2 A_{n_{\frac{1}{2}}} \left[\lambda_{11} \sinh \rho_{11} x - \theta_{n_{\frac{1}{2}}} \lambda_{21} \sinh \rho_{21} x \right] \cos \omega y \cdots \cdots \cdots (4.24)$$

ただし,

$${}_{2}^{n_{1}} = \frac{\lambda_{11}(\lambda_{21}^{2} + \mu_{yx1})\sinh \rho_{11}b}{\lambda_{21}^{2}(\lambda_{21}^{2} + \mu_{yx1})\sin h\rho_{21}b}$$

4.1.2 圧縮フランジの座屈問題の解の誘導

θ

Fig. 11 のようなパネルにおいて, x 軸に平行な軸を持つ曲げモーメントが作用すると, フランジと桟木の境界は Fig. 12 のような剪断力が発生し, 上部フランジにはこれによって 圧縮応力が引き起こされる。

本報では、圧縮フランジをその端末に沿って大きさが変化する剪断力が作用する板と考え、この板の座 屈を RAYLEIGH-Rirz の方法を用いて固有値問題としてとらえ、解を導いた。

a. フランジの支持条件を単純支持と考える場合

Fig. 11 のようなパネルが曲げを受けるとき、フランジとリブの境界に発生する剪断力の y 方向単位長 さ当たりの大きさを N_y とする (Fig. 12)。

いま、フランジにおける y 方向垂直応力を σy とし、フランジとリブの境界面に作用する力 N と考え



— 23 —

$$N_{yx_{2}^{1}} = \frac{1}{2} \frac{dN_{1}}{dy}$$
 (4.26)

ただし, 添字1,2は上下フランジの区別を表す。Nyx は次のように表される。

CCK,

 E_y , E_x : フランジの y, x 方向の引張ヤング係数 μ_{yx} : ポアソン比

$$\begin{split} A_{r1} &= \frac{e_1 K_{(3)} - e_2 K_{(4)}}{D(K_{(1)} \cdot K_{(3)} - K_{(4)} \cdot K_{(4)})} F_r \\ A_{r2} &= \frac{e_2 K_{(1)} - e_1 K_{(3)}}{D(K_{(1)} \cdot K_{(2)} - K_{(4)} \cdot K_{(4)})} F_r \\ K_{(1)} &= \frac{\phi_{r11}}{E_{y1}} + 2t_1 \Big(\frac{1}{A_s E_s} + \frac{e_1^2}{D} \Big) \phi_{r21} \\ K_{(3)} &= \frac{\phi_{r12}}{E_{y2}} + 2t_2 \Big(\frac{1}{A_s E_s} + \frac{e_2^2}{D} \Big) \phi_{r22} \\ K_{(3)} &= \frac{2t_1 e_1 e_2}{D} \phi_{r21} \\ K_{(4)} &= \frac{2t_2 e_1 e_2}{D} \phi_{r22} \\ D &= \frac{1}{12} \Big(2 b t_1^8 E_{yb1} + 2 b t_2^8 E_{yb2} + b' d^8 E_s \Big) \\ E_y b : 7 = 7 \times 9 \oplus i i i^7 \times 9' \text{GM} \\ A_s : \text{RK} \text{m} \text{m} \text{Ri} (-b'd) \\ \phi_{r11} &= \omega_r^3 \Big[(\lambda_{12}^2 + \mu_{y21}) \cosh \omega_r \lambda_{11} b - \gamma_{r1} (\lambda_{21}^2 + \mu_{y21}) \cosh \omega_r \lambda_{21} b \Big] \\ F_r : \text{m} i^7 \text{E} - s \times 1 \oplus 7 - i \text{J} \times \text{F} \text{M} O \gamma_r \text{E} \text{K} \oplus 1 \oplus i \text{K} \\ \gamma_{r1} &= \frac{\lambda_{11} (\lambda_{21}^2 + \mu_{y21}) \sinh \omega_r \lambda_{11} b}{2} \\ \gamma_{r1} &= \frac{\lambda_{11} (\lambda_{21}^2 + \mu_{y21}) \sinh \omega_r \lambda_{11} b}{2} \\ \gamma_{r1} &= \frac{\lambda_{11} (\lambda_{21}^2 + \mu_{y21}) \sinh \omega_r \lambda_{11} b}{2} \\ \gamma_{r1} &= \frac{\lambda_{11} (\lambda_{21}^2 + \mu_{y21}) \sinh \omega_r \lambda_{11} b}{2} \\ \gamma_{r1} &= \frac{\lambda_{11} (\lambda_{21}^2 + \mu_{y21}) \sinh \omega_r \lambda_{11} b}{2} \\ \gamma_{r1} &= \frac{\lambda_{11} (\lambda_{21}^2 + \mu_{y21}) \sinh \omega_r \lambda_{11} b}{2} \\ \end{array}$$

$$\gamma_{r_{2}^{1}} = \frac{\gamma_{r_{2}^{1}}}{\lambda_{2}} (\lambda_{11}^{2} + \mu_{yx_{1}}) \sinh \omega_{\tau} \lambda_{21} b} \qquad (4.29)$$

圧縮フランジを Fig. 12 のようにその境界に剪断力 Nyx が作用する周辺単純支持板と考えこの板の座

- 24 -

屈した形を次の式で表す。

以後は圧縮フランジのみ問題とするので添字1,2は省略する。

このフランジの曲げの歪エネルギーをょとすれば、

$$u = \frac{1}{2} \int_0^B \int_0^L \left(D_x \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + D_\mu \frac{\partial^2 w \partial^2 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 + D_{yx} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 dx dy \right)$$
.....(4.31)

ただし,

$$D_x = \frac{E_{xb}t^3}{12(1 - \mu_{yxb}\mu_{xyb})}$$
$$D_y = \frac{E_{yb}t^3}{12(1 - \mu_{yxb}\mu_{xyb})}$$
$$D_\mu = 2D_x\mu_{yxb}$$
$$D_{yx} = \frac{G_{xy}t^3}{3}$$

この積分を実行して次を得る。

ここに,

$$D_{mn} = D_x \left(\frac{L}{B}\frac{m}{n}\right)^2 + D_y \left(\frac{B}{L}\frac{n}{m}\right)^2 + D_\mu + D_{xy}$$

 N_{yx} のポテンシャルを V_N とすれば

$$V_{N} = -\int_{0}^{B} \int_{0}^{L} N_{yx} \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y} dx dy$$

= $-2 \sum_{m} \sum_{n} \sum_{\mu} \sum_{\nu} \sum_{r} a_{mn} a_{\mu\nu} a_{r} m n E_{\mu\nu r}$ (4.33)

CCK,

$$E_{\mu\nu r} = \frac{\mu\nu}{\mu^2 - m^2} \left(\frac{1}{n^2 - (r + \nu)^2} + \frac{1}{n^2 - (r - \nu)^2} \right)$$

ただし m±µ, n±(r±v) はそれぞれ奇数となるような整数である。

等分布荷重 po が直接フランジに加わる場合の po のポテンシャルを Vp とすれば

フランジの全ポテンシャルエネルギーは次のように与えられる。

ここで2番目の級数において $m \pm \mu$, $n \pm (r \pm \nu)$ は奇数, 3番目の級数において m, n は奇数である。 最小ポテンシャルエネルギーの原理によれば, π を極小にする係数 a_{mn} が正解を与える。 π の停留条 件は次のように表される⁸⁰⁾。

$$\frac{\partial \pi}{\partial a_{mn}} = \frac{\pi^4}{4BL} m^2 n^2 a_{mn} D_{mn} - 2mn \sum_{\mu} \sum_{\nu} \sum_{\tau} a_{\mu\nu} \alpha_{\tau} E_{\mu\nu\tau} - \frac{4BLp_0}{\pi^2} \frac{1}{mn} = 0$$
.....(4.36)

(i) 荷重が直接フランジに加わらないで桟木を通して伝達される場合

(i)-1 中央集中荷重

この場合,荷重のポテンシャルは消え,式(4.36)は次のようになる。

$$\frac{\pi^4}{4BL}m^2n^2a_{mn}D_{mn}-2mn\sum_{\mu}\sum_{\nu}a_{\mu\nu}\alpha_{\tau}E_{\mu\nu\tau}=0 \quad \cdots \qquad (4.37)$$

この場合の曲げモーメントのフーリエ展開は,

ここで,

$$A_{r1} = e_1 A_{r1'} \frac{F_r}{D}$$

とすれば,

$$\alpha_r = \frac{2\pi t P e_1}{L^2 D} \phi_{r2} r (-1)^{\frac{r-1}{2}} A_{r1}'$$

ここに,

$$A_{r1}' = \frac{K_{(2)} - e_2/e_1 K_{(4)}}{K_{(1)} K_{(2)} - K_{(3)} K_{(4)}}$$

したがって,

$$\frac{\pi^4}{4BL}mnD_{mn}a_{mn} - \frac{4\pi tPe_1}{L^2D}\sum_{\mu}\sum_{\nu}a_{\mu\nu}\sum_{r}^{1,3,5\cdots}\phi_{r2}r(-1)^{\frac{r-1}{2}}A_{r1}'E_{\mu\nu}=0$$
.....(4.39)

ここで式(4.39)を次のように無次元化する。

$$mn\left[\left(\frac{m\rho}{n}\right)^{2}+\left(\frac{n}{m\rho}\right)^{2}+2c\right]a_{mn}K\sum_{\mu}\sum_{\nu}a_{\mu\nu}\sum_{\tau}r(-1)^{\frac{\tau-1}{2}}\phi_{\tau 2}A_{\tau 1}E_{\mu\nu\tau}$$
.....(4.40)

ここに,

$$\begin{split} \rho &= \sqrt[4]{\frac{E_{xb}}{E_{yb}}} \frac{L}{B} \\ c &= \frac{E_{xb}\mu_{yx}b + 2(1 - \mu_{yx}b\,\mu_{xy}b)G_{yx}}{\sqrt{E_{yb}E_{xb}}} \\ D_{a} &= \frac{\sqrt{E_{yb}E_{xb}t^{3}}}{12(1 - \mu_{yxb}\,\mu_{xyb})} \\ K &= \frac{16tBe_{1}}{\pi^{3}LDD_{a}}P \end{split}$$

μ, νは m+μ が奇数, n+ν が偶数となるような整数で, r は奇数である。
 (i)-2 等分布荷重(桟木上に加わるものとする)
 この場合は次のように表される。

$$F_r = \frac{4p_0}{\pi r}$$
 (r=1, 3, 5.....)

$$mn\left[\left(\frac{m\rho}{n}\right)^{2}+\left(\frac{n}{m\rho}\right)^{2}+2c\right]a_{mn}=K\sum_{\mu}\sum_{\nu}a_{\mu\nu}\sum_{\tau}\phi_{\tau 2}A_{\tau 1}'E_{\mu\nu\tau} \quad \cdots \cdots \cdots \cdots \cdots (4.41)$$

ここで,

$$K = \frac{32te_1B}{\pi^4 D D_a} p_0$$

ただし, *m*+µ, r は奇数, n+v は偶数。

(i)-3 4分点2点荷重

この場合は次のように表される。

$$F_r = \frac{2PL}{r^2\pi^2} (-1)^{\frac{r-1}{2}} \cos \frac{r\pi}{4} \quad (r=1, 3, 5, \dots)$$

$$mn\Big[\Big(\frac{m\rho}{n}\Big)^2 + \Big(\frac{n}{m\rho}\Big)^2 + 2c\Big]a_{mn} = K\sum_{\mu}\sum_{\nu}a_{\mu\nu}\sum_{\tau}\frac{(-1)^{\frac{\tau-1}{2}}\cos\frac{\tau\pi}{r}}{r}\phi_{\tau 2}A'_{\tau 1}E_{\mu\nu\tau}$$
.....(4.42)

CCK,

$$K = \frac{16te_1BL}{\pi^5 DD_a} P$$

(ii) 等分布荷重が直接フランジに加わる場合

との場合は、荷重 *p*o がポテンシャルを持つので、係数 a に関する連立方程式(4.36)を解いて a の値 を式に代入すればたわみ w が求められる。

b. フランジの支持条件を固定と考える場合

x=0, Bで固定されると考える。 この場合には、ポテンシャルエネルギーに付帯条件(LAGRANGE 乗数 を用いて)を付してその停留条件を求める。

固定支持に対する境界条件は、

x=0, B で

 $\frac{\partial w}{\partial x} = 0$ (4.43)

これは次のように表される。

この付帯条件に LAGRANGE 乗数を乗じて、新しい函数 π' を導入する。

この π' の停留条件から、 a_{mn} 、 λ_1 、 λ_2 に関する偏導函数を求めると、

— 27 —

式 (4.47), (4.48), (4.49) を連立して解いて, 係数 *a*, λ₁, λ₂ を求めることができる。 c. 行列による表示

以上の式は行列により表示することができる。例えば式(4.40)を行列を用いて書き表わすと,

(P)(A) = K(Q)(A)

ここで (A) は係数 a による列ベクトルである。(P) は対角行列, (Q) は非対称実行列である。 式 (4.50) を変形して,

$$(H) [A] = \frac{1}{K} [A]$$
 (4.51)

ただし,

 $(H) = (p)^{-1}(Q)$

ここで問題は K の最小値を求めることであるから,式 (4.51) において 行列 (H) の 最大固有値を求 めることに帰着される。すなわち,曲げを受けるパネルの圧縮フランジの座屈問題は,行列の固有値を求 めること,すなわち固有値問題に帰着することができる。

4.2 有効幅に与える弾性パラメータの影響

有効幅は式(4.3),(4.9)で与えられる。いまここではこれらの級数が十分速やかに収れんするものと 仮定すれば,有効幅の値は初めの第1項のみをとって計算すればよいから,これらは次のように書き表さ れる。

$$b_e = \frac{\phi_{n2}}{\phi_{n3}} \tag{4.52}$$

これを変形して, T型および I型パネルに対しては,

$$\frac{b_e}{2b} = \frac{1}{\omega b} \frac{\lambda_1 \sinh \lambda_1 \omega b - \lambda_2 \sinh \lambda_2 \omega b + \delta_n \lambda_1 (\cosh \lambda_1 \omega b - \cosh \lambda_2 \omega b)}{\lambda_1^2 \cosh \lambda_1 \omega b - \lambda_1^2 \cosh \lambda_2 \omega b + \delta_n \lambda_1 (\lambda_1 \sinh \lambda_1 \omega b - \lambda_2 \sinh \lambda_2 \omega b)}$$

箱型パネルに対しては,

$$\frac{b_e}{2b} = \frac{1}{\omega b} = \frac{\lambda_1 \sinh \lambda_1 \omega b - \gamma_n \lambda_2 \sinh \lambda_2 \omega b}{\lambda_2^3 \cosh \lambda_1 \omega b - \gamma_n \lambda_2^3 \cosh \lambda_2 \omega b} \qquad (4.54)$$

マルチリブに対しては,

$$\frac{b_e}{2b} = \frac{1}{\omega b} \frac{\lambda_1 \sinh \lambda_1 \omega b - \theta_n \lambda_2 \sinh \lambda_2 \omega b}{\lambda_1^2 \cosh \lambda_1 \omega b - \theta_n \lambda_2^2 \cosh \lambda_2 \omega b} \qquad (4.55)$$

を得る。

以上の式を見ると、有効幅は ωb 、 λ_1 、 λ_2 、 μ_{yx} に影響される ことがわかる。 したがって、 ここでは弾 性パラメータを b/L、 μ_{yx} 、 E_y/G_{xy} 、 E_y/E_x として、これらが有効幅に与える影響について考えてみる。

まず, $E_y/G_{xy}=20.0$ として, μ_{yx} を0から0.5まで,また E_y/E_x を0.5から3.0まで変えてみたが, どの型のパネルに対しても有効幅比 $b_e/2b$ には1%以下の変化しか現れず, μ_{yx} , E_y/E_x は有効幅には影響を与えないと言える。

次に $\mu_{yx}=0.3$, $E_y/E_x=2.0$ として, E_y/G_{xy} と b/L を変えた場合の有効幅比を Fig. 13 に示す。 図 はマルチリプ型 の場合であるが、 他の型の場合も これとほぼ同じ図になる。 これから有効幅には b/L, E_y/G_{xy} が大きな影響を与えることがわかる。

Möhler ら28) によれば、スパンに直交する方向のフランジのヤング係数 Ex は、有効幅には影響を与え

ないから, * 方向のリブ(横桟木)は有効幅 には関与しないとしている。しかし,横桟木 がフランジの剪断剛性 G_{xy}に影響を与えな いとは断言できないので,この問題は実験的 検討が必要と思われる。

4.3 **有**効幅算出図

有効幅を求める式は級数の形であるため, 計算手続きが繁雑である。そこで弾性パラメ ータをある程度想定しておいて,あらかじめ 計算してグラフ化しておくと便利である。こ の目的に従って,パラメータを E_y/G_{xy}, b/L, D_f として,3種類の荷重条件につい てそれぞれ有効幅比を求めた(Fig. 14~ 17)。

ここで D_f は次のように定義される。 片面パネルの場合には,

$$D_f = 2btE_y \left(\frac{1}{A_s E_s} + \frac{e^2}{D}\right)$$
$$= 2\kappa (3\kappa + 2) \frac{b}{b'} \cdot \frac{E_y}{E_s}$$

両面パネルの場合には,

$$D_f = 2btE_y \left(\frac{1}{A_s E_s} + \frac{2e^2}{D}\right)$$

$$\stackrel{s}{=} 2\kappa (12\kappa + 7)\frac{b}{b'} \cdot \frac{E_y}{E_s}$$

ただし,

$$\kappa = \frac{t}{b}$$

パネルのタイプにより有効幅比には若干の違いがあらわれるが、それもせいぜい数パーセント以下であ るためマルチリプ型をもって代表とした。4分点荷重の場合は、*D*fの影響は看過できないので、この値 の範囲を二つに分けて示した。中央集中荷重および等分布荷重の場合には、*D*f はそれほど大きな影響を 与えないので、この値のいかんにかかわらず、そのまま図を適用することができる。ただし、両面パネル については、上下フランジが対称の場合のものであるので、両フランジ間に大きな幾何学的、力学的性質 の差がある場合には、これらの図はこのままでは適用することはできない。

4.4 実 験

4.4.1 パネル構成材料の弾性定数の測定

本実験では、パネル表面材として3種類の厚さのラワン合板(6,9,12mm)を使用した。各厚さと も、4×8尺(1.2×2.4m)の合板20枚について、曲げヤング係数を測定し(スパン200cm、分銅に より板の中央線上に負荷、その値が近似するもの4種類を選び出した。次にこれらの合板をパネルの大き さ(50×150cm)に切断し、実大の合板の場合と同じ方法により曲げ試験を行い(ただしスパンは140











cm),表面材の曲げヤング係数 E_b を求めた。次に,表面材を採取した残りから,Fig. 18 に示すような 引張試験片を採取したが、これには表板繊維が長手方向に平行のものと、直角のものの2種類がある。表 板繊維方向が長手方向に平行な試験片については、その中央部両面にワイヤストレインゲージ(クロスゲ ージ、ゲージ長 10 mm)をはり、4枚ゲージ法により縦歪および横歪を測定し、この測定値よりヤング 係数 E_1 、ポアソン比 μ_{12} を求めた。表板繊維方向が長手方向に直角な試験片では、歪の測定は鏡式歪計 を使用し、ヤング係数 E_2 を求めた。表面材の剪断弾性係数 G_{12} はプレート剪断試験により求めた。

枠組用桟木としては、スプルース材($4.5 \times 7.0 \times 150$ cm)を使用した。 この桟木に 4 分点 2 点荷重方 式により負荷し、桟木のヤング係数 E_s を求めた。 以上、パネル構成材料の各種の弾性定数の測定結果を 一括して Table 4 に示す。



林業試験場研究報告 第 330 号

Table 4. パネル構成材料の弾性定数

Elastic constants of flange and rib materials,

(Youn	c's n	nodulus	and	modulus	of	rigidity	kgf,	(cm	۶X.	10^{3}	り
-------	-------	---------	-----	---------	----	----------	------	-----	-----	----------	---

パネル			フ F	リ ブ Rib					
記 号 Panal	厚 さ	Vou	マング係数 voie mod	友 ulue	剪断弾性 係 数	ポアソン比	厚さ	幅	ヤング係数
desig- nation	ness (cm)	E_b	E_1	E_2	Modulus of rigidi- ty G ₁₂	Poisson's ratio µ ₁₈	Thickness (cm)	Breadth (cm)	Young's modulus E _s
I –1	0.595 0.585	117.5 123.1	89, 9 93, 6	52.0 52.6	5.63 3.48	0, 281 0, 199	6,93	4.42	128.9
I -2	0.915 0.920	55.9 56.9	42, 1 43, 8	80,7 72,2	3.85 3.52	0.157 0.180	7.10	4,50	112.0
I –3	1.188 1.173	82.7 84.6	73.5 66.4	47, 4 56, 0	3.79 3.49	0.252 0.265	6, 98	4.50	116.6
Π-1	0.588 0.605	123.7 126.8	93.1 56.2	59.6 56.5	3.47 5.17	0.231 0.245	6.91	4.44	139.6
П-2	0.910 0.915	57.1 57.2	41, 5 45, 3	72.8 81.4	3.78 3.82	0. 146 0. 192	6,96	4.48	103.9
∏-3	1.180 1.165	85.4 85.9	62.9 65.6	55, 4 59, 6	4.34 4.13	0.276 0.326	6.92	4.45	117.5
∭-1	0. 595 0. 588	133.0 136.7	92.6 104.2	62,9 56,6	5.55 4.89	0.327 0.248	6, 93	4.42	142.7
<u>Ⅲ</u> -2	0.913 0.915	59.4 60.0	40.8 43.3	77.9 75.9	3.75 4.03	0.192 0.167	6, 96	4.45	106.1
Ш-3	1.173 1.175	90.6 96.7	84, 1 63, 2	65,7 56,8	3.72 4.43	0.204 0.304	6.94	4.44	119.4
IV-1	0.588 0.593	140.6 157.5	94.7 69.1	45.9 48.6	4.54 5.13	0.265 0.258	6,96	4.44	134,5
IV -2	0.915 0.913	60.2 60.6	43.5 41.7	83, 1 74, 3	3.85 3.98	0.179 0.178	6,95	4.47	97.3
IV- 3	1.160 1.178	98.5 100.7	89,9 50,4	58, 5 52, 9	3.72 4.40	0.232 0.300	6.91	4.44	125.6

4.4.2 パネルの製造とその種類

パネルの表面材の外形寸法は 50×150 cm とし,枠組は横桟木を用いず縦桟木のみで構成した。縦桟木の数が1本のものから4本のものまで4種類(この縦桟木の数をローマ数字で示し,これをパネルの記号とした)および表面材の厚さの違いによる3種類(6 mm のものは1,9 mm のものは2,12 mm のもの は3で表示)で,都合12種類のパネルを作製した。

その順序は、まず片面にのみ表面材を接着し(この片面パネルは記号 S で表示),所要の実験を終了した後、残る片面にも表面材を接着した(この両面パネルは記号 D で表示)。

これらを図示すれば Fig. 19 のようになる。

桟木と表面材の接着には、 レゾルシノール樹脂接着剤を用い、 その塗布量は 250 g/m², 圧締圧力は 8
kgf/cm² とした。

4.4.3 パネルの曲げ試験

パネルの曲げ試験は、アムスラー型材料試験機(能力 20 tonf)を用いて4分点2点荷重方式により負荷し、スパン中央のたわみおよび表面材の歪を測定した。この曲げ試験においては、各試験体ともそのスパンを100,120,140 cm に変えて行った。たわみの測定には最小目盛1/100 mm のダイアルゲージを使用した。荷重棒が直接表面材に接触すると、表面材の応力がかく乱されるおそれがあるため、桟木の位置にあたる表面材の上に木材のブロック(25×25×45 mm)を置いて、フランジと荷重棒の接触を防いだ。

歪の測定は, Fig. 20 に示すように、パネルの長手方向中央線 (y=L/2) に沿ってはったワイヤストレ インゲージ (ゲージ長 67 mm)を、抵抗線動的歪測定器につなぎ、記録器により描かせた。9枚のうち の中央のゲージを除いた他のゲージは、対称位置のものどうしで、4枚ゲージ法により結線し、歪は2点 の和として検出した。

なお,またこの曲げ試験は,パネル上下を裏返しても同様の試験を行い,たわみおよび歪の値はこれら 両方の値の平均値をもってこれにあてた。

4.5 実験結果と検討

パネルの曲げ試験および計算の結果を Table 5,6 に掲げた。



Unit : mm

Fig. 19. パネルの種類とその記号 Test model of panel and its designation.



Fig. 20. ゲージ張り付け位置 Strain gage location.

Amana らにより誘導された理論式を用いて 計算したパネルのたわみと、 実測した たわみとを比べてみると、 IID 型を除いて他は概してよく一致しているといえる。またこの計算に用いた理論式は、どの式も 収れんが速く、初めの 2 項だけで十分なことがわかった。

次に、有効幅についての定義およびその計算結果を検討してみる。たわみおよび有効幅が同一の理論体 系から導き出されたものであるならば、有効幅を用いて通常の曲げの式から計算されたたわみは、同一体 系内の理論たわみに一致するはずである。ただ、この両者は、それを算出するまでに各種のパラメータが 介在しているため、いろいろな仮定および実験上の誤差等による変動が考えられ得るし、また有効幅はモ ーメント図の形により変化するので、一般にはスパン方向には一定ではなく、これを厳密に考慮に入れて 計算することは困難なため、ここでは近似的にスパン中央部の有効幅を全体に敷えんして計算を行ってい ることなどから、完全には一致しない可能性がある。

このことを考慮に入れて両者の値を比較してみると(Table 5. Ⅱ~V, Table 6. Ⅱ~V), ID 型を除 きよく一致していることが認められる。ID 型の場合に両者の値にひらきがあるのは問題のあるところで あり、これは今後に残された検討課題の一つである。

AMANA ら²¹⁾によれば、有効幅は次のように定義されている。

$$b_e = \frac{N}{t \cdot E_s(\varepsilon_y)_{x-b}}$$

これは本報において定義した式(4.2)とは応力の表現方法が異なっていて、上式における表現のしかたでは、リブ上の垂直応力を表し得ない。すなわち4.1節で定義した有効幅という概念にもとるのではなかろうか。

これを実際に計算して曲げの式を用いたたわみと理論たわみとを比べてみると、両者の比は1.07~1.31

— 34 —

Table 5. たわみの実測値と理論値および有効幅比(片面張りパネル) Observed and theoretical values of deflection and effective breadth ratio at midspan. (Single flange type)

パネル記号	スパン	た オ Deflection	っみ n(10 ⁻⁸ cm)	比	有効 Effective ratio	幅 比 breadth	たわみ2)	比
Panel designation	Span (cm)	実測 I.Obs.	理 論 Ⅱ. Theor.	Ratio I / II	理論 Ⅲ. Theor.	IV. Chart	Deflection (×10 ⁻³ cm) V	Ratio V/II
I S-1	100	0.540	0, 557	0.97	0.39	0.38	0,523	0.94
	120	0.888	0, 908	0.98	0.44	0.45	0,862	0.95
	140	1.419	1, 374	1.03	0.52	0.52	1,299	0.95
I S-2	100	0.531	0.573	0, 93	0. 44	0.45	0.547	0.95
	120	0.915	0.936	0, 98	0. 53	0.53	0.889	0.95
	140	1.415	1.418	1, 00	0. 59	0.61	1.359	0.96
I S-3	100	0.480	0.460	1.04	0.37	0.33	0.425	0.92
	120	0.775	0.743	1.04	0.45	0.40	0.681	0.92
	140	1.205	1.115	1.08	0.49	0.46	1.045	0.94
II S-1	100	0, 292	0. 333	0.88	0.27	0.28	0. 327	0.98
	120	0, 476	0. 554	0.86	0.33	0.34	0. 543	0.98
	140	0, 805	0. 850	0.95	0.38	0.40	0. 831	0.98
II S-2	100	0.350	0.392	0.89	0.43	0.45	0.383	0.98
	120	0.577	0.648	0.89	0.51	0.53	0.631	0.97
	140	1.010	0.991	1.02	0.58	0.60	0.964	0.97
II S -3	100	0.298	0.304	0.98	0.38	0. 40	0.296	0.97
	120	0.455	0.496	0.92	0.46	0. 48	0.480	0.97
	140	0.746	0.750	0.99	0.53	0. 55	0.723	0.96
Ⅲ S −1	100	0, 187	0.195	0, 96	0.64	0.69	0.192	0.98
	120	0, 302	0.325	0, 93	0.72	0.76	0.321	0.99
	140	0, 479	0.503	0, 95	0.79	0.83	0.498	0.99
Ⅲ S − 2	100	0. 243	0.248	0, 98	0,74	0, 78	0.245	0.99
	120	0. 404	0.461	0, 97	0,81	0, 85	0.412	0.99
	140	0. 653	0.647	1, 01	0,86	0, 90	0.643	0.99
Ⅲ S −3	100	0, 193	0.180	1.07	0.58	0.60	0.174	0.97
	120	0, 288	0.296	0.97	0.67	0.69	0.286	0.97
	140	0, 449	0.452	0.99	0.74	0.77	0.437	0.97
IV S -1	100	0. 155	0.154	1.01	0.77	0. 81	0.152	0.99
	120	0. 249	0.261	0.95	0.84	0. 87	0.257	0.98
	140	0. 391	0.407	0.96	0.88	0. 92	0.402	0.99
IV S -2	100	0, 193	0. 199	0.97	0.87	0.91	0. 198	0.99
	120	0, 334	0. 338	0.99	0.92	0.94	0. 337	1.00
	140	0, 522	0. 530	0.98	0.94	0.97	0. 531	1.00
IV S -3	100	0.143	0.131	1.09	0.75	0.78	0, 127	0.97
	120	0.235	0.218	1.08	0.82	0.85	0, 213	0.98
	140	0.372	0.338	1.10	0.87	0.90	0, 331	0.98

1): Fig. 16 から求めた有効幅比

Effective breadth ratio calculated from Fig. 16.

2): 有効幅を通常の梁の式に適用して計算したたわみ

Calculated deflection from ordinary flexural formula using effective breadth as flange breadth.

パネル	スパン	たね	りみ	比	有 Effect	効 幅 ive breadt	比 h ratio	たわみ ²⁾	比
記 号 Panel	Span	Defle (×10	ection)-8cm)	Ratio	理 Ⅲ. T	論 heor.	図 ¹⁾ 下フランジ	Deflection	Ratio
desig- nation	(cm)	実 測 I.Obs.	理 論 Ⅱ. Theor.	I/II	上フランジ Top flange	下フランジ Bottom flange	IV. Chart Bottom flange	(×10 ⁻ °cm) V	V/II
I D-1	100	0. 372	0. 422	0.88	0.39	0.27	0.28	0, 350	0.83
	120	0. 553	0. 671	0.82	0.46	0.38	0.34	0, 516	0.77
	140	0. 870	0. 995	0.87	0.54	0.45	0.39	0, 735	0.74
I D-2	100	0. 378	0, 411	0, 92	0.46	0.46	0.43	0.323	0.79
	120	0. 572	0, 655	0, 87	0.55	0.52	0.51	0.508	0.78
	140	0. 813	0, 974	0, 83	0.60	0.57	0.58	0.753	0.77
I D-3	100	0.281	0. 310	0.91	0. 39	0.39	0. 34	0, 209	0.67
	120	0.417	0. 491	0.85	0. 47	0.47	0. 41	0, 308	0.63
	140	0.621	0. 725	0.86	0. 51	0.51	0. 47	0, 462	0.64
Ⅱ D-1	100	0.215	0. 276	0.78	0.28	0.43	0.45	0.259	0.94
	120	0.341	0. 450	0.76	0.33	0.52	0.53	0.417	0.93
	140	0.543	0. 679	0.80	0.39	0.59	0.61	0.621	0.91
Ⅱ D-2	100	0.240	0. 301	0, 80	0.44	0.42	0.44	0.272	0.90
	120	0.397	0. 486	0, 82	0.52	0.50	0.52	0.430	0.88
	140	0.624	0. 729	0, 86	0.59	0.58	0.59	0.632	0.87
Ⅱ D-3	100	0.179	0.220	0.81	0.39	0.37	0.38	0. 188	0,85
	120	0.276	0.350	0.79	0.47	0.45	0.46	0. 289	0.83
	140	0.408	0.519	0.79	0.54	0.52	0.52	0. 416	0,80
Ⅲ D-1	100	0.135	0.152	0.89	0.65	0.59	0.62	0, 138	0,91
	120	0.220	0.248	0.89	0.73	0.68	0.70	0, 224	0,90
	140	0.333	0.377	0.88	0.80	0.75	0.78	0, 338	0,90
Ⅲ D −2	100	0.183	0.186	0.98	0.75	0.75	0.78	0.170	0.91
	120	0.294	0.306	0.96	0.82	0.82	0.85	0.279	0.91
	140	0.439	0.469	0.94	0.87	0.87	0.90	0.429	0.91
Ⅲ D3	100	0, 125	0, 127	0, 98	0.59	0.70	0.73	0, 105	0.83
	120	0, 194	0, 205	0, 95	0.68	0.78	0.80	0, 167	0.81
	140	0, 277	0, 309	0, 90	0.75	0.84	0.86	0, 250	0.81
IV D -1	100	0.107	0.125	0.86	0.77	0.85	0.89	0.117	0.94
	120	0.181	0.208	0.87	0.84	0.90	0.93	0.195	0.94
	140	0.276	0.322	0.86	0.88	0.93	0.96	0.304	0.94
Ⅳ D -2	100	0.148	0. 150	0.99	0.88	0.89	0.92	0.140	0.93
	120	0.245	0. 250	0.98	0.92	0.93	0.95	0.237	0.95
	140	0.379	0. 387	0.98	0.94	0.95	0.97	0.371	0.96
IV D –3	100	0.0955	0.0967	0.99	0.76	0.88	0.91	0.0853	0.88
	120	0.150	0.159	0.94	0.83	0.92	0.94	0.141	0.89
	140	0.229	0.244	0.94	0.88	0.94	0.97	0.218	0.89

Table 6. たわみの実測値と理論値および有効幅比(両面張りパネル) Observed and theoretical values of deflection and effective breadth ratio at midspan. (Double flange type)

1): Fig. 16 から求めた有効幅比

Effective breadth ratio calculated from Fig. 16.

2):有効幅を通常の梁の式に適用して計算したたわみ

Calculated deflection from ordinary flexural formula using effective breadth as flange breadth.



Fig. 21. スパン中央におけるフランジの歪み分布 Observed and calculated strain distribution in flange at midspan.

となり、かなり過大に出ることがわかった。また応力分布図から有効幅の定義(4.1節参照)に基づいて 求めた有効幅の値は、式(4.2)に基づいて求めた値と全く一致している。以上のことから有効幅の定義 は、本報のように与えるべきであろう。

なお、有効幅を与える式は、たわみの式と同じく収れんが速く、初めの2項で十分である。

有効幅比算出図より求めた値を Table 5, 6 に示したが、これらは S 型はもとより D 型においても計 算式から求めた値と比較的よく一致している。したがって数少ないパラメータ (b/L, E_y/G_{xy} , D_f)を計 算するだけで、有効幅を概算することができ、そしてその後は通常の曲げの問題と同様の手法でパネルを 取り扱うことができる。

なお,有効幅比算出図は両面パネルの場合には,上下のフランジが対称なものの場合であるが,これが 対称でなくても両者の性質の差がそれほど大きくない場合には適用可能であることがわかった。

有効幅に影響を与えるものとして b/L, E_y/G_{xy} , D_f というパラメータがあることがわかったので、これから大きな有効幅を得るには、b/L を小さくし、 E_y/G_{xy} の値が小さい表面材を選べばよいことがわかる。 D_f は4分点2点荷重の場合には、全く無視するわけにはいかないが、ただ実際に用いられるパネルは、ほとんどの場合その値は12以下であると思われるので、現実の問題を考えると、これは有効幅には影響を与えないと見てよいであろう。

フランジの垂直歪 ε_v の実測値と計算値を Fig. 21 に示した。箱型のもの(ISI, IDI)を除け ば,比較的よく一致しているといえるであろう。両者の値にひらきのあるものでは、リブ上では一致して いるが、リブを離れるに従ってそのひらきが大きくなる傾向を示した。一般に、リブから遠く離れたとこ ろの歪は、リブ上のものに比べてかなり小さいため、計算値と実測値の不一致も、実際にパネルの曲げ性 能を取り扱う上ではそれ程大きな支障は生じないであろう。

σx, Txy を与える式は収れんが悪く、実用にはならないことがわかった。

4.6 摘

璽

Amana らにより与えられた ストレストスキンパネルのたわみに関する解は, 合板を フランジとして用 いたパネルの実験値とよく一致することが認められた。また, この解は収れんが速く, 実用的には初めの 2項で十分であることがわかった。

有効幅については、本報で新たな定義を与え、これを実験結果と比較したところ、両者のよい一致を見 たので、これも実用に供することができることを確かめた。

有効幅に大きな影響を与えるパラメータはb/L, E_y/G_{xy} であることがわかった。

有効幅を簡単に求める上で, ここに作製した有効幅比算出図(Fig. 14~17)が有効であることが実験 により検証された。

曲げを受けるストレストスキンパネルの圧縮フランジの座屈に関する解を求め、とれを行列の固有値問 題としてとらえることができた。

第5章 合板ウェブを用いたボックスビームの曲げ性能

構造用合板をウェブ材として,製材をフランジ材として接着構成したボックスビームの設計方法ならび にこの設計に用いた構造用合板の許容応力度について検討するため,各種の実験を行った。この実験は次 の3シリーズに分けて行った。

シリーズA:モデル実験

シリーズB:小屋梁を想定した実大実験

シリーズC:梁せいの大きな梁の実大実験

シリーズAは、いろいろなタイプの梁を用いて、ボックスビームの力学的挙動を捕らえ、許容応力度を 用いた設計方法の可能性について検討した。

シリーズBは、スパン7.28m(4間)という長い張聞を架け渡す梁(具体的には小屋梁を想定している)を製造し、製造方法とも関連させて梁の曲げ性能をとらえた。

- 38 --

シリーズCは、住宅の中で実用上考え得る最も大きな梁せい寸法として 91 cm のものを含み、主として ッエブの座屈を検討した。

本章は,以上のモデルから実大規模に至るまでの一連の実験により,合板ウェブを用いたボックスビー ムの設計方法および構造用合板や製材の許容応力度を総合的に検討しようとするものである。

5.1 ボックスビームの設計方法

- 現在,提案されている設計方法14)48)51)を次に示す。
- a. 曲げモーメント

許容曲げモーメントは、次式から計算される。

$$M = \frac{2F_f I_n}{h} \tag{5. 1}$$

ここに, M:許容曲げモーメント

 F_f : フランジ材の許容圧縮応力度あるいは許容引張応力度のうちいずれか小さい方の値 h: 梁せい

I_n: 正味の断面 2次モーメント(I_n は上下フランジ材および 繊維方向が梁の長軸に平行な単板の中立軸に関する断面 2次モーメントである。合板ウェブの継手が両側ウェブにおいて 60 cm 以内にある場合には, I_n の計算にはウェブは無視する。継手が 60 cm を超えて両側で千鳥に配置される場合には, I_n の計算には片側の ウェブだけを計算に入れ

る。)

b. 水平剪断

許容剪断力は次式から計算される。

$$v = \frac{F_v I_t \Sigma_t}{Q_t} \tag{5. 2}$$

ここに, v:断面の許容剪断力

F_n: 合板の許容面内剪断応力度

- I_t : スパンに平行な全繊維の合計断面 2 次モーメント。ウェブの継手に関係なくすべてのウェブを計算に入れる。
- Σ_t : 断面の全ウェブの合計厚さ
- Q_t:中立軸より上(または下)の全平行繊維の中立軸に関する断面1次モーメント。継手に 関係なくすべてのウェブおよびフランジを計算に入れる。

c. フランジとウェブ間の剪断

フランジとウェブの接着部分には、合板の層内に剪断を超すローリングシア応力が発生する。この場合 の許容剪断力は次のように計算される。

$$v = \frac{2F_s dI_t}{Q_f} \frac{\Sigma_t}{t}$$
(5.3)

ここに, v:断面の許容剪断力

F_s: 合板の許容ローリングシア応力度で剪断応力集中のために 50% 低減した値

d:フランジのせい

Q_f:上部(または下部)フランジの全平行繊維の中立軸に関する断面1次モーメント。フラ

- 40 ---

ンジの継手に関係なくすべてのフランジを計算に入れる。

t:外側ウェブ1枚の厚さ

Σι:ウェブの全厚さ

d. た わ み

ボックスビームの場合,剪断たわみが相対的に大きくなるので,これを無視することはできない。たわ みは曲げたわみと剪断たわみの和として次のように計算される。

 $D = D_b + D_s \tag{5. 4}$

CCK, D: thA

 D_b :通常の曲げの式より計算する曲げたわみ。断面 2次モーメントには I_t を用いる。 D_s : 剪断たわみ



なお、剪断たわみは次のようにして求める。

$$D_s = \frac{KPlh^2C}{GI_t} \qquad (5.5)$$

- ここに, K:剪断たわみ係数で Fig. 22 より求める。
 - 1:スパン
 - G:ウェブの剪断弾性係数
 - P:全荷重

C:荷重係数で Fig. 23 から求める。

Table 7. 箱型梁の寸法,重量,比重および合板の張り方(シリーズA)

Dimen	sio	ns	, i	in	cross	section	, weight	, specific	gravity	
	-								4 \	

and web joint location of box beams. (Series A)

梁記号 Beam designa-	梁 せ い Beam depth	フランジ幅 Flange breadth	フランジせい Flange depth	ウェブ厚さ Web thickness	梁の重 量 Beam weight	梁の見かけ の比重 Beam apparent specific	合板の張 り方 ¹⁾ Web joint location
	<u>h</u> (cm)	<i>b</i> (cm)	<u>d</u> (cm)	<i>t</i> (cm)	(kg)	gravity	
1-A	30	13.488	3.015	0.742	29.8	0.07	I
1-B	30	13.503	3,018	0.757	30.1	0.07	I
2 -A	25	13.455	3, 938	0.753	36.8	0.10	I
2-B	25	13.500	3, 938	0.756	37.6	0.10	I
3- A	16.7	13,500	3, 933	0.745	29.0	0.12	I
3 - B	16.7	13, 490	3, 910	0.748	28,8	0.11	I
4- A	30	9, 193	2,998	0.739	24.8	0.08	I
4-B	30	9,203	2,993	0.751	23.8	0, 07	I
5 -A	25	9,208	4.463	0.950	28.7	0.11	I
5 - B	25	9.215	4.698	0.757	28.6	0.11	I
6- A	16.7	9,200	4.358	0.742	22.4	0.13	I
6-B	16,7	9, 198	4.270	0.745	23.1	0.13	I
7-A	30	5.033	3.025	0.745	18.1	0.09	I
7-B	30	5.085	2,963	0.753	18.0	0.09	I
8-A	25	5.220	4.655	0.757	20.1	0.12	I
8- B	25	5,200	4.680	0.749	19.6	0.12	I
9-A	16.7	5.208	4.773	0.752	16.4	0.15	I
9-B	16.7	5.288	4.580	0.752	15.7	0.14	I
10- A	40	9.757	4.514	0.541	33.5	0.08	П
10- B	40	9.858	4.528	0.541	32.0	0.07	Π
11	40	9.893	4.748	0.543	37.1	0.08	п
12 -A	40	4.615	3.015	1,232	33.8	0.12	П
12 -B	40	4.623	3.013	1.218	32.5	0.12	Π
13 -A	30	4.673	6.008	1.242	33 . 6	0. 1 6	п
13 - B	30	4.805	6.025	1.250	32.5	0.15	П
14-A	25	4.545	9,950	1.241	34.5	0.20	П
14- B	25	4.638	9, 415	1.230	34.7	0.20	п
15	30	9, 855	4, 495	0.750	32.0	0.09	ш
16	30	9.740	4.750	0.916	34.4	0.10	ш
17	30	9, 980	4.545	1.228	41.2	0.11	Ш

1) Fig. 24 参照

Cf. Fig. 24

— 42 —

5.2 実 験

5.2.1 試験体

a. シリーズ A

試験体として, Table 7 に示すように, 17 種類計 30 体を製作した。試験体には, 形状, 寸法を同じく するものが 2 体ずつあるが, これらは A, B で区別する。

フランジ材は,枠組壁工法構造用製材のベイツガ(公称断面 2×6in, 2×8in,4×4in),長さ4mの 単一材を使用した。強度的に影響を及ぼすと思われるような節などの欠点を持つもの,および含水率が 15%以上のもの,また比重が他の材より偏っているものなどは除き,比重によるマッチングを考慮して, フランジ材の組み合わせを決めた。2×6in または2×8in 材から採取したフランジ材については,接着 面のみ再度プレーナー加工を施したが,材のもつねじれ,曲がりなどはこの時点では矯正されないままの 状態であった。

ウェブ材には日本農林規格 (JAS) に規定されている厚さ 5, 7.5, 9, 12 mm のラワン構造用合板 (1 級)を用いた。9 mm 厚合板の等級は B-2, 他はすべて C-3 である。7.5 mm 厚のものは, 91×242 cm (3×8尺), 他は 91×182 cm (3×6尺)の実大のままで分銅載荷による曲げ剛性試験を行い, ヤング 係数によりウェブ材としてのマッチングを考慮した。

添え継ぎ板(スプライス)は、ウェブをとった合板の残部から採取し、スチフナはフランジと同じくベイツガを使用した。

ウェブとフランジの接着にはレゾルシノール樹脂接着剤を用い、ホットプレスで熱圧締した。とのときの圧力は 5~12 kgf/cm² であった。試験体の長さはすべて 4 m で、梁の断面形はすべて箱型である。

ウェブ合板の表板繊維方向は、フランジの長手方向に平行とした。ウェブの継手は、スチフナまたは添え継ぎ板を用いてジョイントし、その位置を左右同じにした。Fig. 24 の I のタイプの梁については、ス チフナを初めにフランジの間にはめ込んでおき、接着剤を塗布のうえ、片側半分のウェブを接着し、プレ スより引き出して冷却した後、残り半分のウェブを接着して完成させた。IIのタイプの梁 (Fig. 24) は、



Iと同じ方法で接着したあと,左右の端に残った部分 は,恒温室(20℃)内で,ボルト圧結により接着した。 Ⅲのタイプの梁は,中央部の合板を接着した後,左右の 合板を接着するという三段階に分けて接着を行った。

添え継ぎ板と,ここに配置されたスチフナは梁の長手 方向に同一の長さとし,スチフナと添え継ぎ板およびウ ェブのジィント部は,同時に接着した。

接着完了後,試験体は恒温恒湿室(温度 20±1℃,関係湿度 75±5%)に、一週間以上放置して 養生 を 行った。添え継ぎ板はウェブと同一の合板から採取したが、その継ぎ手の 長さは板厚の 12 倍を目安とした⁴⁹⁾。ただし、ウェブ厚 9 mm 以下のものでは、添え継ぎ板を 省略してこれをスチフナで代用した。そのスチフナの継ぎ 手長さも同じく板厚の 12 倍とした。

木質平面材料の構造的性能に関する研究(平嶋)

梁記号	フ ラ ン ジ ヤング係数	断面 1 次モーメント ²⁾ Statical moment (cm ⁸) 断面 2 次モーメ Moment of inert						計算曲げ剛性 ⁴⁾ Calculated
Beam designation	modulus of flange (×10 ⁸ kgf/cm ²)	フランジ Flange <i>Q_{fl}</i>	ウェブ Web <i>Qw</i>	合計 Total <i>Qt</i>	フランジ Flange I _{fl}	ウェブ Web <i>Iw</i>	合計 Total I_t	rigidity (10 ⁶ kgf/cm ²) EI
1-A	128.9	548.7	101.2	649.9	14868	2025	16890	1372
1-B	116.1	549.8	101.2	651.0	14894	2025	16920	1374
2-A	139.3	558.0	70.4	628.4	11888	1172	13060	1057
2 -B	160.7	559.9	70.4	630, 3	11928	1172	13100	1060
3- A	142.4	338.9	31,4	370.3	4464	349	4813	388.5
3- B	176.1	337.3	31,4	368.7	4449	349	4798	387.3
4-A	139.4	372.1	101.2	473.3	10087	2025	12110	989.2
4 B	135.5	371.9	101.2	473.1	10085	2025	12100	989.1
5- A	136.5	422.0	70.4	492.4	8802	1172	9974	809.6
5-B	136.9	439.5	70.4	509.9	9081	1172	10250	832.0
6- A	152.1	247.4	31.4	278.8	3180	349	3529	285,8
6~B	124.8	244.1	31.4	275.1	3153	349	3502	283.7
7- A	151.5	205.3	101.2	306.5	5562	2025	7587	627.2
7 - B	147.2	203.7	101.2	304.9	5528	2025	7553	624.5
8-A	140.6	247.2	70.4	317.6	5117	1172	6289	514.8
8-B	132.3	247.3	70.4	317.7	5113	1172	6285	514,5
9-A	142.8	148.2	31.4	179.6	1862	349	2211	180.4
9 - B	150, 5	145.1	31.4	176.5	1842	349	2191	178.8
10- A	140.8	781.5	120.0	901.5	27878	3200	31080	2518
10- B	127.6	791.7	120.0	911.7	28232	3200	31430	2547
11	126.7	827.9	120.0	947.9	29360	3200	32560	2637
12 -A	164.1	257.3	240.0	497.3	9538	6400	15940	1339
12- B	165.3	257.6	240.0	497.6	9548	6400	15950	1400
13- A	152.0	336.8	135.0	471.8	8249	2700	10950	902.9
13- B	163.5	347.0	135.0	482.0	8495	2700	11200	922.6
14-A	143.4	340.3	93.8	434.1	5868	1563	7431	610,1
14-B	161.9	340.3	93, 8	434.1	5948	1563	7511	616.5
15	108.1	564.9	101.2	666.1	14557	2025	16580	1347
16	115.3	584.1	101.2	685.3	14922	2025	16950	1736
17	149.5	577.3	135.0	712.3	14852	2700	17550	1431

Table 8. ボックスビームの断面の特性および曲げ剛性¹⁾ (シリーズA) Section properties and flexural rigidity of beams. (Series A)

1) 計算には JAS に規定される公称単板厚さを用いた。

All values were calculated using nominal veneer thickness conforming to JAS.

 パットジョイントのあるなしにかかわらず中立軸より上(または下)にある全平行繊維の、中立軸に関する断面 1次モーメント。

Statical moment about the neutral axis of all parallel-grain material, regardless of any butt joints, lying above (or below) the neutral axis.

 パットジョイントのあるなしにかかわらず,全平行繊維の中立軸に関する断面2次モーメント。 Moment of inertia about the neutral axis of all parallel-grain material, regardless of any butt joints.
 EI の計算には次のヤング係数を用いた。

The following values of Young's moduli were used for calculating EI.

フランジ Flange E_{fl}:80×10³kgf/cm²

 $\dot{\mathcal{T}} = \mathcal{T}$ Web $E_w : 90 \times 10^3 \text{kgf/cm}^2$



スチフナの配置およびフランジの間隔を定めるにあたっては、あらかじめウェブが座屈するかどうかを 検討する必要があるので、これを知る手がかりとなるチャートを Fig. 25 のように作製¹⁴⁾³³⁾⁵⁸⁾し、これ から座屈すると予想されるもの(梁記号 10, 11)としないもの(残り全部)の寸法を定めた。なおこの 計算にあたっては、合板の 0° および 90° 方向の曲げヤング係数の和を 90×10⁸ kgf/cm³, 剪断強さを 70 kgf/cm² としている。

座屈のモードの相違をみるために、 特に梁記号 10 の梁では、 スチフナとウェブの間に 1 cm の隙間を とってウェブがスチフナに接触しないような構造にした。

この試験では,梁の高さ方向と横方向の曲げ剛性の比を1.7~22.2の範囲としたが,梁の横座屈に対し ては曲げ試験時に,サポートおよび荷重頭によって水平方向の移動は拘束されるため,特にラテラルサポ ートの用意はしなかった。

試験体のでき上りの状況としては、概してよくでき上っており、特に接着に関しては、ほぼ完全と言っ てよいであろう。ただ、プレーナー加工を2面にのみ施したフランジ材のなかには、曲がりやねじれなど を有しているものがあり、これらを用いた梁のなかには、ねじれが現れているものもあった。

試験体の寸法,重量などを Table 7 に, 梁の断面の特性を Table 8 に示す。

b. シリーズ B

ボックスビームの実際の用途を7.28m(4間)の小屋梁と想定し、まず構造計算により断面を算出する。

小屋梁間隔を1.82m(1間)とし、設計外力を求める。屋根葺材料を日本瓦とした時の外力(長期)

- 44 -

瓦 65 kgf/m²

であるが、屋根を4寸勾配とするとこれらの合計は水平面につき75.4 kgf/m³となる。これに石膏ボード 天井25 kgf/m³と小屋組17.3 kgf/m³を加えて計118 kgf/m³となる。

短期荷重は、雪荷重(一般地,60 cm 積雪)120 kgf/m² と上記固定荷重118 kgf/m³ を加えた値238 kgf/m² となる。設計荷重としては、長期荷重の2 倍の短期荷重のうちどちらか大きい方を採用する。 この場合は、短期荷重238 kgf/m² が設計荷重となり、小屋梁1本に加わるトータルの設計荷重(以下この荷重を設計荷重と呼ぶ)は、

 $238 \text{ kgf/m}^3 \times 7.28 \text{ m} \times 1.82 \text{ m} \Rightarrow 3200 \text{ kgf}$

となる。

ボックスビームの断面形の設計は次の手続きによった。

(i) 材料 フランジ材は枠組壁工法構造用製材 204 材(乙種枠組材, コンストラクション Hem-Fir), ウェブ材は構造用合板(1級),等級 C-3 とする。なおフランジ材のプレーナーがけによる寸法の 減少は1回につき 3mm とし, この分を計算上減らした。

- (ii) 材料の許容応力度(長期)
- フランジ材⁵⁴⁾ 曲げ(引張)65 kgf/cm²

ヤング係数 70×10⁸ kgf/cm²

ウェブ材⁴⁸⁾ 剪断 12 kgf/cm²

ローリングシア 2kgf/cm² (応力集中のため半分に減じた値)

剪断弹性係数 4×10⁸ kgf/cm²

(iii) フランジおよびウェブのジョイント

フランジのジョイントは、ミニフィンガジョイントとバットジョイントの2種類とする。ウェブのジョ イントは、 添え継ぎ板によるバットジョイントとし、 ビームの表面および裏面で 60 cm 以上離した 千鳥 配置とする。

(iv) たわみ制限

スパンの1/200 (この場合 36.4mm)とする。

以上の条件の下で 5.1 節ボックスビームの設計方法の各項を計算すると各種の小屋梁として適用可能な 断面が求められる。 ここでは実用的な寸法として, ウェブのせいを 40 cm とした場合の 最も経済的な断 面を求め, これを Fig. 26 に示した。図中, M はフランジがミニフィンガジョイントをもつもの, B は バットジョントをもつものを示す。ただし, I 型については, ウェブせい 40 cm, 梁せい 45 cm として断 面形が求められたが, 梁製造施設の関係から, Fig. 26 のごとく梁せいを 40 cm として製造した。

フランジ材として枠組壁工法構造材製材 204 材 (乙種枠組材, コンストラクション, Hem-Fir) の 3m 材および 4m 材を購入しミニフィンガジョイントにより、 3m 材 3本, 4m 材 2本縦継ぎして, それぞ れ 9,8m のラミナを製造した。この時のフィンガジョイント製造条件は,フィンガ長 12mm, ピッチ 4 mm, 圧締圧力 50 kgf/cm⁹ (推定), 接着剤は刷毛により塗布したレゾルシノール樹脂接着剤であった。 このラミナは約一昼夜常温中に放置したあと,これにプレーナー加工を施し,厚さを 35mm とした。



Fig. 26. ボックスビームの断面(シリーズB) Cross section of box beam. (Series B)



ミニフィンガ ジョイント Mini finger-joint



バット ジョイント Butt joint (mm)

Fig. 27. フランジ内におけるジョイントの位置(シリーズB) Location of joint in flange. (Series B)

- 46 -

その後、上記接着剤を用いてこれらをタンバックルまたはボルトにより圧締して集成した。この時、相接するラミナどうしのミニフィンガジョイントの位置は、 ラミナせいの 16 倍以上離し、 バットジョイントでは、相接するラミナどうしではラミナせいの 30 倍以上、 もう一つ隣のラミナのジョイントとは、 ラミナせいの 10 倍以上離すこととした。このジョイントどうしの位置関係を Fig. 27 に示す。

次に、フランジ集成材を手送りでバンドソーにかけて粗挽きし、その後ハンドプレーナで仕上げた。

人工乾燥を施したラミナを用いた集成材では、ラミナの曲がり、反り、ねじれなどが原因して、仕上げら れたときのせいは、所期の寸法より減少してしまったものがある。得られた断面寸法を Table 9 に示す。 スチフナもフランジ材と同じ材料を用いて集成して製造した。

ウェブ材には市販 12 mm 厚構造用合板(特類, C-3, 1 級) および 18 mm 合板を用いた。ウェブは, あらかじめ添え継ぎ板(長さはウェブ厚さの 12 倍)を用い, 梁のむくり線に沿って 合板端部が合うよう

梁 記 号 Beam design- ation	梁の断 面形 ¹⁾ Typp of cross section	フラン ジ継手 Jointing method of flange	接着圧 締法 Press- ure for gluing	フランジ の全幅 Flange breadth (cm)	フランジ せい Flange depth (cm)	ウェブ 厚さ Web thick- ness (cm)	梁重量 Beam weight (kg)	梁の見か けの比重 Beam apparent specific gravify	フランジ 比重 Flange specific gravity	キャンバ Camber (mm)
M-1 M-2 M-3 Mean	М	ミニフ ィンガ Finger joint	ボルト Bolt	10.535 10.540 10.545	6.315 7.180 8.100	1.2	95 103 107	0.24 0.26 0.27 0.26	0. 46 0. 48 0. 47	55 51 47
MNG-1 MNG-2 MNG-3 Mean	М	ミニフ ィンガ Finger joint	釘 Nail	10, 525 10, 530 10, 535	5.995 6.830 7.440	1.2	96 101 106	0.24 0.26 0.27 0.26	0, 49 0, 48 0, 49	48 51 59
B-1 B-2 B-3 Mean	В	バット Butt joint	ボルト Bolt	13.975 13.995 13.940	8.255 8.240 8.260	1.2	131 137 135	0, 26 0. 28 0. 27 0. 27	0. 47 0. 51 0. 49	49 48 49
BNG-1 BNG-2 BNG-3 Mean	В	パット Butt joint	釘 Nail	13.975 13.980 13.890	8, 265 8, 235 8, 250	1.2	135 132 129	0.27 0.27 0.26 0.27	0. 48 0. 47 0. 47	53 54 46
I M-1 I M-2 I M-3 Mean	I	ミニフ ィンガ Finger joint	ボルト Bolt	14.030 14.050 14.015	6.810 7.510 7.785	1.8	119 125 127	0.25 0.26 0.27 0.26	0. 48 0. 48 0. 49	55 41 37
I B-1 I B-2 I B-3 Mean	I	バット Butt joint	ボルト Bolt	13.980 14.045 13.980	8.140 8.140 8.135	1.8	127 128 133	0. 27 0. 27 0. 28 0. 27	0. 47 0. 47 0. 49	44 43 44

Table 9. 箱型梁の寸法, 重量, 比重 (シリーズB) Dimension in cross section, weight and specific gravity. (Series B)

1) Fig. 26 参照

Cf. Fig. 26



Location of stiffener and web joint. (Series B)

Table	10. ボ	ックスビーム	\mathcal{O}	断面の特	性値(シ	′リーズB)
	Section	properties	of	beams.	(Series	B)

梁記号 Beam	フ ラ ン ジ ヤング係数 Young's	断面 1 Statica	次モーメ 1 momen	ント nt(cm ⁸)	断面2次モーメント Moment of inertia(cm ⁴)				
designa- tion	modulus of flange (×10 ³ kgf/cm ²)	フランジ Flange	ウェブ Web	トータル Total	フランジ Flange	フランジ ¹⁾ Flange	ウェブ Web	正 味 Net	トータル Total
M -1	130.3	1121		1361	38190			41390	44590
M -2	129.7	1242	240	1482	41410		6400	44610	47810
M –3	125.6	1362		1602	44400			47600	50800
MN G-1	131.6	1073		1313	36870			40070	43270
MNG- 2	132, 4	1193	240	1433	40120		6400	43320	46520
MNG- 3	125.9	1276		1516	42280			45480	48670
B-1	122.9	1831		2071	59440	41610		44810	65840
B -2	137.8	1831	240	2071	59450	41620	6400	44820	65850
B-3	125.0	1827		2067	59300	41510		44710	65700
B N G-1	130.4	1833		2073	59480	41640		44840	65880
B N G-2	133.8	1828	240	2068	59370	41560	6400	44670	65770
B N G - 3	121.8	1819		2059	59060	41340		44540	65460
I M-1	125.0	1585		1765	53360			58160	58160
I M-2	135,9	1714	180	1894	56670		4800	61470	61470
I M-3	137.0	1758		1938	57720			62520	62520
I B-1	122.2	1813		1993	59020	41310		46110	63820
I B-2	117.0	1821	180	2001	59280	41500	4800	46300	64080
I B-3	124.0	1812		1992	59000	41300		46100	63800

1):バットジョイントによるフランジの低減幅を用いる。

Calculated value using a reducted breadth of flange due to butt joint..

に縦継ぎした。このとき、合板のジョイント部に開きが生じないように、あらかじめ合板端部を傾斜をつ けて切断した。 I 型の梁では、縦継ぎしたウェブにスチフナを両面から接着した。ウェブのジョイントの 位置は、ビームの両側で 60 cm 以上離した千鳥となるように Fig. 28 のごとく配置した。

ボックス型ビームの組立ては次のようにして行った。床に敷設されている反力用溝を利用して 12 mm 厚合板を定盤として固定し、これにサポート(間隔 7.28 m)用ブロックを打ちつけた。定盤上にフラン ジおよびスチフナを置き、ジャッキでとのフランジをサポートに押しつけ、中央部を 65 mm (むくり 55 mm+はねもどり 10 mm) たわませた。フランジのねじれは、万力で矯正して、接着剤をフランジ、ス チフナ、ウェブに塗布した。次にウェブをフランジ上に置き、釘で仮止めした。釘-接着剤併用のもの は、この時点でフランジの端あき 20 mm、間隔 50 mm で千鳥(2列)に釘(N50F)打ちした。釘打ち はスチフナにも同じ原則で行った。裏面も同様の方法で行い、釘-接着剤併用のものは、2、3体積み重 ね、他のものはボルトでプレスし、シートをかけ、蒸気を用いて約一屋夜保温した。

I型の梁の場合には、次のようにして組立てた。縦継ぎし、両面にスチフナを接着したウェブにフラン ジを置き、万力でフランジをスチフナに押しつけ、フランジとスチフナをステープルで仮止めし、ウェブ の裏面からもステープルを打ち、フランジを仮止めした。裏面も同様に万力でフランジをスチフナに押し つけ、ステープルで仮止めして、ボルトで圧締した。保温は、前記ボックス型の場合と同様である。

かくして製造した梁の断面寸法,重量,比重を Table 9 に,断面の特性値を Table 10 に示す。

c. シリーズ C

試験体は Table 11 に示すような 11 種類 22 体である。試験体の長さはすべて 3.64 m (2間) とした。 試験体は、剪断辺長比 *a*/*a*₀ (これについては後述する) が 0.5~1.8 の範囲内になるよう合板の厚さ、フ ランジ間隔,梁せいおよびスチフナ間隔を定めた。すなわち、合板は 6,7.5,9,12,15,18 mm 厚さ、 フランジ間隔は 60 cm と 91 cm の 2 種類,スチフナ間隔は、Fig. 29 に示すように、45,70,81,112 cm の 4 種類とした。

梁の製造は、「接着組立梁の製造基準(案)⁶⁵⁾」にほぼ準拠している。フランジ材は、枠組壁工法構造用 製材 204 材(乙種枠組材、コンストラクション、Hem-Fir)の4m 材を使用し、幅の広い 材面にプレー ナ加工を施し、この面を2枚合わせて接着した。接着剤はレゾルシノール樹脂接着剤を使用し、ボルトに より圧締した。フランジ材の最終仕上り寸法は、幅7.2 cm、高さ8.5 cm であった。フランジは梁の組立 て前に分銅を用いて曲げヤング係数を求めた(スパン250 cm、中央集中荷重、Table 12)。ウェブには構 造用合板(特類、1級、C-3)を用いた。ウェブの継手は Fig. 30 に示すように、梁の両面において継 手の間隔を60 cm 以上となるように千鳥配置した。ウェブは長さ15 cm の添え継ぎ板により接着接合し た。添え継ぎ板の厚さはウェブの厚さ6、7.5、9、12 mm のものについては12 mm、ウェブの厚さ15、 18 mm のものについては18 mm とした(Table 11)。

梁の組立ては次の順序によった。まずフランジとスチフナをステープルで仮止めし、レゾルシノール樹 脂接着剤を刷毛により塗布し、その上にすでに長手方向に添え継ぎ板で継がれているウェブを載せ、自動 打機でコモンネイル CN 50 を釘打ちした。釘打はフランジおよび スチフナの材縁より 2 cm 離れた 2 線 釘上で、ピッチ 10 cm 干鳥とした。片面の作業が終了した後、残りの面にも同様の作業を施し、その後 40℃の室内に4~6時間放置した。かくして製造した梁の寸法、重量、比重を Table 11 に、断面二次 モーメントなど断面の特性値を Table 12 に示す。

林業試験場研究報告 第330号

					_	_		
·····································	ウェブ 厚 Web	梁 せ い Beam	スチフナ 間 隔 Stiffner	ウェブの はり方 ²⁰ Web	添 え Splice	継 板 (cm)	梁重量 Beam	梁 の 見 かけの比重 Beam
No.	thickness (cm)	depth (cm)	spacing (cm)	joint	厚 さ Thickness	長 さ Length	weight (kg)	apparent specific gravity
1	0.6	60	112.	(-)	1.2	15	45.2	0.25
2			(A) ¹	(a)			44.8	0.24
Mean							45.0	0,25
3	0.6	91	112		1.2	15	57.0	0.20
4			(A)	(a)			57.0	0.20
Mean							57.0	0.20
5	0,75	60	112		1.2	15	49.3	0.26
6			(A)	(a)			47.6	0.25
Mean							48.5	0.25
7	0.75	60	81		1.2	15	47.5	0.25
8			(B)	(b)			47.9	0.25
Mean							47.7	0,25
9	0.75	60	45		12	15	52.6	0,28
10			(D)	(a)			53.6	0.28
Mean							53, 1	0.28
11	0.75	91	112		1.2	15	60,0	0,21
12			(A)	(a)			58.0	0.20
Mean							59.0	0.20
13	0.9	60	112		1.2	15	47,2	0,24
14			(A)	(a)			51.8	0.26
Mean							49.5	0.25
15	0.9	60	70		1.2	15	52.5	0, 27
16			(C)	(a)			54.0	0.27
Mean							53.3	0.27
17	1.2	60	112		1.2	15	57.3	0,27
18			(A)	(a)			56.9	0.27
Mean	· · · · ·						57.1	0, 27
19	1.5	60	112		1.8	15	63,8	0.29
. 20			(A)	(a)			63.0	0, 28
Mean							63.4	0.28
21	1.8	60	112		1.8	15	76.9	0,34
22			(A)	(a)	_,,	-0	75.2	0.32
Mean							76.1	0.33

Table 11. 箱型梁の寸法,重量,比重(シリーズC)

Dimension in cross section, weight and specific gravity. (Series C)

1) Fig. 29 参照

Cf. Fig. 29

2) Fig. 30 参照

Cf. Fig. 30



木質平面材料の構造的性能に関する研究(平嶋)

- 51 -

林業試験場研究報告 第330号

Table 12. 箱型梁の断面の特性値(シリーズC)Section properties of beams. (Series C)

梁番号	フ ラン ジ ヤング係数 Young's	断面 Static	1次モーメ al moment	ント :(cm ⁸)	断面2次モーメント Moment of inertia(cm4)					
Beam No.	modutus of flange (×10 ³ kgf/cm ²)	フランジ Flange	ウェブ Web	トータル Total	フランジ Flange	ウェブ Web	正 味 Net	トータル Total		
1 2	134.6	1576	270	1846	81900	10800	87300	92700		
3 4	117.3 121.0	2525	621	3146	209000	37700	227800	246700		
5	135.7 135.4	1576	405	1981	81900	16200	90000	98100		
7 8	135.4 131.4	1576	405	1981	81900	16200	. 90000	98100		
9 10	101.7 121.8	1576	405	1981	81900	16200	90000	98100		
11 12	103. 0 104. 8	2525	932	3457	209000	56500	237200	265500		
13 14	115.3 128.7	1576	405	1981	81900	16200	90000	98100		
15 16	122. 8 125. 4	1576	405	1981	81900	16200	90000	98100		
17 18	140.6 111.3	1576	540	2116	81900	21600	9 2700	103500		
19 20	119.0 114.4	1576	540	2116	81900	21600	92700	103500		
21 22	115.2 98.4	1576	810	2386	81900	32400	98100	114300		

5.2.2 実験方法

曲げ試験は, Fig. 31 に示すように, シリーズ A および C では 3 分点 2 点荷重法によったが, スパン はシリーズ A では 360 cm, シリーズ C では 344 cm である。 シリーズ B では曲げモーメントの分布を できるだけ等分布荷重に近似させる目的で, Fig. 32 に示すような 5 分点 4 点荷重法とした。この負荷方 法による曲げモーメント分布は, Fig. 33 に示すように等分布荷重の曲げモーメント分布によく近似して おり, その差は数%内である。

測定項目は、試験体全体のたわみ、剪断力の加わらない区間での相対たわみ、ウェブのフランジに対す る相対的に横たわみ、フランジの垂直歪およびウェブの歪である。スパン全体にわたるたわみは、サポー ト上で試験体高さの中心にあたる点に、9mmφのボルトをさし込み、試験体の両側からナットで締めつ け、このボルトにヨーク型たわみ測定具を載せて測定した。ウェブの横たわみは、フランジを不動点とす る装置を作り、これに変位計をとりつけて、フランジに対するウェブの相対たわみを測定した。またウェ ブが座屈を起こしたものについては、横たわみをウェブ全般にわたって測定するために、摺動型変位計と ポテンシオメータを用いて変位計を一定間隔で走査し、たわみを変位計で、変位計の位置をポテンシオメ ータで出力させ、これらを XY レコーダに描かせた。

たわみ測定には摺動型変位計(出力200×10⁻⁶ 歪/mm)を用い,プリンタにて収録した。

たわみをモニタするために, 摺動型変位計およびロードセル(容量 10 tonf, 出力 3,000×10⁻⁶ 歪/F.S.) の出力を XY レコーダに入力し, 荷重 - たわみ曲線を描かせた。 この曲線が 比例限度を超えたと思われ



Test apparatus for beam bending. (Series A, C)

林業試験場研究報告 第330号



Fig. 32. 曲 げ 試 験 法 (シリーズB) Test apparatus for beam bending. (Series B)



Comparison of moment caused by concentrated load with that by uniformly distributed load. (Series B)



Photo. 1. 曲げ試験装置(シリーズB) Test apparatus for beam bending. (Series B)

る時点で、他のたわみ測定用変位計を梁の破壊によるショックから保護するため取りはずした。

歪は、ワイヤストレインゲージ(紙ベース、ゲージ長 60 mm)を用い、温度補償として、各測定点ご とにダミーゲージを対応させた2線式結線法で測定した。なおデジタル電圧計の表示可能範囲の関係か ら、歪の最大測定範囲は±5999×10⁻⁶である。

荷重は、油圧式アムスラー型材料試験機(最大能力 100 tonf,使用ラム 20 tonf) によって、試験体が 破損するまで連続的に加えた。

たわみおよび歪の測定は、適当な荷重間隔ごとに荷重を保持した状態で行った。

シリーズ B の曲げ試験装置を Photo.1 に示す。

5.3 実験結果と検討

5.3.1 破損の形態

今回の曲げ試験で現れた破損形態は、次のようなものである。

(i) ウェブの水平剪断によるもの

ウェブの中央または フランジの境界線あたりに、スパン方向に盛り上った線が現れる。荷重は最大荷

- (ii) ウェブのローリングシアによるもの
- フランジとウェブを接着した部分に現れている。
- (iii) ウェブ合板内の接着層のはく離
- 座屈やローリンジシアで破損した合板に現れている。
- (iv) ウェブの圧縮または引張によるもの
- ローリングシアなどとともに,荷重点下に現れている。
- (v) ウェブの座屈によるもの (Photo. 2)
- (vi) ウェブ合板の表板のローカルバックリング

合板内の表板の部分的接着不良あるいは欠膠部によるものと思われる, 表板の一部が座屈を起している。

- (vii) フランジの引張によるもの
- スチフナや添え継ぎ板の引張破損も同時に起している。
- (viii) フランジの圧縮によるもの
- 荷重点付近で目切れによる座屈を起している。
- (ix) フランジの剪断によるもの
- スパン中央部から梁の端部にわたってフランジの LT 面が剪断されている。
- (x) スチフナまたは添え継ぎ板の引張によるもの
- これらは単独では現れず、ローリングシアやフランジの引張破損等とともに現れている。

ボックスビームの曲げ試験では、水平剪断破壊以外の場合には、上記のもろもろの現象が大きな爆裂音 とともに、一瞬のうちに出現し、破損の主たる原因となったものを2次的に現れたものと区別するのに困 難が多い。

Table 13, 14, 15 に掲げた破損の形態は, 破損の現れ方や, また各種の応力レベル等をも勘案して, 破損の主たる原因と思われるものを記したものである。

5.3.2 たわみ

普通の梁では, 剪断たわみは無視するこ とが多いが, 箱型梁は梁せいが大きいこと から相対的にスパン・梁せい比が小さく, また剪断応力を受け持つウェブ材の断面積 が小さいことなどから, 剪断たわみの全体 に占める割合が大きくて, これを無視する ことはできない。

Table 8 (シリーズ A) に断面の特性お よび曲げ剛性の値が示されているが、この 計算にあたっては、合板はスパンに平行な 繊維を持つ層だけを計算に入れ、またフラ



Photo. 2. ウェブの座屈(シリーズC) Buckling of web. (Series C)

林業試験場研究報告 第330号

梁記号	最大荷重	梁に発生した最大応力 Max. stress occurred in beam (kgf/cm ²)		最了 Max	大設計荷 design	了重 load	LL D	····································	
Beam designa-	Max. load	in be 曲 げ	am (kgr 水平剪断 Hori-	/ <u>cm²)</u> ローリン グシア	曲げ	<u>(kgi)</u> 水平剪断 Hori-	ローリン グシア	觅"	城 損 の 形 懸め
tion	(kgf)	Bending	zontal shear	Rolling shear	Bending	zontal shear	Rolling shear	Ratio	Form of failure
1-A	4920	505	63.8	13.3	2640	1850*	1480	2.7	H. S. ²⁾
1-B	4630	474	53.8	12,5	2650	1890 *	1490	2.4	"
2-A	4470	448	71.4	12, 1	2540	1500*	1470	3.0	"
2-B	3500	349	55.7	9.5	2540	1510 *	1470	2.3	"
3-A	2850	464	73.6	12.8	1430	930 *	890	3.1	"
3-B	2600	424	66.8	11.7	1420	930 *	890	2.8	"
4-A	4150	607	54.9	10,6	1790	1810*	1560	2.3	"
4-B	4420	647	57.5	11.4	1790	1840 *	1560	2.4	"
5-A	4770	616	78.4	11.3	1880	1460*	1690	3.3	"
5-B	4050	507	66.5	9.2	1940	1460 *	1750	2.8	"
6-A	2290	508	61.0	9.2	1020	900*	990	2.5	"
6-B	2950	660	77.8	12.0	1010	910 *	890	3.2	"
7-A	3900	971	52.9	8.7	990*	1770	1790	3, 9	フランジ内の剪断 Shear in flange フランジの引張および
7-B	4320	1082	57.9	9.8	980*	1 79 0	1760	4.4	剪断 Tension and shear
8-A	4120	863	68.8	8.7	1090	1440*	1890	2.9	H.S.
8-B	3700	775	62,5	7.8	1090*	1420	1900	3.4	フランジの圧縮 Compression in flange
9-A	25 50 [°]	903	68.9	9.0	590	890*	1140	2.9	н. S.
9-B	2280	816	61.1	8.3	590	900*	1110	2.5	"
10-A	3980	286	53, 3	5.5	3720	1790 *	2870	2, 2	ウェブの座屈 Web buckling
10 - B	3230	229	43.3	4.5	3760	17 9 0 *	2880	1.8	<i>II</i>
11	4200	286	56.1	5.6	3910	1800*	3140	2.3	<i>II</i>
12 - A	6780	1219	42.9	9.1	1270*	3790	2990	5,3	フランジの引張 Tension in flange
12-B	7000	1257	44.8	9.4	1270	3750	2980 *	2.3	ウェブのローリングシ ア Rolling shear in web
1 3-A	6900	1004	59,8	8.8	1470	2770 *	3130	2,5	H.S.
1 3 B	6300	890	54.2	8,1	1510	2790	3110*	2.0	\mathcal{T} Rolling shear in web
14-A	5330	792	62.7	6.1	1250	2040 *	3480	2.6	H.S.
14-B	5380	789	63.2	6.5	1270	2040 *	3320	2.6	"
15	4800	464	64.3	9.1	2590	1790*	2110	2.7	"
16	6500	603	71.7	11.8	2650	2360	2210 *	2.9	ウェブのローリングシ ア Rolling shear in web
17	690 0	624	57.0	12.5	2640	2900	2210 *	3.1	//

Table 13. 実 験 お よ び 計 算 結 果 (シリーズA) Results of tests and calculations. (Series A)

比:最大荷重/破損の因となった応力による最大設計荷重(*印が付されている) Ratio:Max.load/Max.design load(attached mark*)calculated from the stress which caused beam failure.
 H. S. はウェブの水平剪断破損を示す。 H. S. means the web failure by horizontal shear.

木質平面材料の構造的性能に関する研究(平嶋)

Table 14. 実 験 お よ び 計 算 結 果 (シリーズB)

		最大曲げ			たわれ出	梁に発 Mar	生した まtrace of	大応力	
梁記号	最大荷重	モーメン	設計荷重	δ _{pd} 2)	限に対す	in b	eam(kgf	(cm ²)	破損の形態
Beam	Max.	Г Мала	比り		る比	曲げも	水平	ローリン	
design-	load	moment		(×10-8	$\delta_{nd}/\delta_t^{(8)}$		- 明 断 Hori-	リンJ Dalling	Form of failure
ation	(kgf)	(tf•m)	P_{max}/P_d	cm/kgf)	- par - c	Bending	zontal	shear	
			 				snear	 	
M-1	7050	7.70	2.2	43.8	1.20	555	44.8	7.0	(Knot)
M -2	8110	8,85	2,5	40.2	1.10	584	52, 4	7.3	Tension of flange
M-3	7880	8.60	2.5	40.4	. 1 11	524	51.8	6.5	Tension of flange
Mean	7000	0.00	2.5	40.4	1.11	524	51.0	0.5	(Knot and finger
		·	2.1	ļ				ļ	Joint)
MN G-1	5220	5,70	1.6	45, 3	1.24	431	33, 0	5.4	Tension of flange (Finger joint)
MNG-2	7630	8,33	2,4	42.5	1, 17	574	49.0	7.2	Tension of flange
MNC	9510	0.20	2.7	42.1		(0)	55.0	7.5	Horizontal shear of
Maan Maan	6510	9.29		42,1	1.10	001	55,2	7,5	web
			2.2			 	<u> </u>	ļ	
B -1	8530	9.31	2.7	33.3	0.91	611	55.9	7.2	Shear of upper
B -2	7870	8, 59	2.5	31, 1	0, 85	564	51.6	6.6	Shear of bottom
	00(0			00.6	0.00	570	50.0		Shear of bottom
B-3	8060	8,80	2.5	32.0	0.90	579	52,8	0,8	flange(Butt joint)
		ļ	2.0	ļ		ļ	ļ	ļ	<u> </u>
B N G-1	8390	9.16	2.6	32.2	0.88	601	55.0	7.1	Shear of web and
BNG-2	8670	9 47	27	32.8	0.90	622	56.8	73	Tension of flange
				02.0	0.00	022			(Knot) Shear of bottom
BNG-3	7640	8.34	2.4	35.3	0.97	551	50.1	6.4	flange
Iviean			2.0						
I M-1	8010	8,75	2,5	33.9	0.93	470	67.5	8.0	(Finger joint and
I M-2	10740	11 73	3.4	32.0	0.88	578	91.9	10.0	knot) Horizontal shear
1 101 2	100.10		0.1	02.0	0.00				of web
IM-3	10040	10,96	3.1	32.2	0.88	531	86.4	9.1	Horizontal shear
Mean			3.0						
I B-1	4830	5.27	1.5	31.4	0.86	375	41.9	4.2	Tension of flange
I B-2	8310	9.07	26	33.0	0.91	643	72 1	7.3	Tension of flange
1 D-2	0010	2.07	2.0	00.0	0.91	040	12.1		(Butt joint) Tension of flange
I B-3	6030	6.58	1.9	30.9	0.85	468	52.3	5.3	(Butt joint)
Mean			2.0						

Results of tests and calculations. (Series B)

1) Pa: 設計荷重 (3,200 kgf)

 P_d means the design load. (3,200 kgf)

δ_{pd}:設計荷重時のたわみ

 δ_{pd} means the deflection at design load. 3) δ_l : 制限たわみ, l/200 (=36.4 mm)

 δ_l means limited defection.

 形状係数を用いて計算した値 Calculated value using a form factor.

林業試験場研究報告 第 330 号

梁番号	最大荷重	最大曲げモ ーメント	梁に発 Max. in b	生した最 stress oc eam (kg	大応力 ccured f/cm ²)	破損の形能	座屈の予測 ¹⁾ (Fig.25による)
Beam No.	Max. load (kgf)	Max. moment (tf•m)	曲 げ Bending	水平剪断 Hori- zontal shear	ローリン グシア Rolling shear	Form of failure	Prediction of web buckling by Fig. 25
1	7450	4.27	241	61.8	3.7	Web buckling	
2	7640	4.38	247	63.5	3.8	Web buckling	0
Mean	7550	4.32		62.6			
3	10900	6,25	215	57.9	3.3	Web buckling	
4	10370	5.94	205	55.1	3.1	Web buckling	0
Mean	10630	6.09		56.5			
5	10060	5.76	310	67.7	4.8	Web buckling	
6	10760	6.17	332	72.4	5.1	Web buckling	0
Mean	10410	5.97		70.0			
7	10720	6.14	331	72.2	5.1	Web buckling	
8	11000	6.30	339	74.0	5.2	Web buckling	0
Mean	10860	6.22		73.1			
9	11500	6.59	355	77.4	5,4	Horizontal shear of web	
10	11540	6.61	356	77.7	5.5	Horizontal shear of web	×
Mean	11520	6.60		77.5			
11	14240	8.16	266	61.8	4.0	Web buckling	
12	13200	7.57	246	57.3	3.7	Web buckling	0
Mean	13720	7,86		59,5			
13	10800	6.19	333	60.6	5.1	Horizontal shear of web	
14	11630	6.66	359	65,2	5.5	Horizontal shear of web	0
Mean	11215	6.43		62,9			
15	11500	6.59	355	64.5	5.4	Horizontal shear of web	
16	12500	7.16	385	70.1	5.9	Horizontal shear of web	×
Mean	12000	6.88		67.3			
17	12040	6.90	349	51.3	5.4	Horizontal shear of web	
18	12340	7.07	358	52.6	5.5	Horizontal shear of web	×
Mean	12190	6,99		51.9			
19	17400	9.97	505	59.3	7.8	Tension of flange	
20	17300	9.92	502	58,9	7.7	Horizontal shear of web	×
Mean	17350	9,95					
21	20000	11.47	531	58.0	8.1	Not failed	
22	以上 19500	以上 11.18	518	56.5	7.9	Tension of flange	×
Mean	—						

Table 15. 実験および計算結果(シリーズC) Results of tests and calculations. (Series C)

1) \bigcirc : web buckling was predicted.

 \times : no web buckling was predicted

汉扫早	実 測 值 Observed values		計 算 た わ み Calculated values of deflection									
Beam designa-	たわみ	曲げ剛性 Flexural	曲げたわ み ¹⁾	Fig Obtain	: 34 によ ed from 1	ሯ Fig. 34	Fig Obtain	. 22 によ ed from	る Fig. 22			
tion	Deflec-	rigidity (×10 ⁶	Bending	剪断たわ	合計たわ	実測値/	剪断たわ み	合計たわ み	実測値/			
	tion	kgf•cm²)	def.	Shear def.	Total def.	計算值 Obs./Cal.	Shear def.	Total def.	計算值 Obs./Cal.			
1- A	0.649	1276	0.604	0.135	0.739	0,88	0, 396	1,000	0,65			
1-B	0.774	1070	0,603	0.134	0.737	1.05	0,389	0.992	0,78			
2-A	0.775	1068	0.784	0.222	1.006	0,77	0.422	1,206	0,64			
2-B	0,789	1049	0.781	0.221	1.002	0,79	0.422	1,203	0.66			
3- A	1.797	461	2.131	0.430	2.561	0.70	0.539	2.670	0.67			
3 - B	1.531	541	2.138	0.431	2.569	0,60	0,537	2.675	0.57			
4-A	0.803	1031	0.837	0.141	0.978	0.82	0.415	1.252	0.64			
4-B	0.883	938	0.837	0.140	0.977	0.90	0.406	1.243	0.71			
5-A	0.925	895	1.023	0.268	1,291	0.72	0.421	1.444	0.64			
5-B	0.923	897	0.995	0.274	1, 269	0.73	0.410	1.405	0.66			
6-A	1.992	416	2.897	0.456	3, 353	0,59	0.526	3.423	0.58			
6-B	2.275	364	2,919	0.457	3.376	0.67	0.535	3.454	0.66			
7-A	0.873	948	1.320	0.156	1.476	0.59	0.441	1.761	0.50			
7-B	1,166	710	1.326	0.156	1.482	0.79	0.436	1.762	0.66			
8-A	1,288	643	1,608	0.283	1.891	0,68	0.441	2,049	0.63			
8-B	1.446	573	1.609	0,284	1.893	0.73	0.447	2.056	0.70			
9-A	2,893	286	4.590	0.478	5.068	0.57	0.537	5,127	0, 56			
9-B	2.800	296	4.631	0.481	5,112	0.55	0.550	5.181	0.54			
10 -A	0.463	1788	0.329	0.157	0.486	0.95	0.402	0.731	0.63			
10- B	0.451	1836	0.325	0.155	0.480	0.94	0.400	0.725	0.62			
11	0.500	1656	0.314	0.161	0.475	1.05	0.395	0.709	0.71			
12 -A	0.453	1828	0.618	0.066	0.684	0.66	0.253	0.871	0.52			
12 -B	0.494	1676	0.618	0,066	0.684	0.72	0,253	0.871	0.57			
13 -A	0.642	1290	0.917	0.166	1.083	0.59	0.256	1,173	0.55			
13- B	0.639	1296	0.898	0.164	1.062	0.60	0.256	1.154	0.55			
14-A	0,803	1031	1.357	0.168	1.525	0.53	0.192	1,549	0, 52			
14- B	0,754	1098	1.343	0,180	1.523	0.50	0.205	1.548	0.49			
15	0,713	1161	0,615	0.198	0,813	0.88	0.368	0,983	0,73			
16	0,563	1471	0.602	0.170	0.772	0,73	0.312	0.914	0,62			
17	0,471	1758	0.579	0.121	0.700	0.67	0.246	0,825	0.57			

Table 16. 実 測 お よ び 計 算 た わ み (シリーズA) Observed and calculated values of deflection at midspan. (Series A) (Deflection 10⁻⁸ cm/kgf)

1) Table 8 の EI を用いて計算した。

These values were calculated using the values of EI tabulated in Table 8.



Fig. 34. 剪断たわみ係数 K と荷重係数 C Section constant, K and load coefficients, C.

ンジおよびウェブのヤング係数は許容応力度として与えられている値48)

フランジ $E_f = 80 \times 10^3 \, \text{kgf/cm}^3$

ウェ ブ $E_w = 90 \times 10^3 \, \text{kgf/cm}^2$

を使用した。Table 16 に掲げた曲げたわみの計算値は、このような曲げ剛性を用いて通常の曲げたわみから求めたものである。

剪断たわみについては古くから多くの研究がなされ⁸⁴⁾⁸⁰⁾⁸⁷⁾,いろいろの計算式が提案されているが、これらのほかに、複雑な計算をしないで Fig. 34⁵¹⁾, Fig. 22⁴⁸⁾に示すような図から求める方法も提案されているので、ここではこれらの図の適用性について検討した。なお、合板の剪断弾性係数は 4×10³kgf/cm² とした⁴⁵⁾。

アメリカ合衆国の仕様書51)では、剪断たわみを求める式は次によっている。

$$d_s = \frac{KC}{AG} \tag{5. 6}$$

Table	17.	曲	げ	剮	性	お	よう	び	計	算	た	わ	み	(シリ		ズA)
Fle	xura	l rig	gidit	y ar	ıd	calcu	lated	va	lues	of	defle	ectior	1. (3	Serie	s .	A)

梁 記 号 Beam H 第 計算曲げ剛 Calculate flexural		曲げたわみ	Fig. 34 Obtained fi	による rom Fig. 34	Fig. 22 による Obtained from Fig. 22		
designa- tion	rigidity (×10 ⁶ kgf•cm ²)	Bending def.	合計たわみ Total def.	実測值/計算值 Obs./Cal.	合計たわみ Total def.	実測值/計算值 Obs./Cal.	
1- A	2099	0.395	0, 530	1.22	0,791	0.82	
1-B	1911	0.433	0, 567	1.37	0.822	0.94	
2-A	1761	0.470	0.692	1.12	0.892	0, 87	
2-B	2022	0.410	0,631	1.25	0.832	0.95	
3-A	667	1.241	1,671	1.08	1.780	1.01	
3-B	815	1.016	1.447	1.06	1.553	0.99	
4-A	1588	0.521	0.662	1.21	0.936	0.86	
4-B	1549	0.535	0.675	1.31	0.941	0.94	
5-A	1307	0.634	0.902	1.03	1.055	0.88	
5 - B	1349	0.614	0.888	1.04	1.024	0.90	
6-A	515	1.608	2.064	0.97	2.134	0.93	
6-B	425	1.949	2.406	0.95	2.484	0.92	
7- A	1025	0.808	0.964	0.91	1.249	0.70	
7-B	996	0.831	0, 987	1,18	1,267	0.92	
8-A	825	1.004	1,287	1.00	1.445	0, 89	
8-B	782	1.059	1.343	1.08	1.506	0.96	
9-A	297	2,785	3.263	0.89	3.322	0.87	
9-B	309	2,683	3.164	0.88	3.233	0.87	
10- A	4213	0.197	0.354	1.31	0.599	0.77	
10- B	3890	0.213	0.368	1.23	0.613	0.74	
11	4008	0.207	0,368	1.36	0.602	0.83	
12-A	2141	0.387	0.453	1.00	0.640	0.71	
12-B	2154	0.384	0.450	1.10	0.637	0.78	
13-A	1497	0.553	0.719	0.89	0.809	0.79	
13-B	1632	0.507	0,671	0.95	0.763	0.84	
14- A	982	0.843	1.011	0.79	1.035	0.78	
14-B	1104	0.750	0.930	0.81	0.955	0.79	
15	1756	0.472	0.670	1.06	0.840	0.85	
16	1903	0.435	0,605	0.93	0.747	0.75	
17	2463	0,336	0.457	1.03	0.582	0.81	

1) フランジの E に実測した曲げヤング係数を使用。

These values were calculated using the observed values of E in bending test.

ここに、 d_s : 剪断たわみ

K:剪断たわみ係数で Fig. 34 から求める。

- C:荷重係数で Fig. 34 から求める。
- A:梁の断面積
- G:ウェブの剪断弾性係数

(Deflection 10⁻⁸ cm/kgf)

Table 18. 曲 げ 剛 性 お よ び 計 算 た わ み (シリーズB) Flexural rigidity and calculated values of deflection. (Series B) (Deflection 10⁻⁸ cm/kgf)

梁 記 号	実 測 Observed	值 value		計 (算 た Calculated	わ deflection	3	
Beam designa- tion	曲げ剛性 Flexural rigidity (×10 ⁶ kgf•cm ²)	たわみ Deflection	曲げたわ み ¹⁾ Bending def.	剪 断 たわみ Shear def.	合計たわ み ¹⁾ Total def.	実測値/ 計算値 Obs./Cal.	合計たわ み ²⁰ Total def.	実測値/ 計算値 Obs./Cal.
M -1	444	1.37	1.95	0.33	2,28	0.60	1.38	1.00
M -2	484	1,26	1.82	0.32	2.14	0.59	1.30	0.97
M -3	431	1,26	1.71	0.30	2.01	0.63	1.25	1.01
Mean				-		0.61		0.99
MN G -1	429	1.42	2.01	0,34	2, 35	0,60	1,41	1.01
MNG -2	458	1,33	1.87	0.32	2,19	0,61	1.31	1.02
MN G-3	462	1,32	1.78	0, 31	2,09	0,63	1,30	1.02
Mean						0,61		1,02
B -1	584	1.04	1.32	0,29	1,61	0.65	1.04	1,00
B -2	625	0,97	1,32	0,29	1,61	0,60	0,96	1.01
B -3	595	1,02	1,32	0.29	1.61	0,63	1,03	0 . 99
Mean						0,63		1.00
BNG- 1	604	1.01	1.32	0.29	1.61	0,63	1,00	1.01
B N G-2	593	1.02	1.32	0.29	1.61	0.63	0.98	1.04
B N G-3	552	1.01	1.32	0.29	1.61	0.68	1.05	1.05
Mean						0.65		1.03
I M-1	574	1.06	1.49	0.40	1.89	0, 56	1.24	0.85
I M-2	608	1.00	1.41	0.39	1.80	0,56	1.12	0.89
I M-3	605	1.01	1.39	0.38	1,77	0.57	1.09	0.93
Mean						0.56		0.89
I B-1	620	0.98	1.36	0.38	1.74	0.56	1.16	0.84
I B-2	590	1.03	1.35	0, 37	1,72	0,60	1.19	0.87
I B-3	629	0.97	1.36	0, 38	1.74	0.56	1.14	0.85
Mean						0.57		0.85

1) フランジヤング係数=70×10³ kgf/cm² として求めた値

These values were calculated using the value of $E = 70 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$.

2) フランジャング係数に実測値を用いて求めた値

These values were calculated using the obsrved values of E in bending test.

木質平面材料の構造的性能に関する研究(平嶋)

Table 19.	曲	げ	剛	性	お	よ	び	計	算	た	わ	み	(シリーズ	C)
Flexura	al ri	igidi	ty a	nd o	calcu	ılate	d va	alues	s of	defl	ecti	on.	(Series C)	I

(Deflection 10⁻³ cm/kgf)

試 験 体	実 測 Observed	值 l value		計 C	算 た Calculated	わ deflection	\$	
Beam No.	曲げ剛性 Ffexural rigidity (×10 ⁶ kgf・cm ⁹)	たわみ Deflection	曲げたわ み ¹⁾ Bending def.	剪断たわみ Shear def.	合計たわ み ¹⁰ Total def.	実測値/ 計算値 Obs./Cal.	合計たわ み ²⁰ Total def.	実測値/ 計算値 Obs./Cal.
1	3150	0.229	0 111	0 234	0.345	0.66	0.292	0.79
2	3270	0.221	0,111	0.201	0,010	0.64	0.296	0,77
Mean						0,65		0.78
3	5230	0.138	0.042	0 167	0 209	0.66	0.192	0.72
4	4660	0.155				0.74	0.192	0.81
Mean						0.70		0.76
5	3720	0.194	0.105	0, 185	0, 290	0.67	0, 239	0.81
6	3510	0.206				0.71	0.239	0.86
Mean						0.69		0.83
7	3690	0, 196	0, 105	0, 185	0, 290	0.67	0.239	0.82
8	3700	0, 195	-			0.67	0.241	0.81
Mean						0.67		0.81
9	3610	0,200	0, 105	0, 185	0, 290	0,69	0.256	0.78
10	3740	0.193				0.67	0.245	0,79
Mean						0,68		0.78
11	5940	0.122	0,039	0, 132	0, 171	0.71	0.159	0.77
12	5500	0.131				0.77	0.158	0,83
Mean						0.74		0,80
13	3790	0.191	0,105	0,162	0, 267	0.71	0,226	0.84
14	3760	0.192		-		0.72	0,219	0.88
Mean						0.71		0.86
15	4100	0,176	0,105	0.162	0.267	0.66	0,222	0.79
16	4060	0.178				0.67	0.221	0.81
Mean						0.66		0.80
17	3970	0.182	0, 100	0.128	0.227	0,80	0.177	1.03
18	3930	0,184				0, 81	0,190	0.97
Mean						0,80		1,00
19	4910	0,147	0.100	0.114	0.213	0.69	0.172	0,85
20	4670	0,155				0.73	0.175	0,88
Mean						0,71		0,86
21	6660	0.108	0,090	0,092	0, 182	0.60	0.147	0.74
22	6060	0,119				0.66	0,156	0.76
Mean						0.63		0.75

フランジャング係数=70×10³ kgf/cm として求めた値 These values were calculated using the value of E=70×10³ kgf/cm².
 フランジャング係数に実測値を用いて求めた値 These values were calculated using the observed values of E in bending test.

Table 20. たわみの計算値に対する実測値の比 Ratio of observed deflection to calculated one.

実 験	E	許 ¹⁾	E 実 ²⁾			
シリーズ Series	平 均 Mean	標準偏差 Standard deviation	平 均 Mean	標準偏差 Standard deviation		
Α	0.62	0,07	0,86	0,08		
В	0.61	0.03	0.96	0.07		
С	0.70	0.05	0.82	0.07		

 フランジのヤング係数に推奨値を用い場合 In the case of using the recommended MOE for flange.

 ヤングのヤング係数に実測値を用いた場合 In the case of using the observed value of MOE. ここで, 梁の断面積 A は, 合板ウェブ の場合には合板設計仕様書⁴⁰⁾に与えられて いる剪断に対する有効厚さを用いるように 規定されている。この有効厚さは,単板の 裏割れやまたこれを補強する接着剤の効果 等を考慮して定めたものであるため,実際 の厚さとは多少異なる値である。しかし, わが国ではいまだこの種のデータや規定が ないので,ここでは合板の実際の厚さを用 いて計算した。

Fig. 34 による計算値を実測値と比較す ると (Table 16), その比は 0.50~1.05の

範囲にあるが、剪断たわみの割合が大きい梁ほど、その値は大きくなっている。また、Fig. 22 によるものとの比較では、Fig. 34 の方がその比は大きい傾向にある。

ここで、曲げたわみの計算に用いたヤング係数、特にフランジのそれは、試験体を構成する前に測定した値(Table 8)よりはかなり小さい値であることを考えれば、Fig. 34から求められる剪断たわみは、 過小にすぎるのではないかと思われる。そこでフランジのヤング係数として、曲げヤング係数の測定値 (Table 8)を用いて *EI*を求め、この *EI*から曲げたわみおよび剪断たわみを加えた合計たわみを計算 して実測値と比較してみた(Table 17)。

これからわかるように, Fig. 34 から求めた剪断たわみは, 過小の傾向にあり, 実際の設計にあたって は危険側にある。一方, Fig. 22 の場合には, フランジのヤング係数に許容応力度を用いたときは, 実測値 と計算値の比は 0.49~0.78, またフランジの実測のヤング係数を用いたときは, この比は 0.70~1.01 の範 囲にあった。このことから, Fig. 22 は剪断たわみを的確に計算し, かつ安全側の値を与えると言える。

Fig. 22 の妥当性が実大規模の梁にもあてはまるかを調べて Table 18, 19 に示した。またこれらの実 測値と計算値の比の平均および標準偏差を Table 20 に示した。この表から, Fig. 22 を用いたたわみの 計算は,モデル的なものから実大の梁に至るまで,また,剪断たわみの割合が非常に大きい場合にも精度 よく行われていること,またフランジのヤング係数に許容応力度として与えられている値を用いると,妥 当な安全率をもって計算されることがわかった。

5.3.3 曲げ応力

梁せいが大きくなるに従って,曲げ強さが減少してゆくのはよく知られた事実で,これについては古く からいろいろな研究がなされている^{88)~40)}。これらはある応力レベルに達して座屈を生ずる繊維を,まだ それ以下の応力レベルの繊維がサポートするという考え方に基づいている。

この考え方によれば、曲げ応力のうちの圧縮応力の分布状態と断面の形状によってその強さが変ることになる。実際の設計では、安全側の値を与えるということもあって式(5.1)のように曲げ応力を、その材料の圧縮(または引張)の許容応力度以下にとる簡便な方法が採用されていることが多い⁴⁸⁾⁵¹⁾。ここでは、梁に発生した応力の大きさを見るということから、Fig. 35 に与えられている形状係数¹⁴⁾³⁹⁾を用いてフランジ最外繊維の曲げ応力を次式によって計算した。



Fig. 35. 形 状 係 数 F_u (終局強さ) Form factor F_u for ultimate stress.

$$\sigma_b = \frac{Mh}{2FI_n}$$

ここに, M:抵抗曲げモーメント

σ₀:曲げ応力

F:形状係数

In: 断面内の連続している平行繊維を持つ材料の正味の断面 2次モーメント

h:梁せい

式 (5.7) から梁に発生した最大曲げ応力を計算し, Table 13, 14, 15 に示した。シリーズ A では, 曲げ応力で破損した梁の, これらの値は 775~1219 Akgf/cm³ の範囲にあった。ベイツガの圧縮許容応力 度を 160 kgf/cm³ (上級構造材, 短期応力)⁴⁸⁾ とすれば, フランジが曲げ応力によって破損した梁では, この梁に発生した最大曲げ応力と許容応力度との比は, 4.8~7.6 の範囲にあった。また式 (5.1) で与え られる設計方法から求められる 許容荷重 P_a と実際の最大荷重 P_{max} の比 P_{max}/P_a (仮にここで安全率 と呼ぶ) は, シリーズ A では 3.4~5.3 の範囲にあった。

わが国の木材等に対する許容応力度の誘導方法から考えれば、短期許容応力度の2倍以上の強さを有し ていることは許容応力度を満足しているとみて差し支えない。一般に材料の安全率は一律には決め難く、 種々の条件や数多くのデータによって定められるものではあるが、今回の試験から得られた安全率3.4~ 5.3は幾分余裕があり過ぎる感じがする。 さらに実際に梁に生じた最大応力と許容応力度との比較では, この値はもっと大きくなる。このことは,現在のわが国では木材の許容応力度が大ざっぱにくくられ,良 品質材に対しても安全をみて小さい値を採用していることに原因がある。材料の安全性・経済性を考える ならば,木材の品質に応じて,もっとキメ細かな応力等級区分を行って,木材に対する適正な評価を行う ことが必要であろう。

5.3.4 水平剪断応力とウェブの座屈

梁に生ずる水平剪断応力は、対称断面の場合中立軸で最大となり、その値を τ とすれば式 (5.2)から F_v を τ に代えて求めることができる。

梁に発生した最大水平剪断応力(すなわち最大荷重時の応力)を Table 13, 14, 15 に示す。水平剪断 応力で破損した梁では、これらの値はシリーズ A では 53.8~78.4 kgf/cm², シリーズ B では 55.0~91.9 kgf/cm³, シリーズ C では 51.3~77.7 kgf/cm² の範囲にあった。

水平剪断応力で破損した梁で、最大荷重 P_{max} と、合板の短期許容応力度(等級 B は 26 kgf/cm³, C は 24 kgf/cm³)⁴⁸⁾を用いて式(5.2)から求めた許容荷重 P_a の比 P_{max}/P_a の値(これはそのまま梁に発生した最大応力と許容応力との比に等しい)は、シリーズ A では 2.3~3.3、シリーズ B では 2.7~3.4、シリーズ C では 2.1~3.2の範囲にあった。前の曲げ応力の場合と同じ考え方でこの値を見れば、これは許容応力度を満足しており、かつ並外れて大きな値ではないと言うことができよう。すなわち合板の剪断許容応力度は妥当な値と言えよう。

梁の両側の支持点と荷重点との間には、剪断応力がフランジとスチフナに沿って分布し、この部分のウ ェブは剪断を受けるため、この部分の寸法によってはウェブが座屈を起こすことが考えられる。

前述した Fig. 25 は、座屈を起こさないような寸法を定めるためのものであるが、これは板の周辺支持 条件が単純支持という条件の下に作られたものである。現実の支持条件は、接着されているということか ら単純支持と固定との間にあると考えられる。したがってこの図から求められる寸法は、安全側のもので あると考えられる。

今回の試験では, Fig. 25 から, 座屈を起こすものとしてシリーズ A の梁 10, 11 またシリーズ C では Table 15 にその予測がされているが, 実際の曲げ試験結果より, これらの予測はほぼ正しかったことが 判明した。合板の剪断座屈, 特に今回の実験のような支持条件を有する板の座屈については, まだ十分な 研究がなされておらず, 設計方法も適当なものがない状態である。 したがって Fig. 25 は実状とは異な る条件下で作られたものではあるが, 現時点では座屈に対する目安を得るものとして有効な方法と言える であろう。

座屈を起こした梁の,荷重-たわみ曲線と,荷重-横たわみ曲線の1例を Fig. 36 に示す。この梁では, 荷重が 2400 kgf あたりからウェブ内に座屈の波が出現し始めるのが観察され,荷重の増加に従って,こ の波も次第に大きくなり,最後にウェブの破損が生じた。この間,梁全体のたわみは横たわみ程には急激 に増加せず,概して漸増していて座屈との関連性を見つけ出すのは難しい。荷重と横たわみの関係では, 固有値問題的な座屈,言い換えれば特異点は図上に現れていない。今回の試験のように,周辺を支持され た板では,板が座屈を起こしても,なお荷重負担能力を有していることは,古くから実験的に確認されて いることであるが,Fig. 36 で荷重急増点が存在しないこと,また座屈出現後もたわみが増加しているの はこのことと現象を一にするものと思われる。また,Fig. 36 で横たわみが荷重の初期段階から既に出現









 a/a_0 との関係 Relationship between f_{sult}/f_s and a/a_0 .

terationship between f_{sult}/f_s and a/a_0 .

し,その後漸増していくのは,材料の力学的 不整(imperfection)に起因するものである が,明確な座屈現象を現さないで,じわじわ と進行するため,座屈がすぐそのまま材料の 破損に結びつかないで,ウェブ内に複雑な応 力状態を引き起こしていると想像される。こ れは,前述した破損形態の複雑さからも想像 されることである。

座屈したウェブの横たわみの等高線をFig. 37 に示したが、この梁ではスチフナとウェ ブとの間には1cmの隙間があるため、等高 線が剪断力を受けない内部にまで入り込んで 乱れた形となっているが、1.5 波長のたわみ が現れているのが認められる。

座屈現象をも含めた場合には, 剪断応力を 受ける合板の終局の強さを的確に判定するこ とは, 極めて難しい問題である。そこで実験

的にこれを定めようと多くの試験がなされ83,便宜的に次の3領域が定義されている。

$0 \leq a/a_0 < 1.2$	非弹性座屈域
$1.2 \leq a/a_0 < 2.2$	中間域
$2.2 \leq a/a_0$	弾性座屈域

ただし, *a*:ウェブの高さ

b:ウェブの剪断を受ける幅

ao: 剪断を受ける幅 b なる板で, 剪断力が f. なるとき, 座屈を起こす板の辺長

*f*_s: ウェブ材料の剪断強さ

非弾性座屈以外の領域にある板は、その材料の固有の強さ f. に達する以前に座屈に起してしまい、材料の強さを十分に発揮できない状態にあるわけである。

今回の試験では、 a/a_0 は0.076~1.87の範囲にあったが、これとウェブに発生した最大剪断応力 f_{sult} とウェブの剪断強さ f_s (構造用合板の許容応力度 24 kgf/cm² とした)の比 f_{sult}/f_s との関係を Fig. 38 に示した。この図では、 a/a_0 が大きくなるにしたがい f_{sult}/f_s の値は 減少し、 a/a_0 が 2 近くの ものに f_{sult}/f_s が2以下となるものも表れている。 f_{sult}/f_s が2以下ということは、ウェブ材が剪断許容応力度 を満足しないうちに座屈したことを意味しており、構造設計上危険であることを示している。

この図では、材料の剪断強さは許容応力度として一定の値を用いているが、この値を材料の真の剪断強 さと置き換えれば、前記の3領域の傾向が判明するであろう。現時点では fsutt/fs の値を2以上とするた めに (すなわち、許容応力度を満足するように)、a/ao は少なくとも1以下とすべきであろう。

5.3.5 フランジーウェブ間の剪断応力

フランジーウェブ間には、剪断応力が発生するが、ウェブが合板の場合には、この剪断は合板のローリ

ングシアが支配的となる。

今回の試験のように、ウェブの片側のみがフランジに接するような二つの対称ウェブを持つもの、また I型の場合のローリングシア応力は式 (5.3) から計算される¹⁴⁾。

梁に発生した最大ローリングシア応力(すなわち最大荷重時の応力)を Table 13, 14, 15 に示す。ローリングシア応力で 破損した梁は シリーズ A のみに 現れ, この値は 8.1~12.5 kgf/cm³ の範囲に あった。合板のローリングシアに対する許容応力度は、等級 A, B, C とも 8 kgf/cm³ (短期) が提案されている⁴⁸⁾。

ところでボックスビームや接着ストレスト・スキン・パネルのように、合板の一部分にローリングシア 応力が発生するような構造の場合には、応力集中の影響のため、ローリングシアの許容応力度を 50% 低

梁 記 号		最大荷重/許容荷重1)		
Beam designation	曲 げ Bending	水平剪断 Horizontal shear	ローリングシア Rolling shear	P_{\max}/P_a
M-1	2950	3770	4020	2.4
M -2	3180	3710	4420	2.6
M -3	3390	3650	4830	2.3
Mean				2.4
MN G-1	2860	3790	3860	1.8
MNG-2	3090	3740	4260	2.5
MNG-3	3240	3690	4530	2.6
Mean				2.3
B-1	3200	3660	4740	2.7
B- 2	3200	3660	4740	2.5
B-3	3190	3660	4750	2.5
Mean				2,6
B N G -1	3200	3660	4750	2.6
B N G-2	3190	3660	4730	2.7
B N G-3	3180	3660	4750	2.4
Mean				2.6
I M-1	4150	2840	3990	2.8
I M-2	4390	2800	4300	3.8
I M-3	4460	2780	4430	3.6
Mean				3.4
I B-1	3290	2760	4580	1.8
I B-2	3300	2760	4580	3.0
I B-3	3290	2760	4580	2, 2
Mean				2. 3

Table 21. 許容荷重と実測最大荷重の比較(シリーズB) Comparison of allowable load with observed max. one. (Series B)

1) Pmax:実験より得られた最大荷重

 P_{max} : Observed maximum load.

 $P_{\max}/P_a: P_{\max} \ge P_a$ のうちの最小値との比

 P_{max}/P_a : Ratio of P_{max} to the least value of P_a .

林業試験場研究報告 第330号

梁 番 号	許 All	容 荷 重 owable load (kg	f) P _a	最大荷重/許容荷重1)	剪断辺長比 ^{a)}
Beam No.	曲 Bending	水平剪断 Horizontal shear	ローリングシア Rolling shear	P_{\max}/P_a	a a ₀
1 2 Mean	6590	2890	7990	2.6 2.6 2.6	1,24
3 4 Mean	11300	4510	13200	2.4 2.3 2.4	1.67
5 6 Mean	6800	3560	8460	2.8 3.0 2.9	0.82
7 8 Mean	6800	3560	8460	3.0 3.1 3.1	0,76
9 10 Mean	6800	3560	8460	3. 2 3. 2 3. 2 3. 2	0.50
11 12 Mean	11800	5520	14300	2.6 2.4 2.5	1.24
13 14 Mean	6800	4270	8460	2.5 2.7 2.6	0.64
15 16 Mean	6800	4270	8460	2,7 2,9 2,8	0.58
17 18 Mean	7000	5630	8930	2. 1 2. 2 2. 2	0. 44
19 20 Mean	7000	7040	8930	2,5 2,5 2,5	0. 34
21 22 Mean	7410	8270	9860	 2. 6 	0. 28

Table 22.	許容荷重と実測	し最大荷重の比較	交(シリーズ	C)
Comparison of all	lowable load w	with observed	max. one.	(Series C)

1) Pmax:実験より得られた最大荷重

 P_{\max} : Observed maximum load.

 $P_{\max}/P_a: P_{\max} \ge P_a$ のうちの最小値との比

 P_{\max}/P_a : Ratio of P_{\max} to the least value of P_a .

2) Ratio of side length of shearing field.

減して用いることが指示されている510。

そこで、合板の許容ローリングシア応力度を 4 kgf/cm^2 とし、この値を用いて式 (5.3) から求めた最 大許容荷重 P_a と、最大荷重 P_{max} との比 P_{max}/P_a は ローリングシア で破損した梁では 2.0~3.1の範 囲にあった。これから、前記水平剪断応力の場合と同様に、合板の許容ローリングシア応力度の値も妥当 なものと言えるであろう。

5.3.6 許容応力度を用いた設計方法

いままで許容応力度を用いた設計方法について検討してきたが、ここでは最大規模の梁(シリーズ B, C)についてみてみる。

前にも述べたが、材料の許容応力度を用いて計算した許容荷重に対する、実際の曲げ試験より得られる 最大荷重の比が2以上であれば、材料は許容応力度を満足していると言える。 この値を実大梁について Table 21, 22 に示した。この値は、シリーズB では1.8~3.6、シリーズC では2.1~3.2の範囲にあっ た。この値が2以下のものは、シリーズBの MNG-1, IB-1の2体である。

この原因として, MNG-1 ではフランジのミニフィンガジョイストが所期の強度を発揮できなかったの ではないかと考えられる。一方, IB-1 では,フランジとウェブの接着が完全ではなかったことが原因と 思われる。どちらも材料そのものの強度に起因していることではなく,接着に関連した製造技術上の問題 であり,ボックスビーム製造に際しては,製造基準,品質管理等が重要であることを,このことは指摘し ていると言えよう。

シリーズ B の記号 NG を持つものおよびシリーズ C のすべての試験体は、フランジとウェブの接着の 圧締は釘打ちだけで製造したものである。これらの試験体のうちで、この接着部分がはく離を起こしたも のは皆無であった。接着に関する要件すなわち材面の平滑性、含水率、温度などに注意をすれば、機械的 圧締によらない釘打ちだけの圧締でも実用に十分耐えることのできる接着が可能であると言えよう。

ウェブの剪断応力については、Fig. 38 からも明らかなように、 a/ao が2に近くなると、 許容応力度 を満足しなくなる可能性もあるが、 a/ao を1以下としておけば、 許容応力度は低減する必要もなく、 そ のままの値を使って設計してよいと言えよう。

5.4 摘 男

合板をウェブとし、製材をフランジとして接着構成したボックスビームの設計方法、曲げ性能について 検討した。

実験は、いろいろな断面寸法を持ったモデル的な梁、スパン7.28mの小屋梁、梁せい 91 cm を持つ 実大規模の梁などを対象とし、合板および製材の許容応力度と設計方法とを関連させて検討した。

その結果,合板に与えられている各種の許容応力度は妥当なものであり,また,この許容応力度を用い た設計方法も的確なものであることが検証された。

製材の許容応力度は、安全率が3以上あり合板に比べて大きい値を示した。材料の有効利用の上から、 もっとキメ細かなグレーディングが望まれる。

ウェブの座屈に関しては,極端に薄い材料を用いない限り,実用的寸法では許容応力度の低減は必要な いことが判った。

この座屈の目安として剪断辺長比 a/a。は1以下にとればよいであろう。

本実験で、フランジとウェブの接合に採用した釘圧締による接着も実用化できる見通しを得た。

第6章 木質平面材料を用いた壁パネルのラッキング性能

木材の枠組に面材を張った壁パネルは、水平剪断力に対して大きな抵抗を示し、優れた性能をもってい るので、在来軸組工法や枠組壁工法などの耐力壁として広く使われている。

本章では、枠組に合板、パーティクルボード、繊維板、硬質木片セメント板など木質平面材料を釘打ち した壁パネルの水平力に対する性能をとらえるとともに、壁の変形を推定する式を誘導し、実験で検証し た。

6.1 壁の剪断変形式の誘導

壁に加わる水平剪断力(ラッキングフォース)と壁頂部の変位とは,直線関係にないため,これを解析 的に追求することはなかなか困難な問題であって,この両者を結びつける計算式はいまのところまだ誘導



Fig. 39. 壁パネルの枠の変形 Deformation of frame.

されていない。

ここでは、釘接合部剪断試験より得られる荷重 - スリップの関係を基にして壁の変形を推定する 近似式を導く。

まず,次のような仮定を設ける。

(i) 釘打ちは面材の中心点に関して対称である。

(ii) 枠材は,平行四辺形を保ったままで変形 する。

(iii) 枠材の 隅角部は Tuom の仮定¹¹⁾ に 従っ て変位する。すなわち, 隅角部は Fig. 39 に示 すようにその矩形の対角線上に沿って変位する。

(iv) 釘接合部のスリップおよびこれにより生 ずる壁の変形は、パワー曲線により近似できる。 釘接合部のスリップ8は、次のパワー曲線で近

似する。

釘に蓄えられる 歪エネルギーを I_N とすると、 これは式(6.1)を積分して次のように得られる。

 $I_N = \int a\delta^b d\delta$

 $=\frac{a}{b+1}\delta^{b+1}$ (6. 2)

いま, Fig. 39 のように面材を縦に 2 枚張りし た壁パネルの頂部に,水平力 R が加わる ものと する。このときの枠隅角部の変位量を,上の枠で d_T ,下で d_B (以後添字 T は上のパネルを, B は 下のパネルを表すものとする)で表す。
変形後の枠の角度 EB は

$$\varepsilon_B = \beta_B + \theta_B + \frac{\pi}{2} \tag{6. 3}$$

で表される。同様に、

となる。また幾何学的関係から,

が得られる。ただし*T*, *B*の添字は省略した。

枠材は縦方向において折れ曲がりを生じないとすると、 $\epsilon_B = \epsilon_T$ でなければならない。式(6.3)、(6.4) に式(6.5)、(6.6)を代入し、 $\epsilon_B = \epsilon_T$ とおくと次を得る。

$$\frac{2d_B \cos \alpha_B}{l} \sqrt{1 - \left(\frac{2d_B \sin \alpha_B}{h_B}\right)^2} + \frac{2d_B \sin \alpha_B}{h_B} \sqrt{1 - \left(\frac{2d_B \cos \alpha_B}{l}\right)^2}$$
$$= \frac{2d_T \cos \alpha_T}{l} \sqrt{1 - \left(\frac{2d_T \sin \alpha_T}{h_T}\right)^2} + \frac{2d_T \sin \alpha_T}{h_T} \sqrt{1 - \left(\frac{2d_T \cos \alpha_T}{l}\right)^2}$$
....(6. 7)

ただし,

$$r = \frac{h_B h_T \cos \alpha_B + l h_T \sin \alpha_B}{h_B h_T \cos \alpha_T + l h_B \sin \alpha_T}$$

次に壁頂部の変位を Δ_N とすると、 Δ_N と d との間には次のような関係が存在する。

 $\Delta_N = d_T \sin \alpha_T + d_B \sin \alpha_B + d_T \sin \alpha_T + h_T \sin (\beta_T - \beta_B)$

$$+ d_B \sin \alpha_B + (h_B + h_T) \sin \beta_B$$

ただし,

$$k = \frac{1}{2(r \sin \alpha_T + \sin \alpha_B + \cot \alpha_B \cos \alpha_B + r \cot \alpha_T \cos \alpha_T)}$$

ここで、パネル周辺に打たれている個々の釘の変形の x, y成分を δ_x , δ_y で表すと、 これらはパネル 周辺において次のように表される。

下パネルにおいて,

上辺:x 成分はどの釘でも等しい。

y 成分は上辺の中央点からの距離に 比例する。 釘の本数を n とすると i 番目の釘の 変形は次のように 表される。

$$\delta_{yB} = -\left(\frac{2i_B}{n_B} - 1\right) d_B \cos \alpha_B$$

= $-\left(\frac{2i_B}{n_B} - 1\right) k \Delta_N \cos \alpha_B$ (6.11)

下辺: δ_x , δ_y とも上辺のものの符号を変えて表される。

左辺: x 成分は, 左辺の中央点からの距離に比例する。釘の本数を m とすると j 番目の釘の変形は次のように表される。

 $\delta_{yB} = k \Delta_N \cos \alpha_B$

右辺: δ_x , δ_y とも左辺のものの符号を変えて表される。

上パネルの場合には、対応する下パネルの変形に式(6.8)の r を乗じて次のように得ることができる。

 $\delta_{xT} = r \delta_{xB}$

 $\delta_{yT} = r \delta_{yB}$

上辺の釘1本に蓄えられる歪エネルギー INは

$$I_N = \int \delta d\delta$$

= $\int (\delta_{xB} + \delta_{yB}) d\delta$
= $\frac{a}{b+1} \delta_{xB}^{b+1} + \frac{a}{b+1} \delta_{yB}^{b+1}$
= $\frac{a}{b+1} (k \Delta_N \sin \alpha_B)^{b+1} + \frac{a}{b+1} \left\{ \left| - \left(\frac{2i_B}{n_B} - 1 \right| k \Delta_N \cos \alpha_B \right\}^{b+1} \right\} \right\}$

として Δ_N で表示することができる。上辺全体の歪エネルギーは、 釘 n について、 これを加え合わせれ ば得られる。

他の辺の歪エネルギーも同様にして表される。

いままでは、壁パネル周辺に打たれた釘について、その歪エネルギーを求めたが、間柱に打たれた釘に ついても同様の方法を施して所要の歪エネルギーを計算することができる。本試験の場合には、間柱1本 があるので、この分をつけ加えて、この壁パネル全体の歪エネルギー *INT* は次のように表される。

$$I_{NT} = ek^{f} \left[n \left\{ (r \sin \alpha_{T})^{f} + \sin^{f} \alpha_{B} \right\} + m_{T} (r \cos \alpha_{T})^{f} \right. \\ \left. + m_{B} \cos^{f} \alpha_{B} + \left\{ (r \cos \alpha_{T})^{f} + \cos^{f} \alpha_{B} \right\}_{i=1}^{n} \left| \frac{2i}{n} - 1 \right|^{f} \right. \\ \left. + (r \sin \alpha_{T})^{f} \sum_{j=1}^{mT} \left| \frac{2j}{m_{T}} - 1 \right|^{f} + \frac{1}{2} (r \sin \alpha_{T})^{j} \sum_{j=1}^{mT'} \left| \frac{2j}{m'_{T}} - 1 \right|^{f} \\ \left. + \sin \alpha_{B} \sum_{j=1}^{mB} \left| \frac{2j}{m_{B}} - 1 \right|^{f} + \frac{1}{2} (\sin \alpha_{B})^{f} \sum_{j=1}^{m'B} \left| \frac{2j}{m'_{B}} - 1 \right|^{f} \right] d_{N}^{f} \quad \dots \dots \dots (6.14)$$

ただし,

$$e = \frac{a}{b+1}, \quad f = b+1$$

m′=間柱の釘の本数

初めに設けた仮定(iv)から水平力 $R \ge A_N$ は,

$$R = K \Delta_N^b \tag{6.15}$$

の関係がある。外力 R のなす仕事を W とすると,

$$W = \frac{1}{f} \mathcal{A}_N^f \tag{6.16}$$

- 74 -

で表され、これは式(6.14)の釘により蓄えられる歪エネルギーに等しいから、両式を等置して整理する と次が得られる。

$$K = ak^{f} \Big[n \Big\{ (r \sin \alpha_{T})^{f} + \sin^{f} \alpha_{B} \Big\} + m_{T} (r \cos \alpha_{T})^{f} \\ + m_{B} \cos^{f} \alpha_{B} + \Big\{ (r \cos \alpha_{T})^{f} + \cos^{f} \alpha_{B} \Big\} \sum_{i=1}^{n} \Big| \frac{2i}{n} - 1 \Big|^{f} \\ + (r \sin \alpha_{T})^{f} \sum_{j=1}^{m_{T}} \frac{|2j}{m_{T}} - 1 \Big|^{f} + \frac{1}{2} (r \sin \alpha_{T})^{f} \sum_{j=1}^{m'_{T}} \frac{2j}{m'_{T}} - 1 \Big|^{f} \\ + \sin \alpha_{B} \sum_{j=1}^{m_{B}} \frac{|2j}{m_{B}} - 1 \Big|^{f} + \frac{1}{2} \sin^{f} \alpha_{B} \sum_{j=1}^{m'_{B}} \frac{2j}{m'_{B}} - 1 \Big|^{f} \Big] d_{N}^{f} \qquad (6.17)$$

この K の値は,式(6.15)のラッキング定数で釘接合部のスリップを表す実験式の係数 a, b と,壁 パネルの形状,釘の本数から求めることができる。

面材を接合部がなく縦全面に張った壁パネルの場合には, ラッキング定数 K は, 式 (6.17) において r=0 を代入すればよい。

いままでは釘接合部のスリップによる変形を求めてきたが,壁パネル全体の変形は, これに面材自体の 剪断変形を加えて求めることができる。すなわち,

ただし, 4:壁頂部の変位

Δ_N:釘接合部のスリップによる変位

Δ_s: 面材の剪断変形による変位

△。は次のように表される。

 $\Delta_{s} = HR/(ltG)$

ただし, *H*:壁パネルの高さ

t :面材の厚さ

G:面材の剪断弾性係数

6.2 実験方法

壁の水平剪断試験(ラッキング試験)には幾つかの方法があるが、ここでは Fig. 40 に示すような試験体の上に鉛直荷重(200kgf/m)を載荷した状態で行う方法(試験法 J と呼ぶ)と、Fig. 41 に示すような壁の両端にロッドを配して試験体の浮上りを防いで 剪断力を加える方法(試験法 A と呼ぶ)の2種類を採用した。

試験法 J は, 久田ら⁷⁴⁾の実験で採用された方法で, この実験データを基に, 建築基準法に規定される 壁倍率が策定されたため, 在来軸組工法における標準的試験法とされる。

試験法 A は, ASTM に規定されている試験方法で,わが国でも枠組壁工法における標準的試験法として提案⁵⁰されている。

試験体の一覧を Table 23, 24 に示す。Table 23 および Table 24 の A の壁パネルは, Fig. 42 に 示すような在来軸組工法の軸組に面材を縦全面に張ったものである。

Table 24 の B, C, D, E も軸組みは同仕様であるが,面材は縦方向を 1,820 mm (6 尺) としている ため、2 枚張りで面材の目地にはブロッキングを設けている。

これらの軸組の仕口は短枘で,ここには N 90 を打っている。



Testing method with tierod. (Method A)

木質平面材料の構造的性能に関する研究(平嶋)

Table 23. 壁 体 の 種 類(試験法J)

Test wall. (Testing method J)

試験体	面 Sheathi	材 material		釘 Nail	
記号	Sileatin			INAII	備考
Test wall	種 類 material	厚(mm)× 幅(尺)×高(尺) Thickness×Br- eadth×Height	種 類 Nail	間隔(mm) Spacing	Remarks
PW-1	構造用合板 Construct- ion plywood	7.5×3×9	N 50	土台50,他は150 Sill 50, others 150	胴縁(欠き込み) @455 Let-in furring strips (@455)
PW-2	構造用合板 Construct- ion plywood	7.5×3×9	N 50	土台50,他は150 Sill 50, others 150	開縁(欠き込み, @455)にも 釘打ち Also nailed along let-in furring strips(@455)
PW-3	構造用合板 Construct- ion plywood	7.5×3×9	N 50	土台50千鳥, 他は150 Staggering at sill 50, others 150	胴縁 (欠き込み, @455) にも 釘打ち Also nailed along let-in furring strips(@455)
P W-4	構造用合板 Construct- ion plywood	7.5×3×9	N 50	すべて150 150 along all framing	胴縁なし No furring strip
ΡB	パーティクル ボード Particle- board	12× 3× 9	N 50	すべて150 150 along all framing	胴縁なし No furring strip
MDH	半硬質繊維板 Medium density fiberboard	12× 3 × 9	N 50	すべて150 150 along all framing	胴縁なし No furring strip
MSP	モルタル下地 用合板 Mortar-base plywood	7.5×3×6	N 50	すべて150 150 along all framing	胴縁なし, 横張り No furring strip. Installd horizontally
SHB	シージングボ ード Sheathing fiberboard	12× 3 × 9	S N 40	外周100,中通200 Perimeter 100, interior 200	
DS	ドイツ下見 German siding	$10 \times 6 \times 164$ (mm)	N 38	柱•間柱に2-N38F Nailed at column or stud, 2-N38F	
H B-1	硬質木片セメ ント板 Wood-ceme- nt particle-	12× 3 × 9	N38 ステンレス Stainless	150	
	board 硬質木片セメ		N 38		
HB-2	ント板 Wood-ceme- nt particle- board	12× 3 × 9	ステンレス スクリュー Stainless screw	200	Let-infurring strips(@455) 胴縁横架材上のみ釘打ち Nailed only along furring strips and girders
HB-3	硬質木片セメ ント板 Wood-ceme- nt particle- board	12×1.5×9	N38 ステンレス スクリュー Stainless screw	200	胴縁®303 Furring strips(®303) 胴緑上のみ釘打ち Nailed only along furring strips
S B	ハードボード	7 ×1.5× 9	カラーネイル 2 φ, L= 33	上下端100,他は150 Top or bottom furring	胴縁@303 Furring strips(@303) 胴縁上のみ釘打ち
	Fiberboard		Cdored nail	strips 100, others 150	Nalled only alog furring strips
G B	石膏ボード Gypsum board	12× 3 × 9	G N 40	外周100,中通200 Perimeter 100, interior 200	胴縁(欠き込み) ⑧455 Let-in furring strips (⑧455)
AB	石綿スレート 板 Asbestos- cement slate	6 × 3 × 6	N 38	外周100,中通200 Perimeter 100, interior 200	胴縁(欠き込み) @455 Let-in furring strips (@455)

林業試験場研究報告 第330号

Table 24. 壁 体 の 種 類 (試験法A)

		х в	,		
試験体 記 号	面 材 Sheathing mate	rial	1	釘 Nail	試験体数
Test wall	種 類 material	厚(mm)× 幅(尺)×高(尺) Thickness×Br- eadth×Height	種 類 Nail	間 隔(mm) Spacing	No. of wall
A	構造用合板 Construction plywood	7.5×3×9	N 50	すべて150	2
В	構造用合板 Construction plywood	6 × 3 × 6	N 50	すべて150	2
С	パーティクルボード Particleboard	12× 3×6	N 50	すべて150	2
D	シージングボード Sheathing fiberboard	12× 3×6	S N 40	すべて150	2
Е	硬質木片セメント板 Wood-cement particleboard	12×1.5×6	N38ステンレス スクリュー Stainless screw	1501)	2
F	構造用合板 Construction plywood	7.5×3×6	C N 50	外周50,中通100 Perimeter 50, interior 100	3
G	構造用合板 Construction plywood	9 × 3 × 6	C N 65	外周100, 中通200 Perimeter 100, interior 200	3
Н	構造用合板 Construction plywood	9 × 3 × 6	C N65	外周75,中通150 Perimeter 75, interior 150	3
I	構造用合板 Construction plywood	12× 3 × 6	C N75	外周100,中通200 Perimeter 100, interior 200	3
J	構造用合板 Construction plywood	12× 3×6	C N75	外周50,中通100 Perimeter 50, interior 100	2
К	構造用合板 Construction plywood	7.5×3×6	C N 50	外周100, 中通200 Perimeter 100, interior 200	4
М	構造用合板 Construction plywood	7.5×3×8	C N 50	外周100,中通200 Perimeter 100, interior 200	4
L	構造用合板 Construction plywood	9 × 3 × 6	C N 50	外周100,中通200 Perimeter 100, interior 200	4
N	針葉樹合板 Softwood plywood	7.5×3×6	C N 50	外周100,中通200 Perimeter 100, interior 200	4
0	針葉樹合板 Softwood plywood	7.5×3×6	C N 50	外周100,中通200 Perimeter 100, interior 200	4
Р	針葉樹合板 Softwood plywood	9.5×3×6	C N 50	外周100,中通200 Perimeter 100, interior 200	4

Test wall. (Testing method A)

1) 胴縁 (@303) 上のみ釘打 Nailed only along furring strips.



Table 24 の F, G, H, I, Jの壁パネルは、高倍率を志向したもので軸組みおよび ブロッキングはす ベてニッ割材 (52.5×105 mm) を使用しており、壁高さは 2420 mm (8尺) で他の寸法は Fig. 42 と 同様である。

残りはすべて枠組壁工法による壁で,その組み立て方法等は建設省告示 1019 号,枠組壁工法住宅工事 共通仕様書(住宅金融公庫編)および標準試験法⁶⁴⁾に準拠している。

加力は Fig. 40, 41 に示すように, 壁体の両側に配置した オイルジャッキを交互に作動させて正負交 番荷重を壁体頂部の桁と加えた (Photo. 3)。

最大荷重をあらかじめ想定して、その1/5、2/5、3/5段階で繰返し負荷し、この間、適当な間隔で各部



Photo. 3. 壁体のラッキング試験装置 Racking test on sheathed wall.



Test piece for shear test on nailed-joint.

数である。

 P_a の算定は、試験方法等の相違によりいろいろな提案がなされているが、本報では次の方法に因った。まず試験法 J では「新耐震設計法(案)」(昭和52年、建設省)に従い、変形制限を 1/120 rad とし、このときの荷重を P_a とした。ただし変形角 1/120 は γ_1 をベースにしている。

試験法 A では、枠組壁工法の標準試験法⁵⁴⁾にしたがい、 $\gamma_8=1/300$ のときの荷重を P_a とした。 Table 25 の PW-1~4 は、建設省告示第 163 号に規定される構造用合板張り耐力壁の仕様のものと、

の変位を測定した。最後は試験体に大きな 損傷が生ずるまで荷重を加えた。

荷重はロードセル,変位は歪ゲージ式変 換器を用いて,コンピュータ制御下の多点 歪測定装置で測定し,データは磁気テープ に収録した。

壁の変形を推定するのに必要な釘接合剪 断試験を, Fig. 43 に示すような引張型の 試験体を用いて行った。面材および木材 は、ラッキング試験終了後当該壁パネルよ り切り出したものを使用した。

6.3 実験結果と検討

6.3.1 耐 力

壁パネルのラッキング試験結果を Table 25,26 に示す。ここで壁の変形量を次の ように定義する。Fig.40 において A, B, C, D を,それぞれその点の変位とすると

$$\gamma_1 = \frac{A - B}{H}$$
$$\gamma_2 = \frac{C - D}{W}$$

$$\gamma_8 = \gamma_1 - \gamma_2$$

ただし, H は変位計 A, B 間の距離, W は変位計 C, D 間の距離とする。 さらに, 倍率を次のように定義する。

倍率=
$$P_a \times \frac{1}{130} \times \frac{3}{4}$$

ここで, *Pa* は一定の規準の下で定める 耐力, 1/130 は標準の軸組み(大貫片筋違 入り軸組)に対する比に換算する係数, 3/4 はデータのバラツキを考慮した低減係



Photo. 4. 土台の破損(合板, 試験法 J) Split sill. (Plywood, Testing method J)



Photo. 5. 合板のパンチングシア(試験法A) Punching out of plywood by nail. (Testing method A)



		a n					;,	
試験体	一 元	E変形角時	の荷重((kgf)	最 大	荷重	² /8 最	と大荷重
記号	Load cor	respondin	ig to the	indicated	P	nax	2/	8 Pmax
uu .)		shear dei	ormation	l 	荷重(kgf)	変形角	荷重(k	gf) 変形角
wall	1/300	1/200	1/120	1/60	Load De	eformation	Load	Deformation
P W-1	763	910	1127	1369	1445	1/46	963	1/178
PW -2	601	780	1069	1465	1651	1/32	1101	1/113
P W-3	608	784	1020	1387	1490	1/53	993	1/131
P W-4	681	837	1019	1287	1338	1/53	892	1/177
РВ	818	999	1252	1646	1900	1/37	1267	1/120
MDH	750	893	1098	1398	1600	1/36	1067	1/135
MSP	512	609	787	1017	1218	1/34	812	1/114
ЅНВ	463	542	631	756	817	1/33	545	1/198
DS	155	166	189	208	627	1/12	418	1/17
H B-1	770	858	1055	1244	1295	1/49	863	1/230
H B-2	356	400	506	597	794	1/26	529	1/107
H B-3	279	333	427	555	789	1/18	526	1/68
SB	242	289	380	454	538	1/35	358	1/140
G B	634	734	854	1023	1095	1/38	730	1/208
AB	874	1001	1155	1236	1248	1/66	832	1/345

Table 25. 水 平 剪 断 試 験

Results of racking

一部変えたものとを比較したものである。本報で採用したこの試験法および評価法によると、これら仕様の変化はそれほど倍率に響影を与えていないことが注目される。

Table 25 の中で,面材を胴縁に張った壁パネル (HB-2, HB-3, SB) は, 倍率 1.2~1.6 であり, 軸 組みに直接面材を張った壁パネルの倍率のほぼ 1/2 となっている。この仕様は胴縁によって壁パネルの耐 力が限定されてしまうため,面材の優れた剪断性能を引き出すまでに至っていない。

試験法 J での壁の破損は, Table 25 に示すように, 面材の剪断剛性が大きく釘接合部の強固な壁パネ ルでは, 柱抜け出しと土台の面材釘打線に沿った割れが支配的であった (Photo. 4)。 この試験法では,

結 果(試験法J)

.

test.	(Testing	method	J)
	(- 000000g	*********	

¹ /2(最大花 <u>1/2</u> (荷重(kg Load	荷重時変形角) (δ P msx) gf) 変形角 Deformation	倍 率 Shear load factor	破 損 の 状 況 Type of failure
1219	1/92	3.6	土台の割れ(釘打線) Split sill
1445	1/64	3.4	土台の割れ Split sill
1068	1/105	3, 2	土台の割れ Split sill
1082	1/107	3.2	パンチングシア Punching out of plywood by nail
1523	1/73	4.0	土台の割れ, パンチングシア Split sill, punching out of plywood by nail
1324	1/71	3.5	パンチングシア Punching out of plywood by nail
957	1/68	2.5	土台の割れ Split sill
742	1/66	2.0	パンチングシア Punching out of plywood by nail
298	1/24	0.6	顕著な破損なし No noticeable failure
1111	1/97	3.3	柱の抜け, 面材端部の割れ Uplift of column, split at corner of board
651	1/52	1.6	面材端部の割れ Split at corner of board
673	1/36	1.4	面材端部および胴縁の割れ Split furring strip, split at corner of board
425	1/69	1.2	パンチングシア, 胴縁の割れ Split furring strip, punching out of board
958	1/76	2.7	釘頭減込み Sinking of nail head into board
1132	1/132	3, 7	柱浮上りに伴う土台の割れ, 面材端部の割れ Split sill, split at corner of board

水平加力側の柱に大きな引上力が発生し、上記のような壁パネルの局部的な破損を引き起こしたものと考 えられる。

Table 26 はタイロッドを用いた試験法 A の結果を示している。合板張り壁パネルの倍率は, 2.5~6.7 という広い範囲にわたっている。すなわち,合板張り耐力壁は,いろいろな設計側の要求に応え得る優れた性能をもっていると言えよう。

試験法 A での壁パネルの破損状況を Table 26 にみてみると,ほとんどのものが,釘頭が面材にめり込んでおり,中には釘頭が面材から抜け出したパンチングシアを引き起こしているものもある (Photo. 5)。

Table 26. 水 平 剪 断 試 驗 Results of racking

<u></u>	ı				1		1	
試験体	— <u>5</u>	它変形角時	の荷重((kgf)	最 大	荷重	³ /s 最 >	ト 荷 重
an 13	Load corresponding to the indicated				ax	2/8 Pmax		
記 芍		shear def	ormation	i i	荷重(kgf)	変形角	荷重(kgf)	変形角
wall	1/300	1/200	1/120	1/60	P _{max} De	formation	² / ₃ P _{max} D	eformation
А	832	988	1161	1436	1732	1/24	1157	1/122
В	782	1000	1293	1791	2133	1/28	1403	1/105
С	900	1073	1303	1670	2111	1/25	1392	1/105
D	314	401	497	644	695	1/40	460	1/147
E	247	285	381	492	742	1/18	491	1/60
F	1479	1856	2361	3184	3465	1/34	2310	1/128
G	1051	1207	1481	1850	2121	1/33	1414	1/134
н	1138	1382	1758	2207	2578	1/37	1719	1/133
I	1290	1572	1897	2546	3075	1/32	1877	1/105
J	2114	2606	3379	4334	4367	1/59	2911	1/165
к	958	1260	1586	2109	2328	1/41	1586	1/121
L	855	1065	1342	1750	2004	1/30	1388	1/110
м	890	1185	1549	2131	2236	1/35	1576	1/119
N	995	1265	1641	2187	2362	1/42	1644	1/119
0	935	1104	1333	1768	1952	1/38	1302	1/131
Р	1045	1262	1606	2142	2386	1/48	1652	1/112

このことは、前述の柱に加わる引上力をロッドが負担して力の集中を防ぎ、壁全体の釘に剪断力が加わっていることを示している。

倍率の高い壁パネルでは(本試験では3.6以上のもの), ロッドで押えている部分のめり込みが大きくなり,従ってこの分が柱の浮上りとなって下枠に曲げを引き起している。このような高い倍率の壁にあっては,下枠の曲げを小さくするように,アンカーボルトの配置に注意が必要であろう。

結果(試験法A)

test. (resting method R)	test.	(Testing	method	A)
--------------------------	-------	----------	--------	----

¹ /2(最大荷重開 <u>1/3(8Pm</u> 荷重(kgf) Load Defe	特変形角) max) 変形角 ormation	倍 率 Shear load factor	破 損 の 状 況 Type of failure
1534	1/47	2.6	パンチングシア Punching out of plywood by nail
1855	1/56	2,5	パンチングシア Punching out of plywood by nail
1856	1/50	2.9	面材端部の割れ Split at corner of board
587	1/81	1.0	パンチングシア Punching out of board
606	1/36	0.8	面材端部・胴縁の割れ Split at corner of board, split furring strip
2997	1/69	4.7	下枠の割れ, パンチングシア Split bottom plate, Punching out of plywood
1768	1/68	3.3	パンチングシア Punching out of plywood
2026	1/75	3.6	下枠の割れ, パンチングシア Split bottom plate, Punching out of plywood
2384	1/64	4.1	パンチングシア Punching out of plywood
3378	1/119	6.7	下枠の割れ, パンチングシア Split bottom plate, Punching out of plywood
1863	1/82	3.0	釘頭めり込み Sinking of nail head into plywood
1727	1/61	2.7	釘頭めり込み Sinking of nail head into plywood
1999	1/70	2.8	釘頭めり込み Sinking of nail head into plywood
1898	1/85	3.2	釘頭めり込み Sinking of nail head into plywood
1607	1/77	3.0	パンチングシア Punching out of plywood
1766	1/96	3.3	釘頭めり込み Sinking of nail head into plywood

6.3.2 壁体の変形の推定

壁のラッキング試験より得られる 荷重 - 変形曲線の 接線の傾きを各荷重段階で追ってみると Fig. 44 のような図が得られた。これらの関係はほぼ直線と見なすことができよう。このことは、荷重 - 変形曲線 は指数関数により近似できることを示唆している。また同図中に一定変形時の荷重を示したが、これらは 一つの直線に載っているように見える。 林業試験場研究報告 第330号





7.5 mm, CN 50)



Fig. 46. 枠と面材の相対ズレ (実線は試験体C,×は試験体A) Relative deformation of frame. (Solid line means test wall C, and × test wall A)

Fig. 45 は釘接合部のスリップの実測値とこれを最小二乗法で近似したパワー曲線の1例である。壁パネルの変形角が1/60 rad のときのパネル偶角部の釘の変形量は式(6.9)より約5 mm と計算されたので、実験式近似は、スリップ量5 mm までのデータを使用した。各試験体より切り出した材料を使った 釘接合剪断試験から得た実験式の係数を Table 27 に示す。

本報で導いた壁の変形式は、仮定(iii) すなわち「枠偶角部はその矩形の対角線上に沿って変形する」 という仮定の下に成り立つものであるが、これがどの程度満足されているかを試験法 A の実測値でもっ て Fig. 46 に示した(以後は試験法 A のものについて検討する)。壁にはこの横にも同一寸法の面材が 張ってあるが、片側のみを示した。

実線は縦2枚張り、×印は縦1枚張りの場合の枠隅角部の変形後の相対位置を示す。 双方ともわずかなズレはあるが、この仮定をほぼ満足しているように見える。この図に見られるような

接合材 material	厚さ(mm) Thickness	釘 Nail	係 Coeff a	数 icient b	適用パネル Applied wall
構造用合板 Construction plywood	7.5	N 50	72,23	0.2863	PW-4
硬質木片セメント板 Wood-cement particleboard	12	N38ステンレス Stainless	60.89	0.3448	H B-1
硬質木片セメント板 Wood-cement particleboard		N38 ステンレススクリュー Stainless screw	58.36	0.3820	H B- 2
石膏ボード Gypsum board		G N 40	28.03	0.3720	G B
シージングボード Sheathing fiberboard		S N 40	26.67	0.3379	SHB
パーティクルボード Particleboard	12	N 50	79.42	0.3610	С
シージングボード Sheathing fiberboard	12	S N 40	24.38	0.4177	D
構造用合板 Construction plywood	7.5	C N 50	49.18	0.4110	F
構造用合板 Construction plywood	9	C N 65	69.85	0.3175	н
構造用合板 Construction plywood	12	C N75	116.9	0.3382	I
構造用合板 Construction plywood	12	C N75	117.9	0.3412	J
構造用合板 Construction plywood	7.5	C N 50	91.19	0.3101	К, М
構造用合板 Construction plywood	9	C N 50	72.4	0,3046	L

Table 27. 釘 接 合 実 験 式 の 係 数 $(p=ab^{0})^{(1)}$ Coefficient of empirical formula for nailed-joint characteristics.

1) P, δ の単位はそれぞれ kgf, mm

Unit of P and δ are kgf and mm., respectively.

- 88 -







Table 28. 壁耐力の計算値と実測値の比 Ratio of calculated load to observed one corresponding to the shear deformation.

	剪断变形 (red) Shear deformation					
Wall	1/300	1/200	1/120			
P W-4	0, 98	0.97	1.94			
H B-1	1.05	1.09	1.06			
HB-2	0.99	1.03	0.99			
G B	0.87	0.87	0.91			
SHB	1.04	1.05	1.10			
С	0,92	0.90	0,90			
D	0.82	0.77	0,78			
F	0.81	0.81	0.83			
Н	0.98	0, 97	0,95			
I	1,08	1.07	1.09			
J	1,10	1,13	1.12			
K	1,09	1,02	1.01			
L	1.08	1.03	0,99			
M	1.18	1.06	1.09			

枠変形の実際と仮定のズレは,釘の歪エ ネルギーの全体量には大きな影響を与え ない,すなわち壁の変形には影響は少な いであろうと予想される。

式 (6.15), (6.18) を用いて計算した 壁変形の計算値と実測値とを比較し、こ れを Fig. 47~51 に示した。壁パネル の変形の傾向を大略とらえていると言え よう。特定の変形時の荷重について、計 算値と実測値の比を Table 28 に示し た。 この中で 試験法 A のものは C~M である。この値は変形が増しても,ほぼ 一定で実際の変形傾向に合っており、ま た両者の値は概してよく一致していると 言えよう。本報で用いた壁パネルは、実 用的見地から倍率を定めることも大きな 目的の一つであったために、枠組材や面 材等のマッチングに関する配慮は一切と られていない。したがって枠材の含水状 態も気乾のものから生材状態におよび、 比重等も不揃いであった。

材料のマッチング等を配慮することに より,推定の確度は上昇するものと期待 される。

釘接合のスリップを表す式(6.1)と 壁パネルの変位を表す式(6.15)は、ど ちらも同一の指数 bを持っている。この ことは、Fig. 45 に示すような釘接合部 のスリップの曲線と、それに対応する壁 の変形曲線 Fig. 51 とは 相似関係 にあ り、したがって Fig. 45 の縦、横軸に それぞれ適当な係数を掛ければそれがそ のまま Fig. 51 の 壁変形曲線となるこ とを示している。

以上の検討は,横方向に2枚面材を張 った壁パネルでも,剪断力は一様に各面 材に入ることを前提としていた。試験法



A はこの前提をかなりの程度満たしていると考えられるが、試験法 J ではこの前提は成り立っていない。 試験法 J は、面材の剪断剛性や壁パネルの形状等により釘接合部のスリップは変化するように見受けら れ、この中から法則性を見い出すのはなかなか困難な問題であり、もっと深い理論的、実験的検討を必要 としよう。

本報では、壁変形の模様を観察し、ある仮定を設けて近似式を導いた。

加力側の柱は土台から浮上ってしまい、この柱に打たれた釘はほとんど変形しておらず、また釘変形の 水平方向成分は無視できそうである。そこで次の仮定を設ける。すなわち、面材は土台上で加力側より C なる比の点を中心に回転し、加力側と反対側の 垂直釘打線上の釘および土台に打った 釘のみが変形を起 し、釘の水平方向変位成分は無視できるものとする。

以上の仮定を設ければ 6-1 節と同様の方法で壁の変形式を導くことができる。本報では試験法 J は面材 は縦1枚張であるので、この仕様の壁パネルについて式を誘導し、次を得た。

これに面材自体の剪断変形分を加えれば、壁パネル全体の変形が求まる。

面材の回転中心 c は壁体の形状, 面材の剛性等により 変ると思われるが, ここでは実験観測結果から 0.7 とした。式 (6.20) を用いて計算した値を実測値とともに Fig. 52 に示す。また他の壁パネルについ ても,特定変形時の荷重の比をもって Table 28 (PW-4~SHB) に示した。 概してよく一致しているこ とが認められる。このことから,本報の試験に用いた壁体を試験法 J で加力したときの, 釘接合部のスリ ップによる壁の変形は,式 (6.20) で近似できることがわかった。

6.4 摘

壷

木材の枠組に合板、パーティクルボード、繊維板、硬質木片セメント板などの面材を釘打ちした壁パネル

のラッキング試験を実施し,各種仕様の壁の対水平力性能を捕らえた。木質平面材料は剪断性能に優れて いて,耐力壁として用いても非常に高い倍率を得ることができた。

試験法Aと試験法Jによる壁パネルの変形を推定する計算式をそれぞれ誘導した。

試験法Aによる壁の変形計算式は、概して実験値と一致し、各種の壁についてラッキング定数をあらか じめ計算しておくことによって、十分実用に耐え得るものと思われる。また、釘接合部のスリップ曲線と 壁の変形曲線は相似関係にあり、スリップ曲線の縦横軸にそれぞれ適当な係数を乗ずるだけで、壁の変形 曲線が得られることがわかった。

試験法Jについても、特定の仮定の下に誘導した式は、実験値とよく適合していることが示された。

第7章 合板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの許容耐力

床や屋根のように水平または水平に近い平面内に広がりを持ち,版として構造的に一体となった働きを 持つ構造要素をここでは水平ダイアフラムと称してとりあげ,その耐力について検討する。

水平ダイアフラムの働きは、固定・積載荷重などの鉛直力を支えることのほかに、風圧力などの水平力 に抵抗して、力に直角方向の壁のたわみを減らして内外装材の損傷を防ぐ、ダイアフラムの下に存在する 幾つかの壁の変形を平均化させ、それにより建物の変形の集中を防ぐ、特定の壁に力が集中することを防 ぐ等が考えられる。

水平構面については、従来わが国では経験的にその必要性が認められていて、例えば火打土台、二階床 や屋根の火打梁が用いられてきているが、その効果は定量的には捕えられていない。一方、枠組壁工法に おいては、水平構面も前章で扱った垂直ダイアフラムである耐力壁と同様にその働きが認められていて、 設計方法も一部コード化⁷⁷⁾⁸⁰⁾されている。これには使用合板、釘、枠組材の種類、合板受け材使用の有無 や合板の張り方などによって、それぞれ異なった許容剪断力が与えられている。そして、ダイアフラムの 縦横の辺長比は最大4:1と規定されている。以上が水平ダイアフラムの規定のすべてで、たわみに関す る水平剛性についての規定はない。これは、ダイアフラムの水平方向のたわみの許容値を具体的に決定で きないことおよび、たわみについての普遍性のある計算式がまだ得られていないことに起因していると思 われる。

本章では枠組壁工法住宅床組および屋根の各種構法とその比較対照としての在来軸組工法床をとりあげ て、上記の水平ダイアフラムに要求される性能を実験的に明らかにしようとした。すなわち、水平力に対 する性能をみるために水平加力試験,鉛直力に対する性能をみるために曲げ試験,そして下張材の局部的 な集中荷重に対する性能をみるために下張材集中荷重試験の以上3種類の試験を行った。

さらに、ダイアフラムの水平方向のたわみを計算する近似式を誘導した。

7.1 ダイアフラムの水平加力試験

7.1.1 たわみ式の誘導

ダイアフラムのたわみに関しては、釘の抵抗メカニズムが複雑なため、解析的に追求したものは少なく、わずかに1、2の略算式⁸³⁾があるのみである。この略算式は、端根太継手部のズレがわからないとた わみは求めることはできないようになっているが、このズレは実際に、ダイアフラムに加力してみないと わからないため、実際には実用的でない。

本章では幾つかの仮定の下でたわみの計算式を誘導した。



Horizontal diaphragm.

Fig. 53 のように荷重を受ける ダイアフラムを考えてみる。たわみ δ は、合板の剪断変形によるもの δ_{3} 、曲げ変形によるもの δ_{0} 、釘接合部の変形によるもの δ_{n} 、端根太継手部のズレによるもの δ_{j} 、以上の総和と考えられる。

(i) 合板の剪断変形によるたわみ S_s

剪断応力は、ダイアフラムの幅(y)方向で一定とすると,

$$\delta_s = \frac{1}{AG} \int_0^{1/2} Q dx$$
$$= \frac{Pl}{6AG} \tag{7.}$$

ここで**,** Q:剪断力

A:断面積(=wt, t は合板厚さ)

G: 合板の剪断弾性係数

(ii) 曲げ変形によるたわみ δ₀

合板は無視し,端根太だけを考えるものとすると,

$$\delta_b = \frac{19Pl^8}{1152E_sI_s}$$

ここで, E_s : 端根太のヤング係数

I::端根太の断面2次モーメント

(iii) 釘接合部の変形によるたわみ δ_n

ここでは次の仮定をおく。

仮定A:釘接合部の変形はダイアフラムのどの位置においても同一である。

仮定B: Fig. 54 において 枠組材は合板コーナ に対して, x, y 方向とも en だけ変位するものとし, さらに次の関係が成立つものとする。

$$\frac{\delta_{n}}{e_{n}} = \frac{\delta_{s}}{\epsilon_{s}}$$
 (7. 3)

1)

- 94 --

ここで、 δ_s :(i)で求めた合板の剪断変形によるたわみ

e_s: Fig. 54 において合板の剪断応力による対角線方向の伸び(または縮み) 以上の仮定の下でまず次の関係が求まる。

$$e_n'=2\sqrt{2}e_n\cos\beta$$

対角線方向の伸びは、

$$e_s = \frac{QR}{AG} \cos 2\beta$$

以上から,

$$\delta_n = \frac{\delta_s}{e_s} e_n'$$
$$= \frac{\sqrt{2} P l e_n \cos \beta}{3QR \cos 2\beta}$$

.....(7. 4)

ここで、Qは剪断力であるが、これは x 方向で異なった値をとるので、その平均的な値 P/3 とする。



Deflection of diaphragm caused by joint slip in header joist.

(iv) 端根太継手部のズレによるたわみ δ_j

ズレおよび変形角を Fig. 55 のように表すと、幾何学的関係から次式が得られる。

継手がいくつかあるときは,それらのたわみの総和をとる。 以上の各たわみの総和がダイアフラム全体のたわみになる。

$$\delta = \delta_s + \delta_b + \delta_n + \delta_j$$

= $\frac{Pl}{6AG} + \frac{19Pl^3}{1152E_sI_s} + \frac{\sqrt{2}le_n\cos\beta}{R\cos2\beta} + \frac{s_jd}{2w}$ (7. 6)

 e_n は釘の変形であるが、ここでは加力方向に 25本の釘が打たれているので、釘1本につき $P/3 \cdot 1/25$ の剪断力が加わるときの変形となる。

また,端根太継手部に加わる引張力を T とすると,

 $T \cdot w = M$ (M は外力のモーメント)

の関係から Tを求めることができる。

7.1.2 実験方法

試験体の 種類は Table 29 に示すように、 枠組壁工法住宅の床および屋根と、 それと比較するための



厚さ12mmの構造用合板 Construction plywood (12mm thick)



厚さ15 mmの構造用合板 Construction plywood (15 mm thick)

Fig. 56. 合板の本サネ加工 Tongue and groove joint of plywood.

林業試験場研究報告 第330号

部 位 Diaphr- agm	試験体記号 Designa- tion	下張り 合板厚さ Thickness of plywood (mm)	合板接合部 Joint of plywood	根太間隔 Joist spacing (mm)	合 板 接合釘 Nail	備 考 Remarks
	12	12	受け材 Blocking	455	C N 50	標準床 Standard floor specified by the spec.
	13-1,2	131)	受け材 Blocking	455	C N 50	
	12 T -1, 2	12	本 サ ネ T&G	303	C N 50	
	15 T -1,2	15	本 サ ネ T&G	455	C N 50	
床 Floor	15 S-1, 2	15	本サネステ ープル打 T&G Stapled	455	C N 50	
	18-1,2	18	バッド Buttjoint	455	C N 65	
	12 J	12	受け材 Blocking	455	C N 50	合板目地が加力方向で揃っている Diaphragm having straight jointing line of plywood
	12H	12	受け材 Blocking	455	C N 50	試験体寸法 Test diaphragm 1間×4間 1820mm×7280mm
	Z		4			在来軸組工法 Japanese traditional Fig. 60 参照 floor system
	9-1,2	9	受け材 Blocking	455	C N 50	標準屋根 Standard roof specified (水平) by the spec (Flat)
屋根	9 A	9	クリップA型 ²⁾ Ply-clip A	455	C N 5 0	(水平) (Flat)
Roof	9B	9	クリップB型 ²⁾ Ply-clip B	455	C N 50	(水平) (Flat)
	R	9	受け材 Blocking	トラス間隔 455 Truss spacing	C N 50	トラス屋根 Trussed roof

Table 29. 床および屋根ダイアフラム水平加力試験体 Test diaphragm.

1) 針葉樹合板を使用

Softwood plywood used.

2) Fig. 58 参照 Cf. Fig. 58







Fig.59.枠 組 壁 工 法 床







在来軸組工法による床とした。

合板のサネ接合は, Fig. 56 に示すようなもので,その形状は日本合板工業組合連合会規格に沿っている。

試験体 15S は、このサネ接合部にステープルを打ったものである。ステープルには各種のものがある が、あらかじめステープルの剪断試験を実施して、CN 50 と同等以上の性能を有するものとして、線材の 太さ 1.6×1.4 mm, 肩幅 16 mm, 足長さ 16 mm, 材質普通線のものを選び出した。 Fig. 57 に試験方 法とその結果を示す (なおこの試験は MAX 株式会社に分担していただいた)。

屋根に用いたクリップは、下地材相互の目地に挟みこんで目地部分のたわみを減らす働きを持つもので あるが、本試験では Fig. 58 に示すような2種類のものを試作した。

試験体の寸法は,12Hは1820×7280mm(1×4間),他はすべて3640×7280mm(2×4間)で, 床および屋根の構成材料およびその組立方法は,建設省告示1019号および枠組壁工法住宅工事共通仕様 書(住宅金融公庫編)に準拠している。

床 および 屋根の枠組材 は, 根太(または棰木) に 208 材(38×184 mm), 受け材 に 204 材(38×89 mm)を使用したが, その品質は甲種枠組材の 2 級(Hem-Fir)で気乾材である。

枠組は Fig. 59 に示すように、根太(または種木)および受け材で構成されているが、枠組の4隅は 2本の帯金物(S-90)を12-ZN40で固め、また端根太の継手部は2本の帯金物(S-45)を6-ZN40で、 そして添木(208材、長さ400mm)を6-CN75で接合した。

下張材に用いた合板は, 試験体 13 ではアメリカ合衆国産針葉樹合板(樹種グループ2, 等級 C-D) で, 他はすべてラワン構造用合板(1級)である。合板は周辺部ではピッチ 150 mm, 中通りではピッチ 200 mm (屋根は 300 mm) で CN 50 または CN 65 を平打した。

Fig. 59 に示すように、合板の長手方向を試験体の長辺に平行とし、また加力方向(試験体の短辺方向)に対して合板の突き合せ部が連続しないように千鳥張りとした。ただし、試験体 12 J は、この突き合せ部が連続した一直線となっている。

以上の枠組壁工法床組の比較対照の試験体として, Fig. 60 に示すような 在来軸組工法床もとりあげ た。この試験体の材料および仕口・継手などの加工方法は, アンケート調査結果⁸⁴³に基づいて, 最も一般 的と思われるものを選んだ。

屋根ダイアフラムは水平なものの他に、 傾斜したものもとりあげた。 屋根 R は、 204 材をネイルプレートで接合した市販のキングポストトラス (傾き 10:3.5) を 455 mm 間隔で配し、 9 mm 厚合板を野地板として張ったものである。釘打ちや組み立て方法は他の水平屋根に準じている。

加力装置は Fig. 61 に示すように、同一水平面内にセットした試験体を支えるローラ、浮き上がり止めローラ、加力枠および試験体の両側に配置した各3連のオイルジャッキとから成っている。トラス屋根の場合には、浮き上がり止めビームは斜材と陸梁の間に2本の H 型鋼を架け渡し、このビームと陸梁との間にフラットケージを挟んで浮き上がり止めとした。

3本のオイルジャッキは、一つのマニホルドを介して連結されているため同一の荷重が加わるようになっている。オイルジャッキにより与えられた剪断力は、試験体両側に配したストッパにより支持される。

加力は両側のジャッキを交互に作動させ、正負の交番荷重を加えた。荷重の検力は、中央のジャッキに とりつけたロードセル(容量 5 tonf、6000×10⁻⁶ \overline{a} /FS または容量 2 tonf、4000×10⁻⁶ \overline{a} /FS)を用い



Fig. 61. ダイアフラム水平加力試験装置 Test apparatus for horizontal loading test on diaphragm.



Photo. 6. 屋根水平加力試験装置 Horizontal loading test on roof.

Photo. 7. 在来軸組工法床水平加力試験装置 (床板はまだ張っていない) Horizontal loading test on Japanese traditional floor system. (No floor board sheathed yet)

た。変位は歪ゲージ式変換器を使用し,荷重および変位の測定データはコンピュータ制御多点歪測定器を 用いて磁気テープに記録した。

屋根および在来軸組工法床の試験装置を Photo. 6,7 に示す。

水平ダイアフラムの許容剪断力は, I-SANTA⁸²⁾ に規定されている値 320 kgf/m を採用した。 負荷ス ケジュールは,許容荷重の ±1/2, ±1, ±2 倍に相当する荷重段階で繰返す正負交番繰返し荷重とした。

7.1.3 実験結果と検討

a. た わ み

たわみを求める式(7.6)は、釘接合のデータが必要であるが、前章と同じように本章においてもダイ アフラムに使用した材料と同一の材料を用いて接合部の剪断試験を実施した。そしてこの荷重-スリップ 曲線をパワー曲線にあてはめた(Table 30)。この実験式の値および各数値を式(7.6)に入れて整理す ると、12mm 厚合板の場合には次のようになる。

このような式を9mm, 15mm 厚合板についても求め, 計算たわみと実測たわみとを比較して Table 31 および Fig. 62, 63 に示した。ダイアフラムのたわみの大略を知る上では、この式は実用に供することができるといえよう。

ダイアフラムのたわみは, Table 31 に示すとうりであるが, 許容剪断力が加わったときのたわみは, 1.5~4.4mmの範囲に入っている。 これを在来軸組工法床の 62.0mm と比較してみると約 1/17 となっ ており,極めて水平剛性が高いことがわかる。

合板の目地が加力方向に一直線になっている試験体(12J)のたわみは標準床(12)と比べて 差は現れていない。合板の張り方は剛性には影響を与えないと言えよう。

ダイアフラムの辺長比が4:1のもの(12H)は、標準床に比べて約40%たわみが増加している。これ は曲げによるたわみの影響であり、曲げたわみは無視できない程大きくなっていることを示している。

傾斜を持った屋根(R)は、水平のものに比べて剛性が相当に低下することがわかった。 Table 30 を みると、許容剪断力時に水平のものの約1/8の剛性となっている。この剛性低下は、ダイアフラムが傾斜 を持つと、合板の面外への曲げ成分も含まれてくることに起因していると考えられる。

荷重 - たわみ曲線は Fig. 62, 63 に示したが, Fig. 62 からは, 本試験でとりあげた合板を面材とし て用いた床は, ほとんどその水平剛性は等しいことおよび, 許容剪断力時のたわみは終局的なたわみに比 べて極めて小さく, したがって靱性が大きいことがわかる。

b. 耐 力

最大剪断耐力および安全率に相当する荷重係数を Table 32 に示す。

最大耐力は、合板受け材を設けたもの、あるいは合板が厚いものほど高い値を示す傾向にある。

床についてみてみると、荷重係数は4.2~5.2と高い値を示した。

試験体の破損の状況は、各試験体ともほぼ同じで、根太の引き裂き割れ、釘頭めり込みが主なものであった。荷重係数が比較的揃っているのは、最終的な破損形態が構法などに因らない上述のものであったた めと考えられよう。

合板目地が加力方向に揃った試験体(12J)は、中央の根太に引裂力が集中して耐力低下を来している。

林業試験場研究報告 第330号

Table 30. 釘 接 合 の 実 験 式 (p=aδ^b)¹⁾ Coefficient of empirical formula for nailed-joint characteristcs.

接 合 材 Material	釘 Nail	係 数 Coefficient			
		a	b		
9 mm 厚合板 Plywood	1- C N 50	150.1	0. 3197		
12 mm 厚合板 Plywood	1- C N 50	166.4	0.2762		
15 mm 厚合板 Plywood	1- C N 50	201.1	0.2982		
帯 金 物 Strap	2- C N 65	751.2	0.3166		

1) P, δ の単位はそれぞれ kgf, cm

Unit of P and δ are kgf and cm, respectively.

Table 31.	剪断力一定時のダイ	アフラムの中央	点のたわみ (mm) ¹⁾
Deflect	ion of diaphragm n	nidspan at the	indcated shear.

試 験 体 Diaphram	1/2 A_s²⁾	A _s	2 A s		
12	1.00	2, 59	9.26		
	(1.04) ⁸⁾	(2.25)	(6.53)		
13	0.90	2,50	10.25		
12 T	0.95	2.64	9.41		
15T	0.91	2,72	11.68		
15 S	0.61	1.47	4.61		
	(0.87)	(1.89)	(5.27)		
18	1.17	3.54	12.78		
12 J	1.12	2, 88	9.94		
12H	1.43	3.66	11.99		
9	1.08	2.79	9.46		
	(1.36)	(3.13)	(9.92)		
9A, B	1.49	4.35	16.41		
R	10.20	23.13	60.81		
Z 14.04		61.97	—		

1) 試験体数が2のものはその平均値

Mean value in number of test diaphragm is two.

2) A_s:許容剪断力 (320 kgf/m)

Allowable shear.

3) ()内は計算値

Calculated value in parenthesis.



ļ .103 --

林業試験場研究報告 第330号

試験体 Diaphragm	最大荷重 Max. load (tonf)	最大剪断耐力 Max. shear (kgf/m)	荷重係数 ¹⁾ Load factor	破 損 状 況 Type of failure
12	9,99	1370	4.3	釘頭めり込み Sinking of nail head
13-1	10, 30	1414	4.4	根太の引裂き割れ、釘頭めり込み
13-2	13.80	1900	5.9	Split joist, sinking of nail head
Mean	12.05	1650	5.2	
12 T -1	10.32	1410	4.4)根太の引裂き割れ。 釘頭めり込み
12 T -2	9.60	1310	4.1	Split joist, sinking of nail head
Mean	9.96	1360	4.2	
15 T -1	9.18	1260	3.9	 ・していたいです。 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
15 T-2	10,16	1400	4.4	Split joist, withdrawing of nail
Mean	9.67	1330	4.2	
155-1	10.20	1400	4.4	↓ 根太の引裂き割れ、釘頭めり込み
15 S- 2	11.57	1590	5.0	Split joist, sinking of nail head
Mean	10.88	1490	4.7	
18-1	10.92	1500	4.7	根太の引裂き割れ, 釘の抜け Split joist, withdrawing of nail
18-2	11,36	1560	4.9	根太の引殺き割れ, 釘頭めり込み Split joist, sinking of nail head
Mean	11.14	1530	4.8	
12 J	8,40	1150	3.6	中央の根太の引裂き割れ,端根太接合部引張 Split joist at center, tensile failure at joint of header joist
12 H	5.41	1490	4.6	端根太接合部の引張り破損 Tensile failure at joint of header joist
9-1	10.10	1380	4.3	し根太の引裂き割れ、釘頭めり込み
9–2	9. 23	1260	3.9	f Split joist, sinking of nail head
Mean	9.66	1320	4.1	
9A	7,05	960	3.0	↓ 根太の引裂き割れ、釘頭めり込み
9B	7,22	990	3.1	Split joist, sinking of nail head
Mean	7.13	970	3.0	
R	9.52	1310	4.1	トラス斜材の引裂き割れ Split of trussed rafter
Z	4,85	670		中央通し柱接合部の破損 Failure at joint of middle continuous column

Table 32. 水平加力試験の最大耐力と破損の状況 Max. shear and type of failure.

荷重係数=最大剪断耐力/許容剪断力
 Load factor: Max. shear/Allowable shear

前項の結果とを併せ考えれば、合板目地を一直線に揃える張り方は、剛性には影響はないが、最大耐力に ついては低下するといえよう。

ダイアフラムの辺長比が4:1のもの(12H)の最大耐力は、標準床のものと比べて大きな差は生じなかった。

屋根については、クリップ使用のものは標準のものに比べて耐力が27% ほど低下している。しかし荷 重係数は合否判定基準の2.5⁷⁸⁾を超えているので対水平力性能は合格であるといえよう。

傾斜をもったダイアフラム (R) は、剛性が相当に低下していたが、最大耐力は標準のものとほとんど 同じであった。

c. ダイアフラムの許容寸法

いま棟高 8 m, 張間 S m, 桁行 L m の 2 階家を考える。外力を風圧力とし、その速度圧を 80 kgf/m³, 風力係数を屋根部で 0.5, その他の部分で 1.2 とし、屋根および 2 階床が受ける剪断力をそれぞれ Q_R , Q_2 とすると、

$$Q_2 = (80 \times 1.2 \times 4 \times L)/2$$

.....(7.9)

これをダイアフラムの幅 S で除せば、単位長さ当たりの剪断力となり、この値はダイアフラムに与え られた許容剪断力 320 kgf/m 以下でなければならない。すなわち、

$Q_R/S \leq 320 \mathrm{kgf/m}$	
$Q_2/S \leq 320 \mathrm{kgf/m}$	(7.11)
これから次の関係が得られる。	
屋 根: $L/S \leq 3.3 + 0.03L$	(7. 12)
二階床:L/S ≤ 1.7	(7.13)

すなわち,ダイアフラムの長さと幅の比は,屋根では 3.3 以下,2 階床では 1.7 以下でなければならないことになる。

枠組壁工法では、耐力壁により囲まれる面積は 40 m² 以下としなければ ならないという規定(建設省 告示 1019 号)があるが、この条件すなわち SL ≤ 40 と (7.12)、(7.13)式とから次の関係が得られる。

屋 根:L≦12.1	(7.14)
二階床:L≦8.2	(7.15)

すなわち,ダイアフラムの許容剪断力を 320 kgf/m,耐力壁により囲まれる面積を 40 m^a 以下とする条件を満足するためには、ダイアフラムの辺長比および桁行方向の長さには上限が設けられ、それらはそれ ぞれ式 (7.12),(7.13) および式 (7.14),(7.15) のように与えられる。

7.2 ダイアフラムの曲げ試験

7.2.1 実験方法

曲げ試験に供した試験体の一覧を Table 33 に示す。試験体の種類は、前節の水平加力試験のものに、 床組用現場接着剤を用いて合板と根太を接着したダイアフラムが追加されている。接着剤はウレタン系1 液性のもので、専用のコーキングガンで根太に塗布し、圧締圧は釘(CN 50, ピッチ 300 mm)により与 えた。

林業試験場研究報告 第330号

部 位 Diaphragm	試験体記号 Designation	下張合板厚さ Thickness of plywood (mm)	合板接合部 Joint of plywood	根太間隔 Joist spacing (mm)	根太一合板の接合 Joist-plywood joint
	12	12	受け材 Blocking	455	C N 50
部位 Diaphragm 12 13 14 14 14 14 14 14 14 14 14 14 14 14 14	131)	13	受け材 Blocking	455	C N 50
	12T	12	本 サネ T &G	303	C N 50
	15 T	15	本サネ T&G	455	C N 50
	15 S	15	本サネステー プル打 T&G stapled	455	C N 50
	15G	15	本サネ T &G	550	接着剤 Gluing
	18	18	バット Butt joint	455	C N 65
	9	9	受け材 Blocking	455	C N 50
屋 根 Roof	9A	9	クリップA型 Ply-clip A	455	C N 50
	9B	9	クリップB型 Ply-clip B	455	C N 50

Table 33. 床および屋根ダイアフラム曲げ試験体 Diaphram for bending test.

1) 試験体数 4, 他はすべて 2.

Number of diaphragm was four and that of other diaphragm two.

合板は CN 50 (または CN 65) を ピッチ 200 mm で打って接合した。 ダイアフラム の使用材料および 組み立て方法は水平加力試験のものと同一とした。

各根太(208 材)は、枠組を行う前に、ダイアフラムの曲げ試験と同一のスパン・加力方法(Fig. 64) でエッジワイズの曲げヤング係数を測定した。合板も枠組に張る前に重錘を用いて 90°方向の曲げヤング 係数を測定した。

曲げ試験は アムスラー型材料試験機(容量 100 tonf, 20 tonf ラム使用) に負荷装置を 取りつけて実施 した。この装置は Fig. 64 に示すように、ピン、ナイフエッジ、球関節などを有し、軸力の発生を防ぎ、 試験体のねじれに追随できる仕組みになっている。荷重頭 70×100 mm の断面を有する木製ブロックで、 根太の上にのみ荷重が加わる方式になっている。

負荷の方法は,根太だけで荷重を負担するものとして計算した仮想の最大荷重を基にして,その1/3, 1/2,2/3に相当する荷重段階の繰返し負荷を行った後,最大荷重に至らしめた。たわみは摺動型変位計 (200×10⁻⁶ 歪/mm) あるいはデジタル式ダイアルゲージを用いて測定した。

7.2.2 実験結果と検討

曲げ試験結果を Table 34 に示す。表中の曲げ剛性の計算値は、根太および合板単体で実測した曲げ 剛性の和で、これは単純重ね梁の剛性にあたる。これと実測値との比は、合板と根太の接合により上昇し



Test apparatus for diaphragm bending test.

部位	部 位 試験体		げ 剛 ural rig 10 ⁶ kgf・c	性 ¹⁾ idity m ²)	剛性係数 C	設計荷重時 Deflecti design	iのたわみ on at load	最大曲げモーメント Max. moment (kgf・m)		
Diaphr- agm	Design- ation	I 計算 Cal.	Ⅱ実測 Obs.	II / I	P 関性係数 設計荷重時のたわろ Deflection at design load I/I Con- struction factor たわみ Deflection (cm) 比約 Ratio 1.21 0.33 0.64 0.57 1.07 0.15 0.69 0.62 1.14 0.24 0.69 0.54 1.27 0.33 0.79 0.66 1.20 0.25 0.79 0.66 1.20 0.25 0.79 0.64 1.20 0.25 0.79 0.66 1.20 0.25 0.79 0.66 1.20 0.19 0.77 0.64 1.46 0.55 0.68 0.55 1.20 0.19 0.77 0.64 1.13 0.22 0.72 0.52 1.07 0.12 0.75 0.55	比 ²⁾ Ratio	曲げモー メント Moment	比 ⁸⁾ Ratio		
	12	213	258	1,21	0, 33	0.64	0.57	672	4.8	
	13	223	239	1.07	0.15	0.69	0,62	772	5.5	
床	12T	234	266	1.14	0.24	0.69	0.54	825	6.8	
部位 Diaphr- agm 床 Floor 屋根 Roof	15 T	231	278	1,20	0.25	0.79	0,66	658	4.1	
	15 S	237	302	1.27	0.33	0.79	0,66	798	4.9	
	15G	240	351	1.46	0.55	0.68	0.55	645	3.8	
	18	238	285	1.20	0.19	0.77	0.64	1065	6.6	
屋根	9	234	265	1.13	0.22	0.72	0,52	1072	4.0	
Roof	9A, B	230	247	1.07	0.12	0.75	0.55	926	3.4	

Table	34.	ダ	イ	ア	7	ラ	ム	曲	げ	試	験	結	果
Re	sults	of	be	nd	ing	tes	st d	on	dia	phr	ag	m,	

1) 根太1本あたり

Flexural rigidity per one joist.

 設計荷重時のたわみ/たわみ制限(床:スパン/300,屋根:スパン/200) Ratio: Deflection at design load/Limited deflection (Floor: Span/300, Roof: Span/200).

Ratio: Deflection at design load/Limited deflection (Floor: Span/300, Root: Span/200, 3) 最大曲げモーメント/設計曲げモーメント

Ratio : Max. moment/Design moment.

た剛性の割合を示すもので、これは Table 34 にみるように、合板が厚いものほど大きな値を示す傾向に ある。すなわちこの値は接合効果そのものだけでなく、寸法や剛性の影響をも含んでいる。

そこで接合効果そのものをより良く表す方法として、次のような剛性係数50%を計算した。

剛性係数=<u>実際のT型粱の剛性の増加</u> 合板と根太が完全に接合されたT型**粱の剛性の増**加

この値は、合板の有効幅を示す一つの指標と考えられるが、Table 34 をみると、合板突き合せ部を接合したものや、接着剤使用のものが大きな値を示している。そこで構法ごとにこれらの値を求めてみると、 接着剤使用のもの0.55、合板突き合せ部を受け材あるいは本サネで接合したもの0.25、合板突き合せ部 がパットのもの0.15となった。この値をいろいろな構法ごとにとらえておけば、実際の設計に際して材 料の許容応力度を用いてその構法の許容スパンを直ちに計算することが可能である。設計荷重時のたわみ は、たわみ制限の値に対して0.52~0.66の範囲内にあり、曲げ剛性は十分高いことを示した。ただし設 計荷重は床で220kgf/m³、屋根で 633 kgf/m³(多雪区域を想定)を用いた。

最大曲げモーメントの設計曲げモーメントに対する比は、3.4~6.8を示し、強度に関しても十分な安 全率を持っていることを示した。最大曲げモーメントの大きさは、Photo.8 にみるようにほとんど根太 の品質に依存しており、面材の影響は少ないようである。



Photo. 8. ダイアフラムの曲げ破壊 Bending failure of floor diaphragm.



Fig. 65. 下張材集中荷重試驗装置 Test apparatus for concentrated loading test on sheathing materials.
7.3 下張材集中荷重試験

下張材自体の曲げ剛性は、その上を歩く人間の歩行感、局部的に集中荷重を与えるような家具の傾きな どに影響を与えるので、十分高い値であることが必要である。しかし、集中荷重を幾らに見積ればよい か、またたわみの限界値はどのくらいかということに関してはまだ定説がない。

とこでは,各構法の床または屋根下張材に局部的な集中荷重が加わったときのたわみを実験で求めてその性能を知り,また第3章で誘導した理論式をここに適用してその妥当性を検討した。

7.3.1 実験方法

試験体の一覧を Table 35 に示す。試験体は Fig. 65 に示すように、根太は 208 材で、この上に 2 枚の合板を表板繊維が根太に直交するように張った。釘打ピッチは 200 mm である。

試験体は, Fig. 65 に示すように,定盤の上に載せ,下張材中央および下張材接合部の端部から 35 mm 離れた点に荷重を加えた。荷重頭は,曲率半径 70 mm をもつ直径 36 mm の鋼鉄製のものである。

集中荷重試験終了後,下張材の破損のない部分を用いて,たわみ計算に必要な定数を測定すべく各種の 2次試験を行い,曲げヤング係数,ポアソン比,剪断弾性係数を求めた。

7.3.2 実験結果と検討

集中荷重試験の結果を Table 36 に示す。

部 位 Test piece	試験体記号 Designation	下張合板厚さ Thickness of plywood (mm)	合板接合部 Joint of plywood	根太間隔 Joist spacing (mm)	根太 - 合板 の接合 Joist-plywood joint	試験体数 No. of test piece
	12	12	受け材 Blocking	455	C N 50	2
床 Floor	18	18	パット Butt joint	455	C N 50	1
	12T	12	本サネ T&G	303	C N 50	1
	12 G	12	本サネ T&G	455	接着剤 Gluing	2
	13	13	受け材 Blocking	455	C N 50	4
	15T	15	本サネ T&G	455	C N 50	2
	15 S	15	本サネステ ープル打 T&G stapled	455	C N 50	2
	15 G	15	本サネ T&G	455	接着剤 Gluing	2
屋 根 Roof	9	9	受け材 Blocking	455	C N 50	1
	9A	9	クリップA型 Ply-clip A	455	C N 50	1
	9B	9	クリップB型 Ply-clip B	455	C N 50	1

Table 35. 床および屋根下張材の集中荷重試験体 Test piece for concentrated loading test on floor or roof. ここでとりあげた各種構法のダイアフラムの下張材のたわみは,標準的な床または屋根と比べて小さく,対集中荷重性能は同等以上であった。

たわみは当然のことながら、根太間隔が狭いほどまた合板が厚いほど少ない傾向を示した。

合板と根太の接合方法の違いは、それほどたわみに影響を与えていないようである。

第3章で誘導した,対辺単純支持,他辺自由の矩形板に対する理論式(3.13)を用いてたわみを計算 し,実測値と比較した(Table 36)。合板と根太の接合の影響が相対的に大きいもの,すなわち合板厚が 薄いものや接着剤で接合したものは,実測値は小さい傾向にあるが,釘打程度の接合の下張材のたわみを 推定するのに式(3.13)は有効であると言えよう。

下張材接合部近傍に荷重が加わったときの,隣接下張材のたわみを Table 35 に示した。このたわみの 荷重点下のたわみに対する比が大きいほど,ねじりモーメントの分担が大きく,したがって荷重点下のた わみに対する防撓効果が大きいと言える。この比の値は,本サネ加工をした下張材で0.74,クリップ使 用のもので0.47 であった。

7.4 摘

要

合板面材を用いた床および屋根ダイアフラムの性能を知るために、水平加力試験、曲げ試験、下張材集 中荷重試験を実施した。

そしてここでとりあげた各種構法のダイアフラムは,標準的構法によるものと同等あるいはそれ以上の 性能を有していることが明らかにされた。以下に本試験で明らかにされた事項を列記する。

最大剪断耐力は、床ダイアフラムで許容剪断力の4.2~5.2倍、屋根ダイアフラムで3.0~4.3倍の値を

计除从	最大荷重	200 kgf 時 ¹⁾ のたわみ Deflection at 200 kgf (mm)					
Test	Max. load	下 At the	· 張 材 中 e center of she	下張材接合部 ²⁰ At joint of Sheathing			
piece	(kgf)	実 測 Obs.	計 算 Cal.	実測/計算 Obs./Cal.	荷重点 Loadin g point	隣接下張材 Adjacent sheating	
12	397	5.8	7.6	0.75	1.6	0.8	
12T	662	2.9	2.8	1.03	3.6	2.3	
12 G	644	5.5	8.0	0.69	6.7	5.3	
13	586	5.9	5.4	1.09	1.8	0.3	
$15\mathbf{T}$	695	2.5	2.7	0.93	3, 2	2.4	
15 S	910	2.7	2,9	0.92	3.4	2.6	
15 G	818	2.5	2,7	0.93	3.0	2, 3	
18	1236	2.5	2.4	1.03	3.6	2,5	
9	407	7.7	9.4	0.82	0.5	0.3	
9 A	420	6.8	8.4	0.81	9.5	3.7	
9 B	478	6.7	8.7	0.77	8.3	4,5	

Table 36. 下 張 材 集 中 荷 重 試 験 結 果 Results of concentrated loading test.

1) 屋根の場合は 100 kgf 時

In the case of roof, deflection at 100 kgf.

2) 下張材接合部より 35 mm の点

Deflection measured at the point 35 mm apart from joint of sheathing.

示し、高い安全率を有していることを示した。

水平ダイアフラムの許容剪断力時のたわみは2.5~4.4mmであり、これは在来軸組工法床の62mm と比べて極めて小さい値でダイアフラムは高い水平剛性を有していることが明らかになった。

傾斜した屋根は水平のものに比べて剛性の低下が大きいことを示した。

水平力を受けるダイアフラムのたわみを計算するのに、ここに誘導した近似式(7.6)が有効であることが実験により検証された。

水平ダイアフラムの許容辺長比は, 許容剪断力が 320 kgf/m のダイアフラムでは, 屋根で3.3:1, 2 階床で17:1以下であることがわかった。 さらに ダイアフラム の平面投影面積を 40 m² 以下とする 条件 をつけると, ダイアフラムの長さは, 屋根で 12.1 m 以下, 2 階床で 8.2 m 以下としなければならないこ とが明らかにされた。

鉛直力に対しては,強度,曲げ剛性とも十分な安全率をもっていることが示された。また,曲げ試験から,各構法ごとの合板の有効幅を示す剛性係数を求めた。

下張材集中荷重試験から,合板突き合せ部を本サネ加工したものや,クリップを使用したものの隣接下 張材へのねじりモーメントの伝達が認められた。

また,第3章で誘導した式,すなわち集中荷重を受ける対辺単純支持,他辺自由の矩形板に対する理論 式は,釘打接合の下張材にもある程度適用できることを示した。

第8章 木質ダイアフラム構造システムの実大建物への適用

第6章,第7章で,建物の中の構造要素としての壁パネル,板および屋根ダイアフラムの性能について 検討したが、ここではこれらダイアフラムシステムを実際の建物に適用したときの,構造要素と実大建物 との関連性について検討する。この両者の関係が明らかになれば,構造要素の性能をもって実大建物の性 能を的確に判断することができることになろう。

そこで本報ではスギ間伐小径材を用いた枠組みに構造用合板を釘打ちした壁パネルでモデル建物を構成 し、静的加力試験を行った。また同時に、この建物を構成する各壁列について、同一の仕様で作製した壁 パネルのラッキング試験を行い、ユニットと最大建物との関係を追求した。

また建物のねじれについての計算式を導き、実験値と比較した。

屋根ダイアフラムが建物の中で構造的にどのような意味をもっているかを追求するため、ダイアフラム の水平剛性とその下の耐力壁の荷重分担率とを関係づける式を誘導し、実験で検証した。さらに、ダイア フラムの水平剛性の変化に伴う耐力壁の荷重分担率の変化を数値実験で求めた。

8.1 実験方法

本実験で採りあげた構法は、いわゆる7×7工法と呼ばれる工法⁹⁷⁾にほぼ準拠したもので、枠組材は断面7×7 cm および3.5×7 cm の2種類である。この枠組材を製材した原木は末口径9~10 cm のスギ間 伐木である。

パネルは断面 7 × 7 cm の製材を 45.5 cm 間隔に配して縦枠とし、上下端には断面 3.5×7 cm の半割材 を用いている。パネルの面材は、 910×2730 mm (3×9尺)の 7.5 mm 厚構造用合板 (1級、ラワン) を使用し、面材の接合は CN 50 を用い、合板の外周で 100 mm、中通りで 200 mm ピッチとした。

パネルの両側の脚部と土台を帯金物(30×300×1.6mm)を用いて12本のZN65で接合した。また下



Fig. 66. 断面詳細図 Cross section of test house.

枠と土台を CN 90 (ピッチ 455 mm) で釘打ちした。 土台には 404 材を使用し, 基礎に M 12 ボルトでア ンカした。建物の断面を Fig. 66 に示す。

屋根は市販のトラスで,枠組壁工法構造用製材(寸 法形式 204, Hem-Fir)をメタルプレートコネクタで 接合したものである。このトラスをあおり止め金物を 用いて頭つなぎおよび上枠に取りつけた(8-ZN 40)。

トラスの間隔は, Fig. 67 に示すように 455 mm と し, 野地板の受け材には 204 材, 棟木には 404 材を用 いた。野地板には厚さ 9 mm の構造用合板を使用し, CN 50 を 外周 で 150 mm, 中通りで 300 mm ピッチ でトラスの斜材および合板受け材に打ちつけた。

内外装材,造作材,建具および床,天井の類は一切 施工していない。

建物の規模は,平家で桁行 5460 mm (3 間),張間 3640 mm (2 間) とし,壁の配置は剛性の点からみる と張問方向では対称,桁行方向では非対称構造となっ ている (Fig. 68~70)。

a. 壁単体のラッキング試験

試験体は 910×2730 mm (3×9尺) の合板を2枚 張りしたパネル (以後壁長 910 mm を1Pとし, こ のパネルを2P盲パネルと称する) および建物を構成 する各壁列で,北および 南壁は6P 開口パネル、妻

および間仕切壁は4P開口パネルである。 壁の高さは2,730 mm で, この上に 頭つなぎが CN 90, ピッ チ 455 mm で接合してある。

パネルの両側脚部と土台を帯金物で、下枠と土台は CN 90 (ピッチ 455 mm) でそれぞれ接合した。 またパネルの下枠と土台を基礎に相当する鉄板にアンカーしている。

パネル頂部には 10 cm 角の木製桁を載せ, 910 mm 間隔で配した油圧ジャッキで鉛直力 (200 kgf/m) を加えた状態で,パネル両側に配した油圧ジャッキを交互に作動させて正負の交番荷重を加えた。

鉛直荷重を加えた理由は次による。壁のラッキング試験方法としては、久田ら⁴⁴)の行った柱脚部を箱金物で固定し、桁の上は上載荷重を加える方法(第6章試験法Jに相当)、最近行われているいわゆる日本式と呼ばれる方法で⁶³⁾、脚部は実際に使用する状態とし上載荷重を加えないものおよびASTM式⁶⁹⁾などと呼ばれるタイロッドにより壁の浮き上がりを防止する方法(第6章試験法Aに相当)などがある。本実験は構造体との関連を追求するのが大きな目的なので、実際の使用状態に最も近いと考えられる方法、すなわち脚部は帯金物で接合し、上部に上載荷重を加える方法を採った。

鉛直荷重は 2 tonf の油圧ジャッキを使用し、定荷重装置(あらかじめバネの位置を設定し、このバネ の復元力とジャッキの油圧とが釣合う方式)により常に一定の荷重が加わるようにした。ジャッキ下端に





Fig. 71. 加力装置(桁行方向加力) Test apparatus of loading. (Ridge direction)



Test apparatus of loading. (Plan)



Location of hurricane strap and test procedure. (v:Hurricane strap, v:New one)



Photo. 9. 試験建物と加力装置 Test aparatus for horizontal loading test on full-size house.

はローラを取り付けてサイドフォースが極力加わ らないようにした。この方式による試験の全期間 を通しての 鉛直荷重の 変動は 5% 内に入って お り、十分実用に供することが できると 考えられ る。水平方向のジャッキの先端には、サイドフォ ースを防いで検力精度を向上させるため、ローラ および球を設けている。

検力はロードセル (容量 10 tonf, 4,000×10⁻⁶ 歪/FS) により,変位は歪ゲージ式変換器 (50 または 100 mm ストローク, 3000×10⁻⁶ 歪/FS) を用い,コンピュータ制御多点歪測定機で磁気テープに収録した。 なおパネルは枠材が生材状態のときに製造し,約3か月室内に放置して枠材が気乾状態になった後,試 験に供した。試験体数は2P盲壁が3体,他の開口パネルは各1体である。

b. 実大建物の静加力試験

試験建物は、枠材が生材状態のときに、構造実験室内に設置した加力フレームの上に建てあげ、そのまま7か月間放置して、乾燥に伴うパネルの狂いなどを測定した後、構造試験に供した。この試験建物は実験室内という屋外に比べれば、温和な環境に置かれていたこともあって、実用上支障を来すようなパネルの狂いや柱の干割れなどは発生しなかった。

桁行方向加力の場合は,H型鋼で組んだ加力フレーム内で反力をとり,張間方向加力の場合は,実験室 内に設置してある反力壁および反力床で反力をとった。桁行方向加力は,両妻壁の外に取り付けたH型鋼 をロッドで締め,このH型鋼を介して南,北両壁に荷重が直接加わるようになっている (Fig. 71, 73)。

張間方向加力の場合は、この方向の壁および屋根に荷重を直接加えず、直交する南および北壁の一部分 に力が加わるようなトーナメント式とした (Fig. 72, 73)。トーナメント部にはすべてピンを挿入してい る。

荷重は押引両用ジャッキ(容量 20 tonf,ストローク±200 mm)を用いて正負交番荷重を加えた。ジャ

ッキの先端には押引両方向で作用するローラが取りつけてある。変位測定のため、建物の周りに I 型鋼で 不動点フレームを組み上げ、これに変位計を取り付けた。

試験は、脚部に取り付けた帯金物の効果をみるため、Fig. 74 に示したように8 段階に分けて行った。 試験 No.1 から No.5 までは、± 1/600 rad まで変形させている。No.6 では± 1/300 rad まで, No.7 で はトラスと壁の接合部がズレを生ずるまで加力し(壁の変形角1/76 rad), No.8 では建物が破損するまで 加力した。

壁単体試験では、下枠と土台および基礎をボルトでアンカーしたが、構造体試験では下枠のアンカーは 行っていない。屋根上面両側に、建物の建上げ時点で屋根葺材(石綿スレートを想定)の固定荷重相当分 の死荷重を載せた。南および北壁には加力装置も含めてともに83 kgf/m,妻壁には66 kgf/mの鉛直力が 加わっているが、間仕切壁には鉛直力は加わっていない。全景を Photo.9 に示す。

8.2 実験結果と検討

8.2.1 帯金物の効果

Table 37 に帯金物を逐次追加していったときの建物の剛性変化を示した。以下の論議では壁の変形表

加力 壁 試響			見かけの剪断変形 (y1)				補正した剪断変形 (y ₈)			
力 凹 Londing		一 番号	Apparent snear deformation				compensating snear deformation			
direction	Wall	No.	正 Plus	負 Minus	平 均 Mean	比 Ratio	正 Plus	負 Minus	平 均 Mean	比 Ratio
		1	1885	-1867	1876	1	2016	- 1995	2005	1
	北	3	1841	- 1973	1907	1.02	1907	2093	2000	1.00
	North	5	1962	- 1929	1946	1.04	2060	- 1966	2013	1.00
桁 行		8	1889	2206	2048	1.09	2164	- 2202	2183	1.09
Ridge		1	1509	-1614	1562	1	1570	- 1748	1659	1
	南	3	1519	- 1665	1592	1.02	1568	-1784	1676	1.01
	South	5	1608	- 1559	1584	1.01	1651	- 1626	1639	0.99
		8	1462	- 1730	1561	1.02	1513	-1750	1632	0.98
		2	1097	-1012	1055	1	1233	-1133	1183	1
	東	4	1043	- 1056	1050	1,00	1152	-1149	1151	0.97
	East	6	1097	-1103	1100	1.04	1194	-1201	1198	1.01
		7	955		955	1,011)	1063		1063	0.991)
		2	1147	-1212	1180	1	1305	-1342	1324	1
張 間	西	4	1177	-1275	1226	1.04	1275	-1383	1329	1.00
Span	West	6	1242	-1333	1288	1.09	1321	-1422	1372	1.04
		7	1203	. —	1203	1.041)	1295	-	1295	0,991)
		2	1030	- 974	1002	1	1115	- 1042	1078	1
	間仕切	4	930	- 1020	975	0.97	988	- 1066	1027	0,95
	rarti- tion	6	984	-1013	999	1.00	1044	- 1069	1057	0.98
		7	746	-	746	0.891)	800	-	800	0, 87 ¹⁾

Table 37. 1/600 rad 変形時の荷重 Load when 1/600 rad deformed.

(kgf)

1) 1/300 rad 変形時で No. 6 と No 2の比に換算した No. 7 と No. 2 の比の値 Ratio of test No. 7 to test No. 2 using compensating ratio of test No. 6 to test No. 2 at the deformation 1/300. 示として第6章で定義したように種類のものを用いる。すなわち,壁の水平方向の変位を壁の高さで除した値を 71 で表して「見かけの剪断変形」と称し,壁両側脚部の浮き上がりと沈下量との和を壁の長さで除した値を 72 で表示し, 71-72 を「補正した剪断変形」と称し 78 で表示する。

Table 37 で Y₁, Y₈ をベース とした荷重の 値を それぞれ見比べてみると, Y₁ にわずかに その補強効果 が表れていることがうかがえるがそれでも高々 10% 以内である。 Y₈ はそもそも壁の回転分を差し引くと いう考え方に基づいたものであるが,実大またはそれに近い壁に おいては あまり意味が ないと 考えられ る。

なお張間方向の場合,試験 No.6 では壁列の平均で ± 1/300 rad まで変形させているので,試験 No.7 の比の値は, 1/300 rad 変形時の荷重を試験 No 6 と比較し,それを試験 No.2 との比に換算した。

試験 No.6 では東壁は ± 1/317 rad, 西壁は± 1/391 rad, 間仕切壁は ± 1/262 rad 変形している。この ことを考慮して Table 37 をみると (γ_1 をベースにして), 1/300 rad 程度の変形になると, 一旦除荷し た後の次の繰り返し負荷によって, 再び同一の変形を与えたときの荷重は, 前回よりも低下しているとい うことがわかる。間仕切壁においては帯金物の効果がほとんど現れなかったのは, この理由によるものと 考えられる。

帯金物の効果は、この変形段階より大きな変形時に浮き上がりを防ぐ効果が現れ、特に最大耐力には影響が現れるものと考えられる。

8.2.2 最大耐力

張間方向の最終加力試験(Test No. 7)で荷重が3 tonf のとき、トラスと壁を接合しているあおり止め 金物の釘がひき抜けて、妻トラスは約3 cm ほど外にせり出した(Photo. 10)。そこでジャッキで建物を 引き戻して修復し、今度は桁行方向に加力した。5.8 tonf の時点で南壁の掃き出し開口上部の合板が外に はみ出して、約6 tonf でこの部分が破れ出した。以後荷重の上昇とともにこの破れが進行し、7.586 tonf で突然帯金物の釘がひき抜けて建物の加力側が約2 cm 浮き上がり、荷重も低下した(Photo. 11)。

建物の最大耐力をさらに上昇させるためには,開口上端隅角部附近の合板の補強と,浮き上がり止め金 物の追加が有効であろう。

最大荷重時の南壁の変形を壁単体試験と構造体試験で比べてみると、両者とも 1/35 rad となっており



Photo. 10. 張間方向加力によるトラスのズレ Slip at truss-top plate joint.

Photo. 11. 西南隅角部の研損 Failure at south-west corner of house.

両者とも同じ程度であった。桁行方向加力の最大荷重 7.586 tonf は北, 南壁 それぞれ がその 1/2 (3.793 tonf) ずつ負担していると考えられる。この値は南壁単体試験の最大荷重 3.521 tonf を超えている。壁単体試験では下枠は土台と基礎にボルトでアンカーしているが,構造体試験ではこのアンカーボルトは使用していない。この下枠の接合方法の違いにもかかわらず,構造体試験での南壁は、単体試験と同程度の最終的な変形をし、かつ最大荷重が単体以上であったということは、南壁に直交する壁(この場合主として 西壁) がアンカーボルトと同等以上の効果を発揮したものと考えてよいであろう。

8.2.3 実大効果

現行の木構造の設計概念では、建物内の各方向の盲壁を耐力壁と見なして、これらが建物耐力の8割を 保有し、残りの2割は小壁などが保有するとしている。ここではこの2割の中に含まれる直交壁の効果を 検討した。

Fig. 75 は、桁行加力のとき、荷重は 1/2 ずつ南北の壁に加わるとした建物の変形曲線 および 6P 開口 壁単体試験の変形曲線を描いたものである。またこれには 2P 盲壁の変形曲線も描いてあるが、これは南 壁の盲張部分は 3P であるので、その盲張部分の長さに換算してある。この図で 2P 盲壁と開口壁単体と の差は小壁の影響、開口壁単体と構造体との差は、実大建物になったための実大効果と考えられる。

Fig. 76 は, 張間方向加力における変形曲線と, 2P 盲壁の変形曲線をこの方向の壁長の総和 6P に換算 したものとを示したものである。この図は, 東西両妻壁は 2P 盲壁より上に位置していて, 小壁の影響に より剛性が上昇していることを示しているが, 間仕切壁は 2P 盲壁より下にあり, 構造体試験ではこの間 仕切壁に力が集中していることを示唆している。

これについては後述するが、間仕切壁は荷重全体の40%を負担し、妻壁は30%ずつ負担している。 ここで建物の各方向毎に実大効果を整理するために、実大効果係数Fを次のように定義する。

$F = P_F / \sum P_u$

ここに P_F は実大建物のある特定の変形(仮に d とする)時の荷重であり、 P_u は建物を構成する壁要素の同一変形(d)時の荷重で、 ΣP_u は各壁要素の総和を意味する。Fig. 77 にこれを示す。ここでは壁要素として 2P 盲壁および開口壁を用いている。Table 38 にこれらの値の平均値を示した。開口壁に対



Load-deformation curve. (South wall)

Ş

するこの係数の値は、構造体に組立てられたことによって生ずる効果すなわち本試験の場合には、加力方 向に平行な壁に接して存在する直交方向の壁の効果(直行壁効果)と考えられる。桁行方向の場合には、 この値は1より小さくなっている。この原因は前述した上載荷重の違い、脚部アンカーボルトの有無とい った試験条件の相違の他に、偏心により生ずるねじれの影響も受けていると考えられる。本試験では顕著 な直交壁効果は現れなかったといえよう。

2P 盲壁に対する実大効果係数は、小壁および 直交壁 の 効果を 含んだ値で ある。張間方向の この値は 1.10 となっており、非耐力部材の効果をも勘案した値 1.20 を満たしていない。しかし非耐力部材の保有 耐力 2 割という値は、実際の建物の構造耐力試験より得られた値と考えられるので、この中には内外装材 や、造作材などの効果も含まれているといよう。したがって 本試験で得られた値 1.10 の多寡を論ずるに は今後の研究にまたねばならない。

一方,桁行方向については, この値は 1.57 とかなり 大きな値を示している。 これは 2P 盲壁の剛性評 価を低く見積り過ぎていることに原因しており,過剰設計となっている。材料の有効利用の上から,より 確度の高い設計をするために,小壁の影響を加味した開口壁の剛性・耐力についてのより深い研究が望ま



Fig. 76. 荷重 - 変形曲線(張問方向) Load-deformation curve. (Span direction)

Table 38. 実大効果係数の平均値 Mean valuns of coefficient of full-scale effect.

()内は標準偏差 () Standard deviation

壁 Wall	桁 行 ¹⁾ Ridge direction	張 間 ¹⁾ Span direction	桁 行 ²⁾ Ridge direction	張 間 ²⁾ Span direction
2 P 盲 壁 2 P blind wall	1.57 (0.14)	1.10 (0.08)	1.14 (0.19)	0.83 (0.10)
開 口 壁 Wall unit with opening	0,96 (0,12)	1.03 (0.08)	—	

1) $\gamma_1 \ \epsilon \prec - \varkappa$ Values based on γ_1 .

2) 2 P盲壁は 73, 構造体は 71 をベース Values based on 73 of 2P blind wall and 71 of house.





れるところである。

次に 2P 盲壁から構造物の挙動を推定する方法について検討してみる。

Fig. 78 は、2P 盲壁の変形は、載荷式試験法の 7%、構造体の変形は 71 を用いて計算した実大効果係数 である。またこの値の平均値を Table 38 に示した。

この値は双方とも 71 を用いて求めた値(Fig. 77)と比べてみると、かなり低くなっている。この値が 1.0より低いということは、2P 盲壁の剛性を高く評価し過ぎていることを意味している。Fig. 78 から変 形の増大に伴い,この値が漸増傾向にあることが読み取れる。Table 38 からは, 71をベースにした値の 方が, 78 をベースにした値よりバラツキが小さいことがうかがえる。

以上のことより、本試験のように鉛直荷重を加えたラッキング試験での 2P 盲壁の耐力評価には、小壁の影響が詳らかでない現時点では、安全側の値を与える 71 をベースにした 値を採るのが妥当で あると考えられる。

8.2.4 建物のねじれ

Fig. 79 のように、建物の幾何学的中心 M から剛心 R が e だけ偏っている建物に、外力 P/2 が 2 か 所に加わると、建物にはねじれが生ずる。ここでは建物のねじれを計算する式を次のように導いた。

いま外力 P が剛心 R に作用する時の釣合条件から次式が得られる。

$P_1 = k_1 d$	 1)
$P_2 = k_2 d$	 2)
$P_m = k_m d$	 3)
$P_1 + P_2 + P_m = P$	 4)
$P_2(l+e) + P_m e = P_1(l-e)$	 5)

ただし、d は建物の変位、 P_1 , P_2 , P_m はそれぞれ西東、間仕切壁の復元力、 k_1 . k_2 , k_m はそれぞれ西, 東、間仕切壁のバネ定数である。これから偏心距離 e が次のように求まる。



- 122 --

さて Fig. 79 のように 外力が作用し、剛心 R にその反力 P が 作用すると、建物には ねじれだけが 生じ、これによる各壁の変位は Fig. 79 のように書き表される。このねじれに伴う変位により引き起される 各壁の復元力の剛心 R に関するモーメントは、外力の偏心モーメントに釣合う。これから

$$\theta = \frac{e}{k_1(l-e)^2 + k_2(l+e)^2 + k_m e^2 + k_n w^2 + k_s w^2} P \quad \dots \qquad (8. 8)$$

桁行方向加力の場合には、 $k_m = 0$ として、Fig. 79 を 90°変換して考えればよいから $k_1 \rightarrow k_n$ 、 $k_2 \rightarrow k_s$ 、 $w \rightarrow l$ 、 $l \rightarrow w$ 、 $k_s \rightarrow k_2$ 、 $k_n \rightarrow k_1$ などとすればよい。したがって桁行方向加力の場合には、

$$\theta' = \frac{e'}{k_n (w - e')^2 + k_s (w + e')^2 + k_2 l^2 + k_1 l^2} P \qquad (8.10)$$

本試験では k1=k2 であるからこの場合には (8.10) 式は整理して次のようになる。

開口壁単体試験結果から、桁行方向加力の場合の偏心距離 e を求めてみると、変形 1/300 rad あたりで $k_1=60 \text{ kgf/mm}, k_n=214 \text{ kgf/mm}, k_s=117 \text{ kgf/mm}$ が得られるのでこれらを式(8.9) に代入して、偏心距離は

e=533 mm

偏心率ァは,

r = e/2 w= 0.15

となった。

また各壁のバネ定数の値を式(8.10')に代入して計算した値と実測値とを Fig. 80 に示した。実測値で 一部不連続のところがあるが、これは張問方向加力で破損が生じた後に行った試験のためである。

実測値はほぼ直線であり計算値は比較的よくその傾向を表しているといえよう。

8.2.5 ダイアフラム剛性と壁の荷重分担率

いま間仕切壁における屋根ダイアフラムのたわみを δ_m とする。この δ_m は Fig. 81 のように間仕切壁 のない建物のたわみと, 間仕切壁の反力 P_m によるたわみを重ね合せて求められるものとする。実際に は, 屋根ダイアフラムと壁との接合部(本試験の場合にはあおり止め金物を用いたトラスと壁の接合部) においてズレが生じていると考えられるが, このズレは微少で無視できるものと仮定する。これについて は後で検討する。

Fig. 81(a) において、P が剛心 R に作用する場合の壁の変位 f は次式で表される。

$$f = \frac{P}{k_1 + k_2}$$
 (8.11)

外力の合力が剛心に作用しないときには,建物はねじれるので,各壁の変位は次のように書き表される。



Torsion of house.

$\delta_1 = f - (l - e)\theta$	(8.12)
$\delta_2 = f + (l+e)\theta$	(8.13)

また剪断応力はダイアフラムの幅 (2w) 方向で一定とすると、ダイアフラム固有のたわみ δg はダイアフ ラムの断面積を A (この場合は合板厚さ×2w)、剪断力を Q、ダイアフラムの剪断剛性係数を G とする と、次のように求められる。

$$\delta_8 = \int_0^l \frac{Q}{AG} d_x$$
$$= \frac{Pl}{4AG} \qquad (8.14)$$

一方,間仕切壁に加わる力を P_m とし, P_m により生ずる 各部のたわみを Fig. 81 (b) のように表す と,それらは次のように示される。

$\delta_4 = -g + (l-e)\theta'$	(8. 15)
$\delta_{\delta} = -g - (l+e)\theta'$	(8. 16)
$\boldsymbol{\delta}_6 = -\frac{\boldsymbol{P}_m \boldsymbol{l}}{2\boldsymbol{A}\boldsymbol{G}}$	(8. 17)

ここで偏心距離 e, ねじれ θ, θ' は式 (8.6) および (8.8) から次のようになる。

$$e = \frac{k_1 - k_2}{k_1 + k_2} l$$

$$\theta = \frac{e}{k_1 (l - e)^2 + k_2 (l + e)^2 + k_n w^2 + k_s w^2} P$$

$$= KP$$

$$\theta' = KP_m$$



Deflection of roof diaphragm.

したがって間仕切壁部分のダイアフラムのたわみ ôm は次のようになる。

$$\delta_m = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} + \delta_8 + \frac{\delta_4 + \delta_6}{2} + \delta_6 \qquad (8.18)$$

また $P_m = k_m \delta_m$ の関係があるから、以上を整理すると、

$$\frac{P_m}{P} = \frac{\frac{1}{k_1 + k_2} + eK + \frac{l}{4AG}}{\frac{1}{k_m} + \frac{1}{k_1 + k_2} + eK + \frac{l}{2AG}}$$
(8.19)

式 (8.19) は k1=k2 の場合には

$$\frac{P_m}{P} = \frac{k_m (k_1 l + 2AG)}{2(2k_1 AG + k_m AG + k_1 k_m l)}$$
(8.19)

となる。

開口壁単体試験より1/300 rad あたりまでの変形を直線とみて、各壁のバネ定数を次のとうり得た。

 $k_1 = 60 \text{ kgf/mm}$

 $k_m = 70 \text{ kgf/mm}$

また第7章で実施した本試験の屋根とほぼ同一の構造形態の屋根ダイアフラムの構造耐力試験より得られた屋根ダイアフラムの剛性Gを6.4 kgf/mm²として、これらの値を式(8.19′)に代入すると

 $P_m/P = 0.40$

という値が得られた。間仕切壁単体試験のデータを基にして構造体試験における間仕切壁の変形量からこの値 P_m/P を求めたものを Fig. 82 に示す。

式(8.19′)から得た計算値は、大略実測値と合っているといえよう。Fig. 82 は変形の増大に伴い、間 仕切壁に力が集中していく模様を示している。

次にトラスと壁の接合部のズレについて検討してみる。間仕切壁部分のズレを起す剪断力 Q₁は,



である。あおり止め金物の接合耐力試験の結果を用いて接合部のズレを計算し、ダイアフラム全体のたわ みに占める割合を求めてみると、間仕切壁が 1/300 rad 変形した時点では 4 % であった。この程度の数値 は無視しても不都合はないであろう。

ダイアフラムの水平剛性とその下に位置する壁が負担する荷重との関係を, Fig. 79 のような加力形式の場合について検討を加えた。

Fig. 83 および Fig. 84 は偏心率 r=e/2I, 壁の剛性比 $t=k_m/k_1$ および G が それぞれ変化したとき,間仕切壁または妻壁が全体の荷重の何割を分担するかという荷重分担率がどのように変るかを示したものである。双方の壁とも、 $G=2 \text{ kgf/mm}^3$ 以下ではこの荷重分担率の変化率は大きいが、2を超えるとその



-126-



by each wall to overall load. (Gable wall)

値が無限大になっても分担率の変動は少ない。 偏心率 r および剛性比 t によって荷重分担率は かなり大 きく変化することが読みとれる。以上のことから、実際の建物においてはダイアフラムの剛性がある程度 (2kgf/mm³) 以上であれば,壁に入る力はそれ程大きな変りは無くなり、"壁を釣り合いよく配置"して 偏心を無くすることが力の集中を防ぐ上からも極めて重要な事柄であることがわかる。 8.2.6 脚部の浮上りと変形

脚部の浮き上がりが壁の長さ方向でどのように変化していくかを調べた(Fig. 85)。加力点に最も近い 点の浮き上がりはかなり大きい。ここから遠ざかるにつれて減少していくが、掃き出し閉口のところでは 最も大きな浮き上がりを生じている。6Pの場合、4Pを超えるあたりからは浮き上がりはなく沈下だけに なっていくようである。



-128 -

Fig. 86 は壁の盲張部分の補正した変形をプロットしたものである。右端の点は壁全体の変形 (78) が 1/200 rad であることを示したものである。壁頂部変位は壁の長さ方向ではあまり変化はないので, この 盲張部の変形は脚部の浮き上がり量に大きく依存している。Fig. 85 において, 浮き上がりの左端と右端 の点を結んだ線の傾きより急な傾きを持つ盲張部分の変形は, 壁全体のそれより小となる。

Fig. 86 で北壁の一部で壁全体の変形を超えているものがあるが、これはいま述べた Fig. 85 の浮き上がりの傾向と一致している。

Fig. 86 で明らかなように,壁全体の変形と個々の盲張部の変形は大きく違っているところがあるので,補正した変形として,このような壁全体の変形を用いのはその趣旨にふさわしくない。

補正した変形 γ が真の変形すなわち釘および 面材の変形に応じたものを 表すためには、その壁の各盲



Deformation of blind part along each wall.

林業試験場研究報告 第330号

壁 単 体 Wall unit			構造体 House		
γ 1	78	7a ¹⁾	γ 1	73	7a ¹⁾
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1,00
1.13	0.82	1.20	3, 64	2.63	8>
1.13	0.82	1.20	—		
1.22	0, 89	1.36	2,83	1.94	3,00
2.06	1.47	1.51	3. 23	2.31	2.92
1.60	1,19	1.67	3.34	2.24	3.21
	壁 71 1.00 1.13 1.13 1.22 2.06 1.60	壁 単 Wall unit 71 78 1.00 1.00 1.13 0.82 1.22 0.89 2.06 1.47 1.60 1.19	EE EW $Wall unit$ (A) γ_1 γ_8 γ_a^{13} 1.00 1.00 1.00 1.13 0.82 1.20 1.13 0.82 1.20 1.22 0.89 1.36 2.06 1.47 1.51 1.60 1.19 1.67	EE EE $Wall$ unit K $Å$ γ_1 γ_8 γ_a^{13} γ_1 1.00 1.00 1.00 1.00 1.13 0.82 1.20 3.64 1.13 0.82 1.20 1.22 0.89 1.36 2.83 2.06 1.47 1.51 3.23 1.60 1.19 1.67 3.34	$\underline{\mathbb{W}}$ <

Table 39. 1/200 rad 変形時の荷重の比²⁾ Ratio of load when 1/200 rad deformed.

1) 7a: 各盲張部分の変形の平均値 Average deformation of each blind part in wall.

2) 各パネルとも 2P に換算 Conversion value to 2P.

3) 変形が 1/200 rad に達しなかった。 Deformation did not reach to 1/200 rad.

張部分での変形を平均化する等の方策が必要であろう。 Table 39 は、このように平均化した変形 γ_a と γ_1 、 γ_3 とを比較したものである。

2P 盲壁を1としたときの各壁の比をみると、 γ_8 では開口壁の方が減少している場合もあるが、 γ_a では この値はすべて増加している。すなわち実際の壁の変形量(釘および面材の変形度合)を表すには γ_a が 過当と思われる。

8.3 摘 要

合板を面材とダイアフラム構造システムを実際の建物に適用して,その構造耐力試験を行い,併せて建 物構成要素のラッキング試験を実施し,次のような知見を得た。

実大建物において、脚部に帯金物を取り付けることによる剛性の増加は、 1/600 rad 程度の変形段階で はわずかなもので、10%以内であった。

建物の耐力上昇のためには、屋根構面と壁とを十分強固に緊結する必要があろう。

本試験では、剛性に関する直交壁効果は顕著には現れなかった。

間仕切壁に加わる力の割合を,ダイアフラムの剪断剛性との関連で導いた計算式は実験値とよく一致した。

実大建物試験における水平剛性,ねじり剛性は,建物を構成する各開口壁単体の試験結果から計算した 値とよく一致した。

第9章 結 論

木質平面材料,特に合板は木材の持つ力学的異方性をそのまま受け継いでおり,その力学的取扱いは複 雑である。また面材を用いた構造部材の取扱いも,例えば釘接合により構成される部材などでは,その接 合部の力と変形との関係がすぐ直線を離れて非線形領域に入ってしまうため,いままでのところその解析 は進んでいない。 本研究は木質平面材料の有効利用を 図る目的で, このような 問題に 対して 実験的・理論的検討を加えた。

まず,木質平面材料が実際に最も多く使用される条件の一つである対辺支持板を採りあげ,支持辺が無限に長い場合,およびこれが有限の矩形板に中央集中荷重が加わる場合について,直交異方性板の微分方 程式から厳密解を誘導した。そして有限矩形板については,直交異方性板および等方性板を用いた実験と 比較した結果,理論値は実験値によく合うことを検証した。これによりこの境界条件下の木質平面材料の たわみを,等方性,直交異方性を問わず計算できるようになった。

本研究では単純支持条件をとりあげているが、実際の場面では釘打や弾性接着剤による接着など、単純 支持と固定支持の中間的な支持条件で用いられることも多い。さらに支持線が3以上の連続板となる場合 も多い。このような問題の解決は複雑な手続きが必要になると予想されるが、今後に残された課題であ る。

次に、合板に桟木を接着して構成したストレスト・スキン・パネルの曲げ問題をとりあげ、 Амама ら によって与えられている解の妥当性、および有効幅やさらに 圧縮側フランジの 座屈挙動に ついて、実験 的・理論的に検討した。

その結果, Amana らの解は妥当であること, また本報において実際に即して定義した有効幅も実験値 とよく一致していて, 梁の初等公式にこの有効幅を適用して, パネルのたわみを計算できることを確かめ た。

そして、有効幅に影響を与える弾性パラメータについて検討し、フランジの幅とスパンの比 b/L、フラ ンジの y 方向の引張(または圧縮) ヤング係数とフランジの剪断弾性係数との比 E_y/G_{zy} が大きな影響を 与えることを突きとめ、このことを利用して有効幅を算出するための図を作成した。また圧縮側フランジ の応力分布をシアラッグを伴う不均一性のものとして、この応力により引き起されるフランジの座屈問題 を RAVLEIGH-RITZ の方法を用いて解き、最終的には行列の固有値を求めるという固有値問題に帰着せしめ ることができた。このように、フランジとリブを接着したパネルの曲げ問題のうちで、応力分布状態やた わみを計算する手法は確立されたと言ってよいが、フランジの座屈挙動については実験的検証がまだ行わ れていない。これを実験的に確かめ、ストレスト・スキン・パネルの総合的な設計方法を確立することは 今後に残された問題である。

次に、合板をウェブ材とし、製材をフランジ材として接着構成したボックスビームの設計方法並びにと の設計に用いた構造用合板の許容応力度について検討するため、モデル的な梁から実大の梁に至るまで各 種の梁の曲げ試験を実施した。

その結果,合板に与えられている各種の許容応力度は妥当なものであり,またこの許容応力度を用いた 設計方法も的確なものであることが検証された。

ウェブの座屈に関しては、極端に薄い材料を用いない限り実用的寸法では許容応力度の低減は必要なこ とがわかった。そして座屈安定性の目安として剪断辺長比 *a*/*a*₀ を1以下とすべきであることが判明した。 また本実験でフランジとウェブの接合に採用した釘圧締による接着も十分実用化できるものであることが 確かめられた。

以上の実験的,理論的検討の結果,合板ウェブを用いたボックスビームは,構造的に信頼できるもので あることが確かめられた。 次に,枠組に各種平面材料を釘打ちした壁パネルの水平力に対する性能をとらえるために, ラッキング 試験を実施した。

その結果,木質平面材料を張った壁パネルは剪断性能に優れており,釘の種類や間隔を変えることによ り高い壁倍率が得られることがわかった。さらに、非線形領域にすぐに入ってしまうため、解析が困難で あった壁パネルの変形問題について検討した。そして、タイロッドを用いた試験法Aにおいて、釘接合 部のスリップ曲線と壁の変形曲線とは互いに相似で、ともに指数関数で近似できることを確かめ、パネル の変形計算式を誘導して、これと実験値とを比較した結果、両者のよい一致をみた。このことによって、 面材を張った壁パネルの剛性や壁倍率は、その面材を使った釘接合部の剪断試験だけから計算できるよう になった。

一方,載荷式の試験法Jにおいては,壁パネルの変形に関する特定の仮定の下で誘導した式は実験値と よく合うことを確かめた。しかし、この試験法Jに関して設けられた仮定は、他の材料や形状の壁パネル にも適用できるかどうかの検討は行っておらず、この点の検討は今後の課題の一つである。

次に、面材を下地材として張った床およびトラスに合板を張った屋根の水平加力試験を行い、各種仕様 の床および屋根の剛性と耐力を調べた。

その結果,面材を張った床および屋根は在来軸組工法の床と比べて,格段に剛性,耐力が高いことが判 明した。また,ダイアフラムの変形を予測するための近似計算式を導き,実験値と比べたところ,ほぼ両 者は一致することを確かめた。

さらに,床や屋根の面外の曲げ試験および下張材自体の集中荷重試験も併せて行い,ダイアフラムとし ての総合的評価を行い,面材張ダイアフラムの性能は剛性,耐力とも優れたものであることを明らかにし た。

水平ダイアフラムは実験的に模型則が成り立ち難いので,実大規模の実験にならざるを得ないが,まだ 実験によってその性能が確かめられていない各種構法のものが数多く残されている。このような実験的資 料の蓄積とともに,その剛性,耐力が予測できるよう,理論的な解析も望まれる。

最後に、ダイアフラム構造システムを適用した建物の実大加力試験と、この建物を構成する壁列の加力 試験を行った。

その結果,剛性に関する直交壁効果は現れなかったこと,建物のねじれは壁列の剛性を用いて導いた直 線式の値と良く一致したこと,間仕切壁に加わる力の割合を,ダイアフラムの剪断剛性との関連で導いた 計算式は実験値と良く一致したこと等が確かめられた。

ダイアフラムおよびそれを適用した実大建物の試験から多くの知見を得ることができたが,残された問題も多い。例えば開口壁パネルの耐力の評価, 歴単体の標準試験による挙動と実大建物内での挙動の関係,いろいろあるラッキング試験法の間の関連性などを挙げることができる。

辞

謝

本研究を行うにあたり,終始温かいご配慮と種々のご教示を賜わった農林水産省林業試験場山井良三郎 次長に心からなる謝意を表します。

実験を行うにあたり,数多くのご示唆をいただき,また便宜を計っていただいた林業試験場畑山礒男構 造性能研究室長,同中井孝材料性能研究室長,同金谷紀行主任研究官,同神谷文夫技官,(財)日本住宅・

- 132 -

木材技術センター鴛海四郎氏に対して心より感謝の意を表します。

本研究を遂行するにあたり、終始ご指導いただいた北海道大学農学部澤田稔前教授、同宮島寛教授、同 上田恒司助教授に対し衷心より感謝の意を表します。

ボックスビームの製造に際し,格別のご協力をいただいた(納佐藤工業, (納三井木材工業に対して, さら に実験遂行に当たり多大のご助力をいただいたボックスビーム部会(木構協), 複合梁委員会((財)日本 住宅・木材技術センター)の委員諸氏に心から感謝の意を表します。

壁および床ダイアフラムの試験を行うにあたり,数多くの便宜とご助力をいただいた(財)日本住宅・木 材技術センター,日本合板工業組合連合会,(財)日本合板検査会,日本繊維板工業会に対し感謝の意を表 します。

引用文献

- 1) 平井信二·堀岡邦典: 合板, 槇書店, 448 pp., (1973)
- 2) HEARMAN, R. F. S. : The Elasticity of Wood and Plywood, F. P. R. Spec. Rept. No. 7, London, 88 pp., (1948)
- 3) MARCH, H. W. : Flat Plates of Plywood under Uniform Concentrated Loads, U. S. Dept. Agr. Mimeo No. 1312, 142 pp., (1942)
- 4) 澤田 稔・上田恒司:木質板に関する研究(第1報),北大演習林研究報,25,61~84,(1967)
- 5) TIMOSHENKO, S. and WOINOWSKY-KRIEGER, S. : Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill, 580 pp., (1959)
- 6) 坪井善勝:平面構造論, 丸善, 246 pp., (1955)
- 7) LEKHNITSKII, S. G. : Anisotropic Plates, Gordon & Breach Science Publishers, New York, 531 pp., (1968)
- 8) AMBARTSUMYAN, S. A.: Theory of Anisotropic Plates, Tecnomic Publishing Co., Inc., Stamford, 248 pp., (1970)
- 9) 平嶋義彦:木質平板の曲げに関する研究,対辺単純支持・他辺自由の矩形板,木材誌,14,317~ 323,(1968)
- 10) 平嶋義彦:木質平板の曲げに関する研究,北海道大学修士論文,125 pp.,(1968)
- 11) 増田 稔: 合板および合板シエルの力学特性に関する研究, 139 pp., (1976)
- 12) PERKINS, N. S.: Plywood, The Douglas-Fir Plywood Association, 132 pp., (1962)
- NEWLIN, J. A.: The Design of Strength of Flat Panels with Stressed Coverings, F. P. L. Report No. R, 1220, p. 7, (1940)
- 14) DIETS, A. G. : Engineering Laminates, John Wiley & Sons. Inc., 797., (1949)
- WARDLE, T. M. and PEEK, J. D. : Plywood Stressed Skin Panels : Geometric Properties and Selected Design, TRADA, 37 pp., (1970)
- REISSNER, E.: Least Work Solutions of Shear Lag Problems, Journal of the Aeroneutical Sciences, 8, 7, 284~291, (1941)
- 17) REISSNER, E.: Analysis of shear Lag in Box Beams by the Principle of Minimum Potential Energy, Quatery of Applied Mathematics, 4, 3, 268~278, (1946)
- TIMOSHENKO, S. and DOODIER, J. N.: Theory of Elasticity, McGraw-Hill Book Co. Inc., 506 pp., (1951)
- 19) 劔持 潔・石渡喜久治・林 龍一・高柳寛司:サンドイッチパネルの強度設計,23 pp.,(1973)
- TOTTENHAM, H.: The Effective Width of Plywood Flanges in Stressed Skin Construction, The Timber Development Association Ltd., London, 20 pp., (1958)

- AMANA E. J. and Booth, L. G.: Theoretical and Experimental Studies on Nailed and Glued Plywood Stressed-Skin Components: PART 1. Theoretical Study (et seq.), J. Inst. Wood Science, 4, 2, 19~34, (1967)
- 22) MÜLLER, H.: Mitwirkende Breite des Plattenbalkens. Definitionsgleichungen und Abhängigkeit von der Randquerträgerausbildung, Wiss. Zeitschr. der TH Dresden, 16, 1, 81~94, (1961)
- Möhler, K., Abdel-Sayed, G. und Ehlbeck, J.: Zur Berechnung doppelschaliger, geleimter Tafelemente, Holz als Roh- u. Werkst., 21, 328~333, (1963)
- 24) MÖHLER, K.: Sperrholz beim Aufbau von geleimten Trägern und tragenden Tafelelementen, Holz als Roh- u. Werkst., 21. 228~234, (1963)
- 25) 平嶋義彦:木質パネルの曲げに関する研究,林試研報, 255, 21 pp., (1973)
- 26) 辻野哲司:接着木質パネルの曲げ剛性(第1報),木材誌, 26, 394~399, (1980)
- FOSCHI, R. O.: Buckling of the Compressed Skin of a Plywood stressed-skin Panel with Longitudinal Stiffeners, F. P. L. of Canada, (1969)
- 28) 杉山英男・杉沢正通・鈴木克臣:合板を接着したストレストスキンパネルの曲げ剛性とその影響因 子に関する実験的研究,日本建築学会論文報告集,203,13~28,(1973)
- 29) 安藤直人・杉山英男:合板を釘打ちしたストレスト・スキン・パネルの曲げ性状,木材誌,26,679 ~685,(1980)
- WASHIZU, K.: Variational Methods in Elasticity and Plasticity, Pergamon Press Ltd., 412 pp., (1975)
- 31) STOY, W. and EGNER, K.: Versuche mit I-förmigen Holzbalken, V. D. I., (1938)
- LEWIS, W. C. : Design of Plywood Webs in Box Beams, USDA Forest Products Lab., No. 1318 (et seq.) 10 pp., (1943)
- 33) Design of Wood Aircraft Structures, ANC-18 Bulletin, 233 pp., (1942)
- NEWLIN, J. A.: Deflection of Beams with Special Reference to Shear Deformations, USDA Forest Products Lab., No. 1309, 19 pp., (1941)
- 35) 高見 勇: Box Beam に関する研究(第1報)曲げ剛性について、木材誌, 7, 101~106, (1961)
- 36) BIBLIS, E. J.: Shear Deflection of Beams, For. Prod. J., 15, 492~499, (1965)
- EHLBECK, J.: Durchbiegungen von Biegeträgern aus Holz unter Berücksichtigung der Schubverformung, Holz als Roh- u. Werkstoff, 27, 253~261, (1969)
- MARKWARDT, L. J.: Form Factors and Method of Calculating the Strength of Wooden Beams, USDA Forest Products Lab., R 1184, 13 pp., (1938)
- USDA Forest Products Laboratory : Form Factors of Beams Subjected to Transverse Loading only, No. 1310, 19 pp., (1941)
- 40) BOHANNAN, B.: Effect of Size on Bending Strength of Wood Members, USDA Forest Products Lab., FPL 56 (1966)
- STIEDA, C. K. A.: Strength of Plywood Box Beams, Forest Products Lab., Vancouver, B. C., 4 pp., (1967)
- 42) 宮島 寛:木造箱型梁のウェブ材としてのシナおよびラワン合板の性能比較,木材学会北海道支部 講演集,10~13,(1971)
- 43) 後藤一雄: 合板ウェブ材に使用した I 型および Box 型木造梁の研究(その1),日本建築学会論文報告集,11~21,(1973)
- 44) 平嶋義彦: 合板箱型梁の強度性能(第1報),林試研報, 294, 195~219, (1977)
- 45) 平嶋義彦:ボックスビーム等横架材利用技術の研究,林業試験場木材部資料,1~32,(1977)
- 46) 平嶋義彦:横架材利用技術の研究,林業試験場木材部資料,1~26,(1978)

- 134 -

- 47) 平嶋義彦:合板ボックスビームの設計法とスパン表,林業試験場木材利用部資料,1~42,(1979)
- 48) 日本建築学会:木構造設計規準・同解説,461 pp.,(1973)
- 49) The American Plywood Association : Plywood Design Specification, 30 pp., (1974)
- 50) The American Plywood Association : Fabrication of Plywood Beams, Plywood Fabrication Specification BB-8, 11 pp., (1974)
- 51) The American Plywood Association : Design of Plywood Beams, Plywood Design Specification, Supplement 2, 16 pp., (1974)
- 52) 辻野哲司:木質箱型梁の曲げに関する研究,木材誌,24,39~45,(1978)
- 53) MARCH, H. W.: Buckling of Flat Playwood Plates in Compression, Shear or Combined Compression and Shear, USDA Forest Products Lab., No. 1316-F (et seq.) (1943)
- 54) 建築研究所:小規模住宅の新施工法の開発, 571 pp., (1975)
- 55) 接着組立梁の製造基準(案),木質構造材料協会ボックスビーム部会資料 No. 42 (1977)
- 56) ANDERSON, L. O. and LISKA, J. A.: Wood Structure Performance in an Earthquake in Anchorage, Alaska. U. S. Forest Service Paper FPL 16. 12 pp., (1964)
- 57) ANDERSON, L. O. : Guide to Improved Framed walls for Houses. U. S. F. P. L. Report No. 31, 28 pp., (1965)
- 58) 杉山英男・竹村喜次:国内産小径木を利用して構成した耐力壁が,直交する壁に接続するときの面 内せん断耐力について(第1報),日本建築学会学術講演梗概集,p. 1523,(1974)
- 59) 杉山英男,鈴木秀三:枠組壁工法を用いた耐力壁のせん断性状に及ぼす試験方法・シージング材・ 釘打ちの影響に関する実験的研究(第1報),(第2報),日本建築学会論文報告集,第232号,1~16, (1975),第233号,39~50,(1975)
- 60) 鈴木秀三・杉山英男:枠組壁工法を用いた耐力壁のせん断性状に及ぼす水平長さの影響に関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,p. 1333, (1975)
- 61) 杉山英男・竹村喜次:枠組壁工法を用いたシージング・インシュレーション・ファイバーボード張 り耐力壁のせん断耐力に関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,p. 1335, (1975)
- 62) 山井良三郎:木質壁パネルの強度性能,材料,20,1220~1225,(1971)
- 63) 丸山 武・吉田弥明・田口 崇:枠組壁工法による 合板張り 耐力壁の せん断性能,林産試月報, 333, 17~18, (1979)
- 64) IIZUKA, G.: Effect of the Sheathing Materials on the In-Plane Shear Strength of the Wood Frame. Bulletin of the Faculty of Engineering, Yokohama National University, 24, (1975)
- 65) 石山祐二:枠組壁工法による 耐力壁の 面内剪断試験の 考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1331, (1975)
- 66) 有馬孝禮:木質系壁パネルの鉛直加力下の水平交番加力に対する面内せん断性能の実験的研究(第 1報),日本建築学会関東支部研究報告集(1976)
- 67) 有馬孝禮・楡木 宪:枠組壁工法耐力壁の面内せん断耐力と釘接合の関係一耐力低減評価手法への 試みー,日本建築学会関東支部研究報告集(1978)
- 68) 金谷紀行・平嶋義彦・畑山蟻男:構造用合板張り耐力壁の面内せん断耐力に及ぼすくぎ打ちの影響 (その1),木材工業 34, 3, 25~27, (1979)
- 69) 神谷文夫・平嶋義彦・畑山礒男,金谷紀行:構造用合板張り耐力壁の面内せん断耐力に及ぼすくぎ 打ちの影響(その2),木材工業34,4,20~22,(1979)
- 70) 林 勝朗:木質系開口壁パネルのせん断耐力に関する研究,日本建築学会論文報告集,233,33~38,(1975)
- TUOMI, R. L. and MCCUTCHEN, W. J.: Racking Strength of Light-Frame Nailed Walls, Journal of the Structural Division, 1131~1140, (1978)
- 72) 平嶋義彦・金谷紀行・畑山蟻男・神谷文夫:既存木造住宅の耐震補強に関する研究(第2報), p.

1785, (1979); (第4報), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1989, (1980)

- 73) 平嶋義彦: 釘打面材張り耐力壁の剪断変形式の誘導,木材誌, 27, 141~143, (1981)
- 74) 久田俊彦:木材壁体の耐力に関する研究,日本建築学会論文集,42,71~79,(1951)
- 75) SILLINGER, J. R. and C. DUNTRYMAN, D.: Lateral Tests of Full-scale Plywood-sheathed Roof Diaphragms, Oregon FPL. Report No. T-5 (1953)
- 76) TISSELL, J. R.: 1966 Horizontal Plywood Diaphragm Tests, APA Lab. Report 106, 48 pp., (1966)
- 77) International Conference of Building Officials : Uniform Building Code, 651 pp., (1976)
- 78) 建築研究所:小規模住宅の新施工法の開発(1976)
- 79) 佐野 弘:木造床組の面内剛性と支持力配分に関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概 集,p. 1995, (1980)
- 80) 飯塚五郎蔵・田中克章:木構造における水平構面のせん断耐力,日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1997, (1980)
- 81) 平嶋義彦・鴛海四郎: 枠組壁工法住宅床組の構造耐力試験(I),(Ⅱ),(Ⅲ),木材工業,32,396 ~398,(1977);32,552~554,(1977);36,67~70,(1981)
- Industrial Stapling and Nailing Technical Association : Manual No. 2-73-76, Pneumatic and Mechanically Driven Building Construction Fastners.
- 83) Western Wood Products Association : Western Woods Use Book, 316 pp., (1974)
- 84) 石山祐二・大政良博・田村正男:在来軸組工法による木造住宅の耐力壁に関する実態調査,日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 1985, (1978)
- 85) Rose, J. D. : Field-Glued Plywood Floor Tests, APA Lab. Rept 118, 56 pp., (1969)
- YOKEL, F. Y., HSI, G. C. and SOMES, N. F. : Full Scale Test on a Two-Story Houses Subjected to Lateral Load, Building Science Series-44 (1973)
- 87) TUOMI, R. L. and MCCUTCHEN, W. J.: Testing of a Full-Scale House under Simulated Snowloads and Windloads, USDA Forest Service Research Paper FPL 234, 132 pp., (1974)
- 88) 杉山英男・野口弘行・菊池重昭・鈴木秀三・久保田動・竹村喜次:枠組壁工法による木造建物(T S型)の実大水平加力試験の結果について、日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 477, (1973)
- 89) 杉山英男・菊池重昭・野口弘行・鈴木秀三・久保田勤・竹村喜次・蜂巣 進:枠組壁工法による木 造建物(HB型)の実大水平加力試験の結果について、日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 473, (1973)
- 90) 杉山英男・菊池重昭・野口弘行:実大建物加力試験を通して見た枠組壁工法による合板張り耐力壁 のせん断耐力,日本建築学会論文報告集,第247号,11~23,(1976)
- 91) 野口弘行・杉山英男:枠組壁工法建物内における層せん断力の流れについて(第1報),(第2報), 日本建築学会論文報告集,第248号,1~12,(1976);第261号,13~24,(1977)
- 92) 鈴木秀三・杉山英男・竹村喜次:枠組壁工法実大建物における耐力壁の挙動分析(第1報),(第2 報),日本建築学会論文報告集,第269号,49~60,(1978);第271号,15~26,(1978)
- 93) 佐野 弘: 7×7 試作住宅の構造試験, AWCOM, 37, 26~29, (1977)
- 94) 佐野 弘・伊藤友一:間伐材を利用した試作住宅に関する実大実験,日本建築学会大会学術講演梗 概集, p. 1993, (1978)
- 95) 平嶋義彦・神谷文夫・畑山礒男・金谷紀行:間伐材利用実大建物の加力試験,日本建築学会関東支 部研究報告集, p. 377, (1980)
- 96) 平嶋義彦・神谷文夫・畑山礒男・金谷紀行:木質パネル構造に関する研究(第2報),林試研報, 315,39~65,(1981)
- 97) 日本木質構造材料協会:間伐材等小径材利用住宅工法に関する調査研究報告書,263 pp.,(1977)

- 136 -

Studies on the Structural Performance of Wood-Based Panels

Yoshihiko HIRASHIMA(1)

Summary

The theoretical dealing with wood-based board materials, especially plywood, is one of the complicated and difficult dynamic problems, because those materials succeed to the orthotropy of wood. And it is also difficult problem to deal theoretically with structural member constructed by those board materials, because the relationship between load and deformation of joints is not linear from initial stage of loading.

Having the object to use those materials effectively and rationally, those problems mentioned above were experimentally and theoretically discussed in this study from chapter 3 to chapter 8.

First, in chapter 3, the problem of rectangular flat plate subjected to external load perpendicular to its plain were discussed.

The rigorous solutions for the plate with two simply supported edges, in case of infinitely long edges or finitely long edges, applied centrally concentrated load, were derived from the differential equation for orthotropic plates. And this solution for finite plates was verified by the results of experiments on orthotropic or isotropic plates. Then the available methods to predict the deflection of both isotropic and orthotropic plate were presented.

Then, in chapter 4, the problems of bending of stressed-skin panels, which are constructed from panels with glued ribs, were dicussed about the validity of the solution presented by AMANA *et al.*, the effective breadth of flanges and the buckling behavior of compressive flanges.

From the discussion using the theoretical methods and the experimental verification, it is proved that the AMANA's solution is valid for these problems and the effective breadth of flange newly defined in this study agree well with the experimental results. This discussion made it clear that deflection of stressed-skin panel was able to be calculated from the ordinary bending formula for beam applying this effective breadth. And numerical experiments on elastic parameter affecting the effective breadth made it clear that b/L and E_y/G_{xy} were most influential among the elastic parameters. Using this fact, some charts to estimate the effective breadth of flange were prepared. Moreover, the problems of buckling occuring at compressive flange, when such a panel was subjected to bending, were solved by using the method of RAYLEIGH-RITZ. In this procedure, the theory was developed over the buckling behavior of the flange subjected to shearing force distributing and varying along the edge of the flange with the shear lag. And this procedure finally resulted in the method of solving an eigenvalue of matrix, i. e. eigenvalue problem.

In chapter 5, to establish the rational design method for plywood built-up beams, made of lumber flange and plywood web glued together, a large scale experiment including from model beams to full-size beams was conducted.

The results of bending tests on those plywood beams made it clear that the each allowable stress prescribed for construction plywood was reasonable and that the design method employed

Received November 30, 1983

⁽¹⁾ Wood Utilization Division

in this study was rational.

The followings became clear after the discussions. For the web buckling problem it is not necessary to consider the reduction of allowable stress as far as plywood having practical thickness, not extremely thin, would be used. In this case, the ratio of side length of shearing field should be less than unity.

The nail-gluing between web and flanges employed in this study showed the sufficient performance for practical uses.

From these experimental and theoretical discussions the strutural safeness of plywood beams was confirmed, and these plywood beams were approved by the Housing Loan Corporation as a component in light frame constructions.

In chapter 6, racking tests on bearing walls sheathed with plywood or other sheet materials such as particleboard, wood-cement particleboard, sheathing fiberboard etc. were conducted in order to make clear their structural characteristics. The tests were conducted under two kinds of test condition; one was ASTM method using tie rod and the other was that applied a simulated vertical load and no tie rod used. There was no effective method to estimate the racking deformation of sheathed wall until this study because of the difficulty due to the non-linear problem between load and deformation.

In this study, using the fact that load-deformation curve of wall is similar to load-slip curve of nail joint, and each curve is able to be approximate to an exponential curve, the approximate deformation formulas for sheathed walls were derived for two test conditions. This formula for the former test condition (ASTM method) was verified by experiment, and close agreement between theoretical and experimental value was obtained. Hence, the approximate method to estimate the rigidity or shear load factor using only a few informations, dimensions of wall, the characteristic of nailed joint and modulus of rigidity of sheathed material was established.

Moreover, for the latter test condition, applied a simulated vertical load the deformation formula of wall was derived under the perticular assumption with respect to its deformation. And close agreement between theoretical and experimental value was also obtained. However, further investigation is necessary for this test condition to confirm the possibility of applying this assumption to other types of wall.

In chapter 7, horizontal loading tests on diaphragm sheathed with board materials were conducted for various kinds of floor and roof system. According to these test results, floor system sheathed with board materials was much superior to that of Japanese traditional house.

In this chapter, an approximate fomula to estimate the deformation of diaphragm was derived, and examined its validity. Furthermore, from the results of bending test on floor or roof subjected to the external load normal to its plain, and from concentrated loading test applying a load at the center of sheathing materials, the superiority on structural performance of such a diaphragm was confirmed.

Last of all, in chapter 8, horizontal loading tests on a full-size wooden construction to which the diaphragm system was applied, were carried out. The same tests on the wall units construction were also conducted. And the following new information were obtained.

It can be considered that there is almost no effect of walls normal to the load on the stiffness of the construction. Concerning the twist of the construction, theoretical value calculated from the linear formula, which is derived using the equilibrium condition of wall units, agreed well with the experimetal one.

-138 -

The theoretical formula was derived in order to estimate the rate of force applied to the internal wall under consideration of stiffness of roof diaphragm. And this formula war examined its validity, then, close agreement between observed and calculated values was confirmed.