

木質フレーム構造体の非線形力学応答に関する研究

Study on Nonlinear Mechanical Response
of Timber Frame Structure

榎本 敬大

①
木質フレーム構造体の非線形力学応答に関する研究

Studies on Nonlinear Mechanical Response
of Timber Frame Structure

槌 本 敬 大

目 次

第1章 緒言	1
1. 1 地球環境と木材の有効利用について	1
1. 2 木質構造物の耐震性について	5
第2章 既往の研究	7
2. 1 木質接合部の半剛節挙動に関する研究	7
2. 2 木質トラスに関する研究	8
2. 3 木造躯体の動的挙動に関する研究	9
2. 4 実大木質構造建造物の静的変形挙動に関する研究	11
第3章 解析理論	15
3. 1 本章の目的と概要	15
3. 2 半剛節剛性マトリックスの誘導	15
3. 2. 1 剛性マトリックスの誘導	15
3. 2. 2 半剛接挙動の考慮	22
3. 3 固有値解析	26
3. 4 減衰マトリックスの誘導	26
3. 5 線形加速度法による逐次積分法	28
第4章 T字型接合部モデルの線形振動解析	30
4. 1 研究の目的と概要	30
4. 2 実験	30
4. 2. 1 T字型接合部モデル	30
4. 2. 2 接合部性能試験と接合係数	33
4. 2. 3 自由振動試験	35
4. 2. 4 強制振動試験	37
4. 3 結果および考察	38
4. 3. 1 接合部性能試験結果と接合係数	38

4. 3. 1 (a) 静的加力試験と接合係数	38
4. 3. 1 (b) 非線形挙動と履歴減衰定数	44
4. 3. 2 自由振動試験の結果および考察	45
4. 3. 3 強制振動試験の結果および考察	46
4. 3. 4 固有値解析の結果および考察	49
4. 3. 5 減衰定数の解析結果および考察	53
4. 4 まとめ	56
4. 4. 1 固有値解析	56
4. 4. 2 減衰定数の解析	56
第5章 平行弦トラスの線形振動解析	57
5. 1 研究の目的と概要	57
5. 2 試験体および実験	57
5. 2. 1 平行弦トラス	57
5. 2. 2 接合部性能試験および接合係数の算出	61
5. 2. 3 トラスの自由振動試験およびモーダル解析	65
5. 2. 4 トラスの静的加力試験	67
5. 3 結果および考察	67
5. 3. 1 接合部性能試験の結果および考察	67
5. 3. 1 (a) 材軸方向の性状	67
5. 3. 1 (b) せん断方向の性状	73
5. 3. 1 (c) 回転方向の性状	78
5. 3. 1 (d) 接合部の各方向の性状のまとめ	83
5. 3. 1 (e) 接合係数および接合部の履歴減衰定数の算出	83
5. 3. 2 トラスの固有振動数並びに振動モード形状	88
5. 3. 2 (a) 固有振動数の実験値と解析結果	88
5. 3. 2 (b) 振動モード形状の実験値と解析結果	90
5. 3. 3 トラスの静的外力に対する挙動	99
5. 3. 4 トラスの減衰定数	117
5. 4 まとめ	120

5. 4. 1	固有値解析	120
5. 4. 2	減衰定数の解析	120
第6章	木質フレームの応答解析	121
6. 1	研究の目的	121
6. 2	試験体および実験	121
6. 2. 1	T字型接合部モデル	121
6. 2. 2	軸組フレーム模型	122
6. 2. 3	軸組フレーム模型の動的載荷試験方法	123
6. 2. 4	軸組フレーム模型の接合係数の測定	123
6. 3	結果および考察	125
6. 3. 1	T字型接合部の応答解析結果	125
6. 3. 2	接合部の非線形履歴のモデル化	129
6. 3. 3	軸組フレーム模型の固有値、減衰定数、応答解析結果	139
6. 4	まとめ	142
第7章	木造軸組構法による筋違い耐力壁の動的破壊挙動	143
7. 1	研究の目的	143
7. 2	試験体および実験方法	143
7. 3	結果および考察	146
7. 3. 1	強制・自由振動試験結果	146
7. 3. 2	動的破壊試験結果	148
7. 4	まとめ	166
第8章	軸組構法実大建物の載荷試験と変形挙動の解析	167
8. 1	研究の目的	167
8. 2	供試実大住宅	167
8. 2. 1	供試実大住宅の概要	167
8. 2. 2	各ステージの建物の仕様	173
8. 2. 3	供試建物の偏心率と直下率	147

8. 3 振動実験方法	178
8. 3. 1 自由振動試験	178
8. 3. 2 強制振動試験	178
8. 4 振動実験の結果および考察	180
8. 4. 1 固有振動数と減衰定数	180
8. 4. 2 動的変形量と振動モード形状	183
8. 4. 3 振動実験結果のまとめ	187
8. 5 静的水平載荷試験方法	188
8. 6 静的水平載荷試験結果および考察	188
8. 6. 1 静的変形挙動	188
8. 6. 2 変形量分布と下屋部分の変形	191
8. 6. 3 偏心率と変形量分布の関係	193
8. 6. 4 直下率と静的変形挙動	195
8. 6. 5 水平構面の影響	200
8. 6. 6 許容耐力、最大荷重と余力	200
8. 6. 7 破壊挙動	203
8. 7 弾性モデルを用いた荷重分担挙動の解析	217
8. 7. 1 弾性モデルの組立	217
8. 7. 2 入力データ	219
8. 7. 3 弾性モデルの適用結果	223
8. 8 静的加力試験および弾性モデルの適用に関するまとめ	229
第9章 総括	231
謝辞	236
引用文献	238

第1章 緒言

1. 1 環境問題と木材の有効利用について

最近、反響を呼んでいる社会問題の一つに地球環境問題が挙げられる。地球環境問題には「地球の温暖化現象」、「フロンガスによるオゾン層の破壊」、「酸性雨」等があるが、中でも「地球の温暖化現象」は林産学と密接に関わりを持ち、熱帯雨林の乱伐による木材資源の枯渇への危惧は世界的な大問題となっている¹⁾。

このように木材資源の枯渇危惧があるのは、木材の使用量そのものが極端に多いからではない。現在の林業では、利用価値の高い大径木を伐採するために、作業性の向上という名目で、周囲の小径木も同時に伐採しており、さらに、良質の大径木を育成する目的で頻繁に間伐を行い、多量の小径木を伐採、廃棄している。このようにして伐採された小径木を材料として利用する技術はいまだ確立されておらず、その大部分は廃棄されているが、このことが南洋木材資源枯渇への危惧の一大要因となっている。

本研究では、今まで利用価値が認められなかった小径木から、木質トラスなど木材の素材よりも力学的に優れた性能を有する構造部材を製造することを試みた。また、同構造部材の接合部に対し従来よりも優れた接合方法を開発することにより、断面形状の小さな部材の使用を可能にすることを目指した。本研究の成果により、今まで化粧材や力学的性能を必要としない用途を中心に利用されてきた小径木の構造材としての利用も可能になり、木材資源は有効利用されることになり、結果的に経済的、環境的に効果をもたらすものと思われる。

一方、産業活動に必要なエネルギー源として化石燃料を燃焼し、その際に多くのCO₂を発生することは地球温暖化の主たる原因であると考えられている²⁾。地球上の植物、とりわけ森林を構成する樹木は多量のCO₂を固定すると同時に酸素を供給する役割を果たしており、温暖化防止という点で近年、その重要性が年ごとにますます高まっていることは紛れもない事実である^{3) 4)}。そして、その問題について確たる知見を持たぬ人々は、温暖化現象の解決策としてみな口を揃えて森林保護、それも熱帯雨林の伐採禁止を主張する。しかしながら、森林の伐採をやめることは地球の温暖化に対する本質的な解決策とは言えない。

なぜならば、森林は永久に成長し続けるわけではなく、ある程度成長し、森林の最終の生長段階である「極相林（材積がもはや増加しない森林）」に達すると森林はもはや生長はしないからである。このような森林では CO₂ の固定能力は増進しないので、今日の文明社会の CO₂ の発生量は増えることはあっても減ることはないといわれているという現状に対して「極相林」は CO₂ 固定という観点では貢献することはない。地球の生態学的側面や人間を含む森林に住む生物の立場を無視することはできないので、自然観用林はそれとして充分意義があり、現状を維持する必要はある。これに対して循環資源を供給する場としての人工造林木、つまり「木材の畑」が極相林化し、炭素固定機能の増進が望めない状況は避けなければならない。であるからして、人工造林木の生産地においては、温暖化現象の解決策としては「極相林」もしくはそれに近い状態まで生長し、生長が頭打ちになっている森林に関しては、むしろ伐採して木材を有効に利用し、新たに植林した方がよいと考えられる。

しかしここで重要なのは伐採した木材の利用方法であり、慎重に検討する必要がある。伐採した木材を即、薪炭材等の燃料として利用したのでは折角固定した CO₂ をすぐに大気中に戻すことになり意味をなさない。伐採した木材資源は、最初は比較的大きな断面のまま、製材として耐用され、その後、集成材や合板などの再構成材料として利用され、その後パーティクルボードなどの再構成材料の内比較的小さいエレメントから構成されるものとして利用されるべきである。その後、以上のようなカスケード型利用⁴⁾の最終段階として薪炭材とされるべきである。また、たとえ木材を構造部材等の木質材料として加工したとしても、それを用いている構造物がある程度の耐久性を有し、長い期間使用され続けていなければ、長期的に炭素を固定することはできない。

木質材料の加工や運搬に必要とされるエネルギーを得る際に発生する CO₂ の量が木材中に固定される CO₂ の量よりも多いと、逆に温暖化を促進することになる。従って木質構造物は長期にわたって強度・耐用的に安定し、耐力や機能を保持し続けるように設計されなければならないことも重要である。

西欧先進国と同様にわが国においても、科学の進歩は産業を発達させ、人々の生活を豊かにしてきた。このため今までは産業を発展させる高度で先端的な科学技術の育成が重視されてきたが、やがて来る 21 世紀では人類の生活に直

接活かされるような科学技術が要望されることになるであろう。産業活動や産業用科学技術では世界のトップクラスにありながら、他の先進国に比べ生活レベルがきわめて低く、真の豊かさが欠如しているわが国ではこのような科学技術の要望は強いであろう。

日本という国はもともと国土が狭い割には人口が多く、その人口の大部分は大都市圏に集中しており、大都市やその周辺では土地が不足し、地価高騰を招いている。特に住宅用地の不足は深刻で、日本の住宅は西欧先進国のそれと比べて非常に狭く、「うさぎ小屋」と呼ばれて久しい。このような状況下においても日本の中流階級は、鉄骨や鉄筋コンクリートの集合住宅よりも、戸建て住宅に住みたいと考えており、やむを得ず高層住宅に住んでいる人でも、内装材には木材を採用することが多い。つまり、住宅に対しては現在でも施工上安価で簡便な木材を昔同様多用している。これは、冷暖房効率がよく、調湿性能に優れ、居住性が良い「木」の住宅が、「住まいは夏を旨とすべし」と言われている日本の気候に適しているからである。一方、人類は太古の昔から「木」と密接に関わって暮らしてきたせいもあり、「木」に対しては理屈抜きの良さがあると誰しもが感じており、「木」があると安らかに感じる人は多いはずである。実際、木造建築物が無制限に建てられるリゾート地では、木造の別荘やログハウス等が目立って多い。

現在、日本の社会では木造建築物が今まで以上に求められており、このようなニーズに応えるためにも木質構造の研究を進めなければならない。木質構造の建築工法には在来軸組構法や木質プレハブ工法等、様々な様式がある。国内の森林資源の供給コストが高いことや、主要7カ国蔵相会議（G7）等で議論されている貿易不均衡は正の観点などから、今後外国産材の輸入、それも特に北米産の2×4材輸入が増えることは否めないが、これに加えて我が国の潜在的木材需要を目指して世界中の木材が入ってくることが予想される。このような状況下において、最も注目すべき構法の1つであると言えよう。また、最近では先に述べたような国内の自由度の高い居住環境を得るために木質構造にも大空間を得ようとする動きがあり、そのため数多くの工夫と努力が成されている。従来より木質トラスは枠組壁（2×4）工法の屋根を構成する構造部材として用いられてきたが、大空間を得るための対策の1つとして木質トラスを床

組などの構成部材として用いることが今改めて注目されている。

木質構造において接合部の挙動を知ることが、設計に際して振動性状や、耐震性能を考える上で大変重要であることは、言うまでもないことである。しかし従来解析されてきたものの多くは静的な挙動であり、動的な力が加わった場合どのような挙動を示すかを研究した報告は余りなされていない。実際問題として、木質構造物の部材断面および接合部を設計する際に考慮すべき外力（荷重）として地震力や風圧力等の動的な力があり、それらの動的な荷重によって構造を決定する場合が多い。

本研究は、その第一歩として簡単な接合部のモデル（T字型モデル）について、以下のような検討を行い、さらに実大の木質平行弦トラスに適用した。つまり、半剛節の挙動を考慮した多自由度系における剛性マトリックス、及び質量マトリックスを作成し、非減衰系であると仮定した場合の運動方程式をたて、数学的に固有値問題の数値解析を行って方程式を解くことによって、固有振動数を求める手法を考案し、同手法により算出した固有振動数と自由振動試験から得られた実験値を比較した。また各固有値の固有モードと自由振動のモーダル解析から得られた振動モードを比較し検討した。さらに固有値解析により得られた固有モード、及び接合部の静的加力試験から得られた損失エネルギーから減衰マトリックスを作成し、全体系の減衰定数を求める手法を考案し、同手法により算出した減衰定数と実験値を比較した。

なお接合方法は、T字型モデルについては接着剤（レゾルシノール樹脂）を用いた場合、粘着剤（Pressure Sensitive Adhesive = PSA: 2種類）を用いた場合、釘接合による機械的接合を用いた場合について比較し、考察した。木質平行弦トラスについては、ネールプレートによる機械的接合（Metal Plate = MP）を用いた場合、接着剤（ビニルウレタン系樹脂 = AD）を用いた場合、粘着剤（Pressure Sensitive Adhesive = PS）を用いた場合、釘接合による機械的接合（Nails = NL）を用いた場合について比較し、考察した。

また、実際に木質平行弦トラスを設計することを念頭にいれ、破壊時の動的、静的挙動を上記の手法を用いて解析し、動的、静的加力試験から得られる結果と比較した。

最後に、上記のような解析手法のうち静的なものは、国内外を問わず広く試

されており、本研究より更に進んで非線形領域まで考慮にいたる解析も行われている。解析が正確に行われれば、人手と時間と費用のかかる実験による解析の手間が省ける。今後、木質トラス等のより正確な設計を行う為にはこのような非線形領域の解析手法の導入が是非必要であり、より進んだ解析プログラムの確立が必要である。

1. 2 木質構造物の耐震性について

1995 年 1 月の兵庫県南部地震は地震観測史上最大級の最大水平方向加速度 800 gal を記録し、木造家屋にも広範囲にわたって甚大なる被害を及ぼし、全半壊をあわせると 22 万余棟にも達した。その原因は耐力壁の不足、構造計画の無理、筋違いの不備、材料選択の誤り、維持管理の不備等多岐にわたるものであった。しかし、木造住宅の被害は今回が初めてではなく、関東大震災のみならず、以前から幾度となく繰り返してきた^{3), 4)}ものである。

今回の震災で以前よりさらにクローズアップされた問題の 1 つに「耐力壁の配置のバランスが耐震性能に与える影響」がある。戸建て住宅においては南面からの採光を求めて開口部を比較的大きくとることが要求される。これによって南面の耐力壁は自ずと少なくなり、必要壁量を満たすためには耐力壁は北側に比較的多く配され、バランスとしては不均衡になる。また店舗型住宅やガレージ付き住宅のなかには 1 階間口は全面開口であるものも数多くみられ、その被災例が実に多かったことが報告^{5), 6)}されている。この不均衡は通常の住宅構造に多かれ少なかれ存在すること、さらに厳しい土地事情から上下階の耐力壁線が一致していない住宅が多いことが杉山ら⁹⁾によって以前より指摘されてきた。耐力壁配置の不均衡を偏心率、上下階耐力壁が一致する割合を直下率と称するが、これらが木造住宅の耐震性能に与える影響は少なくないと考えられる。従来の研究から、床の水平構面は完全な剛体ではなく、吹き抜け開口等によりせん断変形を生じる^{10), 11)}ため、耐力壁の配置によっては静的荷重に対してねじれ変形を引き起こす¹²⁾ことが知られている。また、偏心は振動下においても回転振動を誘発し^{13), 14)}、耐力壁の配置によって固有振動数や減衰定数が異なった値を示す^{15), 16)}ことが示唆されている。しかし、偏心率を施工段階において調査し、軸組構法実大住宅を構造実験に供した例は少ない。また、直下率に

ついて実験的考察を与えた研究は皆無といっても過言ではないであろう。

本実験に際して、㈱一条工務店の絶大なる協力を得、同社西東京工場において実大住宅の構造実験を実施した。実験の概要は木造軸組構法による実大2階建て住宅の耐力壁の配置に偏りを与え、これに対して静的加力、振動実験を行うものである。また、水平構面や、軸組耐力要素以外の部材（外壁サイディング、雑壁、石膏ボード）が供試住宅の力学的性状に与える影響を考察した。さらに耐力壁を比較的多く配し、開口部を大きめにとった軸組構法住宅の耐力、剛性は各施工段階においてどのように上昇し、完成時にはどこまで上昇させ得るかについて検討した。また、大変形時に破壊する部位とその順番、破壊状態、についても検討を試みた。

第2章 既往の研究

2. 1 木質接合部の半剛接挙動に関する研究

木質構造物の半剛接に関する特性並びにその数値的取扱については幾つかの報告がなされている。

古いものでは 1936 年に田辺と狩野ら¹⁷⁾により木造の柱-梁接合部の強度並びに剛性について実験的な研究が報告されている。

近年のものでは、1969 年に大熊¹⁸⁾により木材と木質材料の曲げにおける両端の支持条件について支持状態を表す係数 (β) を導入した曲げ変形式の誘導が行われている。

さらに、1971 年に大熊ら¹⁹⁾は木質材料の曲げにおける支持の状態を表す支持係数 (α) を導入し、特定の支持条件の梁の試験を行い、実験的に α を求め、これを正方形板の曲げに適用することを試みている。

1980 年に安藤ら²⁰⁾は木造の家具の棚板の最大たわみを求めるために支持条件を評価する係数 (γ) を導入し、曲げ変形式を誘導している。

木質構造物に対し「半剛接」という概念で解析を試みたのは 1977 年の秦ら²¹⁾が最初であり、木製棚の構造解析を接合部の性状を表す諸係数を用いて行っている。

また、1985 年に秦は²²⁾半剛接のモデルを 3 次元に拡張し、半剛接合を有する 3 次元骨組の構造解析を行っている。

1987 年に秦ら²³⁾は半剛接を持つ骨組構造としての枠材を解析し、さらに釘点の力学的挙動を 1 隅部に持つ特殊な三角要素と通常の三角要素を複合しモデル化を行い、平面構造解析を行っている。

1988 年に佐々木ら^{24), 25)}は半剛接構造物の非線形挙動を解析するため接合部の半剛接非線形挙動を近似した解析手法を提示し、これをメタルプレートトラスに適用している。

1990 年に河合²⁶⁾は伝統的な柱-梁接合部の曲げ試験を行い、接合部の M- θ 関係を明らかにし、接合部の回転剛性について検討している。

1991 年に竹村と宮部²⁷⁾は半剛接を有する 3 次元骨組みの剛性マトリックスの誘導を行っている。

また、菊池²⁹⁾は 1991 年に半剛接の性状を表す値として柔性係数を用い、木造ラーメン構造の耐震性について検討している。

1991 年に Gizejowski と Mansell²⁹⁾は屋根トラスの接合部を半剛接として解析し、トラスの非線形挙動の予測を試みている。

1991 年に中島と有馬^{30), 31), 32), 33)}は軸組構法による軸組壁体を半剛接ラーメンとし、その振動性状の予測を試み、実験値を適切に推定している。

2. 2 木質トラスに関する研究

木質トラスは北米のプラットフォーム工法において屋根架構や床組として古くから用いられてきたが、我が国における伝統構法、在来軸組構法の小屋組においてはトラス構造という概念がなかった。近代西洋建築技術普及とともに木質トラスも構造解析が適用されたが、他の無機材料系構造体からするとその解析精度は極端に低い。

屋根トラスを想定した研究については、尾内^{34), 35)}がネイルプレートの部分実験を行い、せん断耐力や引き抜け耐力などを木材の圧縮強度と結びつけ、さらにネイルプレートと釘着合板ガセットによる接合部の耐力の比較³⁶⁾を行った。また、平面トラスを中心に研究されてきた³⁷⁾が、立体トラス用の接合部も研究対象になる³⁸⁾ようになり、河原ら³⁹⁾は軽量化を目指したアルミ製ボールジョイント接合部の性能を検討した。また、小径材利用を中心とするものに対し、定方⁴⁰⁾は、中断面を対象に、鋼板挿入式接合部による立体トラスの研究を行った。

床組の構成部材を想定すると形状は平行弦トラスとなるが、前述のように、佐々木ら²⁹⁾は 1988 年にネイルプレート接合部を実験的に把握した上で、メタルプレートトラスの非線形挙動を解析した。その後、佐々木ら⁴¹⁾や、福留ら⁴²⁾によってその静的な曲げ性能が把握された。1991 年に槌本ら⁴³⁾は接合部に接着剤や粘着剤を併用した釘着合板ガセットの振動性状を調べ、接合部の半剛節挙動を考慮して固有振動数・減衰定数を推定する手法を考案し^{44), 45)}、さらに動的応答挙動の推定を試みた⁴⁶⁾。

一方、内迫ら⁴⁷⁾は、木質機械的接合部には必ず「ゆるみ」が存在することに着目し、これが立体トラスの力学的性状に与える影響を明らかにした。これらの成果の下、トラスをパネルとして用いることが考案され、強度特性や^{48), 49)}、

振動性状⁵⁰⁾が検討された。また、強度性能の向上、均質性を目指して、定方ら⁵¹⁾によって圧縮成型加工したスギを構成要素に用いたトラスの性能が測定された。また、立体トラスに対しても半剛節挙動を考慮すると変形挙動が精度良く推定されることが内迫らによって示された⁵²⁾。この構造解析は軸組構法にも適用され、良い結果が得られることが確認された^{53), 54)}。なお、軸組構法のパネル化は1991年に坂本ら^{55), 56)}によって検討され始めた。非木質部材によるものであるが、1995年には半谷らによってトラス構造の形態制御が試みられた⁵⁷⁾。

海外においても接合部を中心に研究され、1990年にR. W. Wolfe⁵⁸⁾によってメタルプレート接合部の曲げ、引張複合応力かでの変形挙動が明らかにされ、R. H. McAlister⁵⁹⁾によってメタルプレート接合部の力学性状に与える温湿度環境とその経年変化について明らかにされた。1992年にR. H. McAlisterら⁶⁰⁾は、同接合部の荷重変形関係をパラメータ化した。1995年には同接合部の挙動に与える部材比重の影響がJ. D. D. Melo Mouraら⁶¹⁾によって明らかにされた。

一方、トラスとしての研究は1992年にR. Guptaら⁶²⁾は、メタルプレートトラスの荷重分担挙動の解明に半剛節剛性マトリックス法が有効であることを示した。1994年にはT. D. Skaggsら⁶³⁾によってメタルプレートトラスの信頼性設計法が検討された。1995年にはD. Shresthaら⁶⁴⁾によって解析モデルの単純化が図られた。1996年には、製造の合理化を目指してD. C. Stahlら⁶⁵⁾によってトラス部材の端部にテーパを付けない場合の力学的挙動が調べられ、E. G. Stern⁶⁶⁾らによって橋梁への適用を目的にボルトや製材ラチスを用いてスパン7mを超える大型はりが開発された。また、通常の屋根構成部材としての適用例とその力学的性状がR. Wolfe⁶⁷⁾によって1996年に報告されたが、水族館への適用例もM. O. R.-Camachoら⁶⁸⁾によって報告されている。また、動的荷重に対する挙動は同年にL. K. Brantleyら⁶⁹⁾やT. C. Nageleら⁷⁰⁾によって報告され、さらに1996年にR. N. Emersonら⁷¹⁾によって、ネイルプレートの歯と木材繊維のなす角度に着目して繰り返し動的荷重下での変形挙動が解明された。

2. 3 木造躯体の動的挙動に関する研究

木造躯体の振動性状を実験的に調べた研究としては以下のようなものがある。

1986年に安藤、平野^{72), 73)}は模型および実大の木質架構体に対して振動試験

を行い、壁量と固有振動数の関係を明らかにしている。

1988年に有馬ら⁷⁹⁾は基本軸組に耐力パネルを組み込んだ2階建ての構造体に対して振動試験を行い、耐力パネルの配置と躯体の振動性状について明らかにし、2階の耐力壁の方が1階よりもバネ定数は低く評価されることを報告している。

1988年に山口ら⁷⁸⁾は枠組壁工法による総3階建て住宅の振動試験を行っている。

また、同じ1988年に河合と中村⁷⁶⁾は日本の伝統的な木造住宅(民家)の振動試験を行っている。

前川ら⁷⁷⁾は1988年に枠組壁工法による3階建て模型建物に対し、層間結合金物の数を変えて振動試験を行い、層間金物を少なくすることにより建物の固有振動数が低下することを確かめた。

1989年に前川と河合⁷⁸⁾は日本の伝統的な木造住宅(民家)の強制振動試験を行い、振動時の水平構面の変形挙動について明らかにしている。

1990年に中島と有馬⁷⁹⁾は枠組壁工法による4階建て模型の振動実験を行い、鉛直方向の耐力壁配置と躯体の振動性状について検討し、低層部に配置された耐力壁の方がバネ定数が高く評価されることを明らかにした。

1990年に中島ら⁸⁰⁾により特殊な形状の水平構面を有する建物として軸組構法による八角形の水平構面を有する建物の振動実験が行われ、振動方向に対して45°方向に配置された壁の耐力が振動方向に対して平行に配置された壁の半分であることが明らかにされた。

1990年に後藤と鈴木⁸¹⁾は軸組構法による実大木造住宅に対し大変形領域で振動試験を行い、静的試験から得られる荷重-変位関係を用いて非線形域における動的剛性が妥当に設定し得ることを報告している。

1990年に中島ら⁸²⁾は軸組構法による実大3階建て住宅に対し振動試験を行い、その振動性状、とりわけ振動時の床構面の変形性状について明らかにした。

1991年に中村と中島⁸³⁾により枠組壁工法による模型を用いて水平構面の剛性が躯体の振動性状に及ぼす影響について検討がなされた。

また、有馬ら⁸⁴⁾は1989年に吹き抜けなど水平構面の剛性に関する因子、耐力壁の平面、立面的な偏在、建物形状、建設段階による振動特性、変位分布な

どへの影響について定性的な整理を行っている。

以上、木造躯体の動的挙動についての実験的研究に関する報告について示したが、このような躯体の動的な挙動を推定するための数値的モデルの検討も幾つか行われており、報告されている。

1988年に河合と中村⁷⁸⁾は壁と水平構面をバネに置き換えたモデルを考案し、振動試験結果から水平構面の剛性を算出している。

また、1989年には河合と前川⁸⁰⁾により水平構面のせん断変形を考慮に入れた平面型振動モデルが考えられ、同モデルにより実験結果を適切に推定している。

1991年に中村ら⁸⁰⁾は八角形の水平構面を有する躯体の各方向の耐力壁をバネに置き換えた振動モデルを考え、同躯体の振動性状を予測した。

2. 4 実大木質構造建造物の静的変形挙動に関する研究

木造躯体とりわけ実大の木造建築物に関する研究については以下のようなものがある。

1974年にTuomiとMcCutcheon⁷⁷⁾は枠組壁工法による実大建物に対し、建築段階を追って水平加力試験と鉛直加力試験を行い、建物全体の耐力並びに破壊性状について明らかにした。

1974年に杉山ら⁸⁰⁾は枠組壁工法による実大建物の耐力壁要素の挙動を明らかにし、実大建物の試験結果と耐力壁要素単体の試験結果を用い分析を行っている。

また、1976年に杉山ら^{80), 90), 91)}は実大建物の加力試験を通して、枠組壁工法による合板張り耐力壁のせん断性能について明らかにしている。

1976年には、野口と杉山^{92), 93)}により枠組壁工法による建物内の層せん断力の流れについての検討がなされている。

1978年には鈴木ら^{94), 95)}により枠組壁工法の実大建物における耐力壁の挙動について分析が行われ、報告されている。

1984年にBoughtonとReardon⁹⁶⁾は実大の住宅に対し振動試験を行い、耐力壁が水平に抵抗している場合には、床や屋根はダイヤフラムとして機能し、逆に

壁は床の剛性と床と壁の接合状態によって影響されることを報告している。

同じく 1984 年に Buchanan⁹⁷⁾は個々の部材あるいは接合部の性状と建物全体の性状の関係について明らかにした。また、木造重層建築物が水平荷重に抵抗し得る工法について検討した。

1984 年に McDowall⁹⁸⁾は建物内の耐力壁が耐力並びに剛性を十分に発現するためには、各々の耐力壁は水平構面と強く拘束される必要があり、床・天井と壁が拘束されることによって壁の水平剛性が高まることを明らかにした。

1988 年に杉山ら^{99), 100)}により軸組構法による建物が試験され、壁面材量と床構面の開口が水平剛性に及ぼす影響について明らかにした。

同じく 1988 年に定方¹⁰¹⁾は金属プレートを用いた柔な接合の有用性について検討するために 2 階建ての建物について試験を行い、柔な接合を用いることにより基礎の破壊は抑えられるが、建物の水平剛性は低下することを明らかにした。

1988 年に大橋と坂本ら¹⁰²⁾は水平構面が建物全体の挙動に及ぼす影響について検討するために実大住宅の実験を行い、躯体の変形量を計算する際に、重ね合わせの原理を用いると実験値とほぼ等しい値が得られることを明らかにした。

また、1988 年には室田ら¹⁰³⁾によって総 3 階建て枠組壁工法住宅の実大構造実験が行われ、その剛性ならびに耐力について明らかにされている。

同じく 3 階建て住宅に関しては 1990 年に杉山・平野・古沢ら^{104), 105), 106)}により在来軸組構法による木造 3 階建て住宅の実大実験が行われており、建物全体の挙動とりわけ加力時の水平構面の変形状と筋違いの挙動について明らかにされている。

また、同年には安村ら^{107), 108)}による大断面木造 3 階建ての実大構造実験についての報告がなされている。

1985 年に岡部ら¹⁰⁹⁾は基本軸組に壁パネルを組み込んだ構造の耐力について実験的に研究し、2 階建ての躯体について上下層のパネル配置が躯体全体の挙動に及ぼす影響について検討した。

1989 年に中島と安藤¹¹⁰⁾は特殊な形状をした水平構面を有する躯体の挙動について検討するために湾曲ストレート・スキン・パネルを用いた躯体の力学的挙動を明らかにし、湾曲した耐力壁の力の伝達について考察した。

以上、木造躯体の静的挙動についての実験的研究に関する報告について示したが、このような躯体の静的な挙動を推定するための数値的モデルの検討も幾つか行われており、報告されている。

1984年にNaikら¹¹¹⁾は壁と水平構面をバネに置き換えたモデルを考察している。

1987年にはGuptaとKuo¹¹²⁾が自らが耐力壁を解析するために考察したモデルを3次元に発展させ、単層躯体の静的挙動を推定した。

1988、89年にMoodyとSchmidt^{113),114)}は屋根構面や床構面を剛と見なし、建物の捻れも考慮に入れたモデルを検討し、単層躯体の静的挙動を予測した。

1988年に安村ら¹¹⁵⁾は枠組壁工法による総3階建ての実大構造体の加力時の変形挙動を計算により求め、実験値と比較している。

1990年に河合ら¹¹⁶⁾は水平構面の剛性と壁の剛性を考慮し、水平荷重が建物の各壁線にどのように負担されるかを推定する計算手法を考え、よい計算結果を得ている。

1991年に杉山と内迫¹¹⁷⁾は在来軸組構法の木造床の面内変形挙動を実大建物の水平加力試験結果を用いて解析し、床の面内せん断剛性の値を求めている。

2. 5 木質構造体の非線形挙動に関する研究

木質構造体の非線形挙動に関する研究は、最近は盛んであるものの、古くは弾性論が中心であったために多くはなく、以下のものがある。

辻野ら¹¹⁸⁾は、1983年に釘のスリップを連分数で非線形近似し、2層の釘着梁の挙動を解析し、これを1985年には釘着パネルの曲げ変形挙動に適用した¹¹⁹⁾。

これに対して、1984年に神谷¹²⁰⁾、¹²¹⁾は釘接合の非線形挙動をもとに、釘着梁の解析を行い、さらに釘着パネルの解析へ適用した。

一方、ボルト接合部に関しては辻野と平井¹²²⁾が、非線形挙動を有限要素法を応用して解析し、さらに平井¹²³⁾は弾性床上の梁理論を展開した。また、平井は1985年には同理論の改良計算法¹²⁴⁾を発表し、1987年には木質フレームへ適用した¹²⁵⁾。

1988 年に小松¹⁹⁶⁾は、集材材骨組の非線形有限要素法を開発し、1989 年に実験による検証を行いその妥当性を報告した¹⁹⁷⁾。

一方、トラスに関する項で述べたように 1988 年に佐々木ら^{24), 25)}は非線形有限要素法をメタルプレートトラスに適用している。

その後、1992 年に槌本ら¹²⁸⁾は接合部の「あそび」を指数関数で表現するモデルを提案し、適用した。

3. 1 本章の目的と概要

木質フレーム構造体の非線形力学応答を解析的に推定するにあたり、ここでは本研究において引用または考案した解析理論を列挙する。

最初に半剛節挙動を考慮に入れた剛性マトリックスを、一様断面真直棒に作用する3方向の応力ひずみ関係の常微分方程式を解いたものに接合部の係数の考慮を加えることで誘導する手法を示した。

次にこれを線形固有値解析することで、固有モードマトリックスを得た。これと接合部の履歴载荷による各方向の損失エネルギーから、減衰マトリックスを導く手法を考案した。

さらに、以上を用いて、時刻歴応答挙動を推定するために線形加速度法を適用したが、任意の時刻における既知の応答スペクトルから、次ステップの応答スペクトルが算出される過程を示した。

3. 2 半剛節挙動を考慮にいれた剛性マトリックスの誘導

3. 2. 1 剛性マトリックスの誘導

まず、長さ L の一様断面真直棒に分布軸力 f_x が作用するとき (Fig. 3. 1) 両端に作用する荷重はそれぞれ $-P_x(0)$, $P_x(L)$ となるが、その微小要素 dx (Fig. 3. 2) を取り出し、力の釣合いを考えると、

$$-P_x + f_x dx + (P_x + dP_x) = 0 \Leftrightarrow \frac{dP_x}{dx} = -f_x \quad (3.1)$$

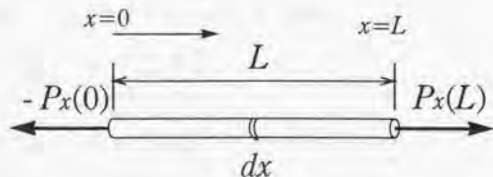


Fig. 3. 1. A straight member with distributed axial force applied.

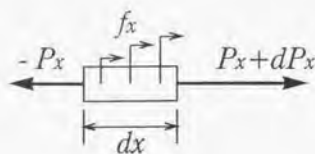


Fig. 3. 2. Divided element with a length of dx .

がなりたち、軸方向変位 u_x で P_x ($= EA (du_x/dx)$) を表現すると、

$$EA \frac{d^2 u_x}{dx^2} = -f_x \quad (3.2)$$

ただし、 E : ヤング率、 A : 断面積

ここで、解くべき常微分方程式は

$$EA \frac{d^2 u_x}{dx^2} = 0 \quad (3.3)$$

である。この一般解は、明らかに一次式

$$u_x = a_0 + a_1 x \quad (3.4)$$

で与えられる⁽²⁹⁾。ここで式(3.2)より

$$P_x = EA \frac{du_x}{dx} = EA a_1 \quad (3.5)$$

よって、

$$\begin{bmatrix} u_x \\ P_x \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x \\ 0 & EA \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

これに、 $x = 0$, $x = L$ を代入すると、それぞれ

$$\begin{bmatrix} u_x(0) \\ P_x(0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & EA \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

$$\begin{bmatrix} u_x(L) \\ P_x(L) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & L \\ 0 & EA \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

式(3.7)で逆行列を求めると、

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{bmatrix} = \frac{1}{EA} \begin{bmatrix} EA & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x(0) \\ P_x(0) \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

となり、これを(3.8)に代入し、整理すると

$$\begin{bmatrix} u_x(L) \\ P_x(L) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & L/EA \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x(0) \\ P_x(0) \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

これを $P_x(0)$, $P_x(L)$ について解くと、

$$\begin{bmatrix} -P_x(0) \\ P_x(L) \end{bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x(0) \\ u_x(L) \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

次に、長さ L の一様断面真直棒に横荷重 f_z が作用するとき (Fig. 3. 3) を考えると、端部の横荷重および y 軸まわりの回転力は $-P_z(0)$, $P_z(L)$, $-M_y(0)$, $M_y(L)$ となるが、その微小要素 dx (Fig. 3. 4) を取り出し、力の釣合いを考えると、

$$-P_z + f_z dx + (P_z + dP_z) = 0 \quad (3.12)$$

$$-M_y + P_z dx + (M_y + dM_y) = 0 \quad (3.13)$$

と表現でき、これらを合成すると

$$\frac{d^2 M_y}{dx^2} - f_z = 0 \quad (3.14)$$

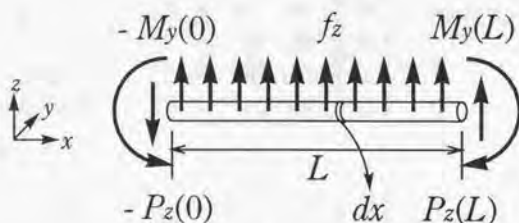


Fig. 3. 3. A straight member with distributed force applied in the perpendicular to the axis.

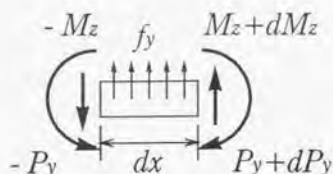


Fig. 3. 4. Divided element with a length of dx .

ここで、解くべき常微分方程式は

$$\frac{d^2 M_y}{dx^2} = 0 \quad (3.15)$$

である。この一般解は、以下のように求まる。

$$u_z = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 \quad (3.16)$$

$$\theta_y = -(a_1 + 2a_2 x + 3a_3 x^2) \quad (3.17)$$

$$M_y = -(2a_2 + 6a_3 x) \quad (3.18)$$

$$P_z = -6EI_y a_3 \quad (3.19)$$

これをマトリックス表示すれば、

$$\begin{bmatrix} u_z \\ \theta_y \\ M_y/EI_y \\ P_z/EI_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & x^2 & x^3 \\ 0 & -1 & -2x & -3x^2 \\ 0 & 0 & -2 & -6x \\ 0 & 0 & 0 & -6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

$x=0$ で、

$$\begin{bmatrix} u_z(0) \\ \theta_y(0) \\ M_y(0)/EI_y \\ P_z(0)/EI_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} \quad (3.21)$$

逆行列を求めて

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1/6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_z(0) \\ \theta_y(0) \\ My(0)/EI_y \\ P_z(0)/EI_y \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

$x = L$ で

$$\begin{bmatrix} u_z(L) \\ \theta_y(L) \\ My(L)/EI_y \\ P_z(L)/EI_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & L & L^2 & L^3 \\ 0 & -1 & -2L & -3L^2 \\ 0 & 0 & -2 & -6L \\ 0 & 0 & 0 & -6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

ここで式(3.23)に式(3.22)を代入して整理すると、

$$\begin{bmatrix} u_z(L) \\ \theta_y(L) \\ My(L)/EI_y \\ P_z(L)/EI_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -L & -L^2/2 & -L^3/6 \\ 0 & 1 & L & L^2/2 \\ 0 & 0 & 1 & L \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_z(0) \\ \theta_y(0) \\ My(0)/EI_y \\ P_z(0)/EI_y \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

これを並べ替えて、

$$\begin{bmatrix} u_z(L) \\ \theta_y(L) \\ P_z(L) \\ My(L) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & -L & -L^3/6 & -L^2/2 \\ 0 & 1 & L^2/2 & L \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & L & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_z(0) \\ \theta_y(0) \\ P_z(0) \\ My(0) \end{bmatrix} \quad (3.25)$$

$$\mathbf{f} = \begin{bmatrix} -L^3/6 & -L^2/2 \\ L^2/2 & L \end{bmatrix}, \mathbf{h} = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ -L & 1 \end{bmatrix} \quad (= \text{平衡マトリックス}) \text{ としてサブマトリッ}$$

クス表示すると、

$$\begin{bmatrix} \mathbf{U}(L) \\ \mathbf{P}(L) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{h}^T & \mathbf{f} \\ \mathbf{0} & \mathbf{h}^{-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}(0) \\ \mathbf{P}(0) \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

式(3.26)上段から、

$$\mathbf{P}(0) = -\mathbf{f}^{-1} \mathbf{h} \mathbf{U}(0) + \mathbf{f}^{-1} \mathbf{f} \mathbf{U}(L) \quad (3.27)$$

下段から、

$$\mathbf{P}(L) = \mathbf{h} + \mathbf{P}(0) \quad (3.28)$$

式(3.27)を式(3.28)に代入して

$$\mathbf{P}(L) = \mathbf{h} + \mathbf{f}^{-1} \mathbf{h} \mathbf{U}(0) + \mathbf{f}^{-1} \mathbf{h}^{-1} \mathbf{f} \mathbf{U}(L) \quad (3.29)$$

マトリックス表示すると、

$$\begin{bmatrix} \mathbf{P}(0) \\ \mathbf{P}(L) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\mathbf{f} \cdot \mathbf{h}^T & \mathbf{f} \cdot \mathbf{1} \\ -\mathbf{h} \cdot \mathbf{f} \cdot \mathbf{h}^T & \mathbf{h} \cdot \mathbf{f} \cdot \mathbf{1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{U}(L) \\ \mathbf{U}(0) \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

ここで $\mathbf{P}(0)$ は内力だから外力は $-\mathbf{P}(0)$ であるので、

$$\begin{bmatrix} -P_z(0) \\ -M_y(0) \\ P_z(L) \\ M_y(L) \end{bmatrix} = \frac{EI_y}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & -6L & -12 & -6L \\ -6L & 4L^2 & 6L & 2L^2 \\ -12 & 6L & 12 & 6L \\ -6L & 2L^2 & 6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_z(0) \\ \theta_y(0) \\ u_z(L) \\ \theta_y(L) \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

次に Fig. 3. 5 のように横荷重 f_y が作用するときを考えると、 M_z は Fig. 3. 3 の M_y と符号が逆なのである、その微小要素 dx (Fig. 3. 6) でも同様で、(3.31) に $M_y = -M_z$, $P_z = P_y$, $u_z = u_y$, $\theta_y = -\theta_z$ を代入すると、

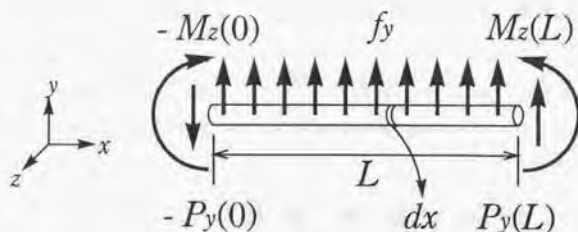


Fig. 3. 5. A straight member with distributed force applied in the perpendicular to the axis.

$$\begin{bmatrix} -P_y(0) \\ -M_z(0) \\ P_y(L) \\ M_z(L) \end{bmatrix} = \frac{EI_z}{L^3} [A] \begin{bmatrix} 12 & -6L & -12 & -6L \\ -6L & 4L^2 & 6L & 2L^2 \\ -12 & 6L & 12 & 6L \\ -6L & 2L^2 & 6L & 4L^2 \end{bmatrix} [A] \begin{bmatrix} u_y(0) \\ \theta_z(0) \\ u_y(L) \\ \theta_z(L) \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

$$\text{ここで、} [A] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix}$$

故に、

$$\begin{bmatrix} -P_y(0) \\ -M_z(0) \\ P_y(L) \\ M_z(L) \end{bmatrix} = \frac{EI_z}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_y(0) \\ \theta_z(0) \\ u_y(L) \\ \theta_z(L) \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

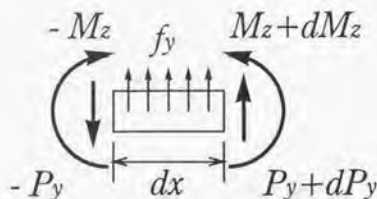


Fig. 3. 6. Divided element with a length of dx .

以上より、 xy 平面上の剛性マトリックスは、式(3.11)、(3.33)より $x=0$ を i 節点、 $x=L$ を j 節点とすると、以下ようになる。

$$\begin{bmatrix} P_{xi} \\ P_{yi} \\ M_{zi} \\ P_{xj} \\ P_{yj} \\ M_{zj} \end{bmatrix} = \frac{EI_z}{L^3} \begin{bmatrix} AL^2/I & 0 & 0 & -AL^2/I & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -AL^2/I & 0 & 0 & AL^2/I & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (3.34)$$

3. 2. 2 半剛節挙動の考慮

接合部が軸力方向のバネ (K_x)、せん断方向のバネ (K_y)、回転方向のバネ (K_z) のみから構成される半剛接非減衰モデルを考えた。

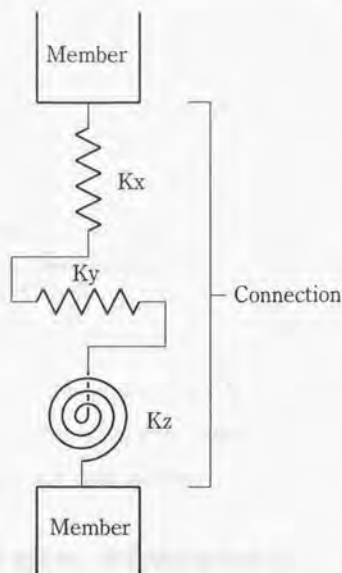


Fig. 3. 7. Modelized connection with semi-rigid behavior in undamped system assembled by springs in the axial (K_x), perpendicular to the axial (K_y), and the rotational (K_z) direction.

部材座標系 (Fig. 3. 8) において、接合部の静的加力試験より求めた接合係数を用いて半剛節挙動を表現し、半剛節のモデル化を行った。

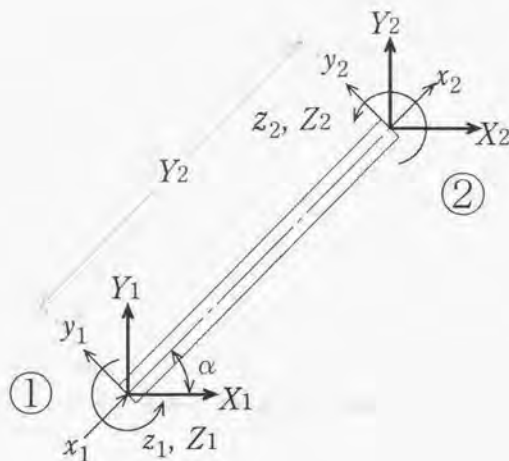


Fig. 3. 8. Components of nodal displacements for a grid member in local coordinate system $(x_i, y_i, \text{ and } z_i)$ and global coordinate system $(X_i, Y_i, \text{ and } Z_i)$.

Notes: Circled numbers show node numbers.

材軸方向、材軸に直交方向、回転方向の荷重 P_x, P_y, M_z とそれぞれの変形量 $\delta_x, \delta_y, \delta_z$ の関係は接合係数 a_x, a_y, a_z を用いて次のように表せる。

$$\begin{bmatrix} P_x \\ P_y \\ M_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_x & 0 & 0 \\ 0 & a_y & 0 \\ 0 & 0 & a_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \delta_z \end{bmatrix} \quad (3.35)$$

これより接合部 i の撓み性マトリックス $[F_{ci}]$ を求めると次のようになり、

$$[F_{ci}] = \begin{bmatrix} 1/a_{xi} & 0 & 0 \\ 0 & 1/a_{yi} & 0 \\ 0 & 0 & 1/a_{zi} \end{bmatrix} \quad (3.36)$$

部材の撓み性マトリックス、すなわち式(3.34)の左上3行×3列部分の撓み性マトリックスを求めると式(3.37)のようになる⁽³⁰⁾。

$$[F_m] = \begin{bmatrix} L/EA & 0 & 0 \\ 0 & L^3/3EI & L^2/2EI \\ 0 & L^2/2EI & L/EI \end{bmatrix} \quad (3.37)$$

これらは直列に連結しているのので、接合部の長さを無視して合成することができる。両端の接合部の変形を考慮した撓み性マトリックスは次の式(3.38)で表せる。

$$[F] = [H]^T [F_{c1}] [H] + [F_m] + [F_{c2}] \quad (3.38)$$

ここで $[H]$ は、平衡マトリックスで、その要素は次のように与えられる。

$$[H] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & L & 1 \end{bmatrix} \quad (3.39)$$

$[F]$ の要素を各々書くと式(3.40)のようになる。これを半剛性撓み性マトリックスと称する。これを逆変換すると部材系の剛性マトリックス $[k]$ が得られるⁱⁱⁱ⁾。

$$[k_i] = \begin{bmatrix} [H][F]^{-1}[H]^T & -[H][F]^{-1} \\ -([H][F]^{-1})^T & [F]^{-1} \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} R_1 & 0 & \frac{12EI}{L^3} \cdot \frac{R}{R_4} & 0 & \text{Sym.} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \cdot R \left(\frac{2}{R_4} - \frac{1}{R_3} \right) & \frac{4EI}{L} \cdot R \left(\frac{3}{R_4} - \frac{3}{R_3} + \frac{1}{R_2} \right) & 0 & \frac{EA}{L} R_1 \\ -\frac{EA}{L} R_1 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} R_1 & \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} \cdot \frac{R}{R_4} & -\frac{6EI}{L^2} \cdot R \left(\frac{2}{R_4} - \frac{3}{R_3} \right) & 0 & \frac{12EI}{L^3} \cdot \frac{R}{R_4} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} \cdot \frac{R}{R_3} & \frac{2EI}{L} \cdot R \left(\frac{3}{R_3} - \frac{2}{R_2} \right) & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \cdot \frac{R}{R_3} - \frac{4EI}{L} \cdot \frac{R}{R_2} \end{bmatrix} \quad (3.40)$$

$$\text{ただし、} R = \frac{1}{\left(\frac{4}{R_2 R_4} - \frac{3}{R_3^2} \right)}$$

$$\begin{aligned}
 R_1 &= \frac{1}{\left[1 + \frac{1}{a_{x1}} \frac{EA}{L} + \frac{1}{a_{x2}} \frac{EA}{L} \right]} \\
 R_2 &= \frac{1}{\left[1 + \frac{3}{a_{y1}} \frac{EI}{L^3} + \frac{3}{a_{y2}} \frac{EI}{L^3} + \frac{3}{a_{y2}} \frac{EI}{L^3} \right]} \\
 R_3 &= \frac{1}{\left[1 + \frac{2}{a_{z1}} \frac{EI}{L} \right]} \\
 R_4 &= \frac{1}{\left[1 + \frac{1}{a_{z1}} \frac{EI}{L} + \frac{1}{a_{z2}} \frac{EI}{L} \right]}
 \end{aligned}$$

一方、部材系の質量マトリックスは、次式のように書ける¹³²⁾。

$$[m_i] = \frac{mL}{420} \begin{bmatrix} 420 & & & & & \\ & 0 & 156 & & & \\ & 0 & 22L & 4L^2 & & \\ & 70 & 0 & 0 & 140 & \\ & 0 & 54 & 13L & 0 & 156 \\ & 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix}$$

両マトリックスを座標変換マトリックス $[T]$ を用いて式(3.41)，(3.42)より全体座標系に変換し、それぞれ全体座標系（Fig. 3. 8）での剛性マトリックス $[K]$ と、質量マトリックス $[M]$ を得た。

$$[K] = \text{diag} \{ [T]^T [k_i] [T] \} \quad (3.41)$$

$$[M] = \text{diag} \{ [T]^T [m_i] [T] \} \quad (3.42)$$

$$\text{ここで, } [T] = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\alpha & \cos\alpha & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\alpha & \sin\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin\alpha & \cos\alpha & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

3. 3 固有値解析

全体座標系での剛性マトリックス $[K]$ と、質量マトリックス $[M]$ より、線形多自由度系での運動方程式をマトリックス表示する。非減衰系で考えた自由振動は運動方程式(3.43)で表される。

$$[M] \{\ddot{y}\} + [K] \{y\} = \{0\} \quad (3.43)$$

ここで, $y = a \sin(\omega t - \alpha)$ とおけば,

$$([K] - \omega^2 [M]) a = 0 \quad (3.44)$$

のようになり、この固有値問題に対して JACOBI 法¹²⁾を用いて数値解析を行う。その結果として、固有値 ω_i^2 が求まり、固有振動数 $f_n (= \omega / 2\pi)$ が求まる。またこれに対応する i 次の固有モード $\{x_i\}$ より振動形状(振動モード)が求まる。

3. 4 減衰マトリックスの誘導

木質構造の接合部は一般に非線形挙動を示し、静的荷重を与えた時の変位は荷重を増加させるときと減少させるときでは異なる。つまり荷重時に与えたエネルギーに対して除荷時にはエネルギーは損失することになる。この履歴減衰定数(損失エネルギー)をモーダル減衰定数 $[H]$ とおいた。

このような非線形挙動を考慮して接合部が軸力方向のパネ(Kx)とダッシュポット(Cx)、せん断方向のパネ(Ky)とダッシュポット(Cy)、回転方向のパネ(Kz)とダッシュポット(Cz)からなる粘弾性モデル(Fig. 3. 9)を摘要した。

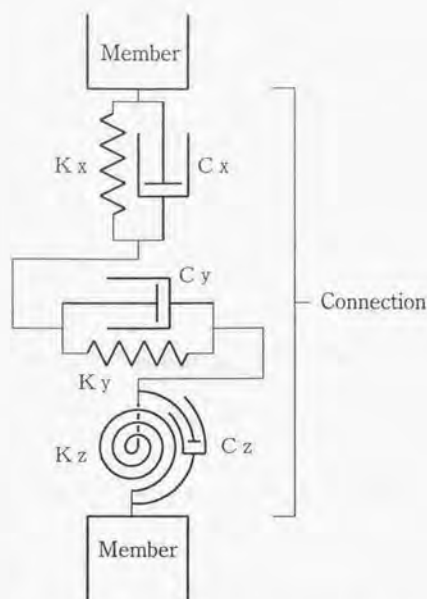


Fig. 3. 9. Modeled semi-rigid connection with viscous damping in addition of dash pots in the axial (C_x), perpendicular to the axial (C_y), and the rotational (C_z) direction.

本研究ではT字型接合部モデルや木質平行弦トラスに対して、固有値解析より得られたモードマトリックス $[X]$ の i 次の要素 $\{x_j\}$ と接合部の履歴減衰定数(損失エネルギー) $\{h_j\}$ (j :自由度)を用いて、式(3.45)より i 次のモーダル減衰定数 H_i を求めることを考案した。

$$H_i = \frac{1}{\sum x_j} \sum h_j x_j \quad (3.45)$$

これと固有値 $\{\omega\}$ 、モードマトリックス $[X]$ 、質量マトリックス $[M]$ を用いて、式(3.46)より減衰マトリックス $[C]$ を誘導する。

$$[C] = [M]^T ([X]^T \{2H\omega\} [X]) [M] \quad (3.46)$$

ここで、 $\{2H\omega\}$ は i 次のモーダル減衰定数 H_i と i 次の固有値 ω の積に2を

乗じたものを i 次要素に持つベクトルである。

さらに i 次の振動に対する広義のばね定数 K_i 、広義の質量 M_i 、広義の減衰定数 C_i は、モードマトリックス $[X]$ の i 次の要素 $\{x_i\}$ を用いて以下のように表せる⁽³²⁾。

$$K_i = \{x_i\}^T [K] \{x_i\} \quad (3.47)$$

$$M_i = \{x_i\}^T [M] \{x_i\} \quad (3.48)$$

$$C_i = \{x_i\}^T [C] \{x_i\} \quad (3.49)$$

これらを用いると、各 i 次の角振動数 ω_i は式 (3.50) のように表せ、

$$\omega_i^2 = \frac{K_i}{M_i} \quad (3.50)$$

したがって、各 i 次の減衰定数 d_i は式 (3.51) のようになる。

$$d_i = \frac{C_i}{2M_i\omega_i} \quad (3.51)$$

3. 5 線形加速度法による逐次積分法

非減衰系の構造体の運動方程式は式 (3.43) に示したが、応答解析を行う際には同式の右辺は外力変数 $\{F\}$ になり、定常ではない。また、木質フレームは粘弾性体であることを考慮したり、破壊挙動まで追求する場合には非線形性を運動方程式に加味しなければならない。一般にバネ剛性が変位 y の関数であるとするバネ復元力は $\{S(y)\}$ とすれば、

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + \{S(y)\} = \{F\} \quad (3.52)$$

と表され、時刻 t_i における各運動成分を $\ddot{y}_i = \ddot{y}(t_i)$, $\dot{y}_i = \dot{y}(t_i)$, $y_i = y(t_i)$ とすると時刻 t_i において式 (3.53) が成り立ち、十分に短い時間 Δt 後の時刻 t_{i+1} でも式 (3.54) が成り立つ。

$$[M] \{\ddot{y}_i\} + [C] \{\dot{y}_i\} + \{S(y_i)\} = \{F(t_i)\} \quad (3.53)$$

$$[M] \{\ddot{y}_{i+1}\} + [C] \{\dot{y}_{i+1}\} + \{S(y_{i+1})\} = \{F(t_{i+1})\} \quad (3.54)$$

両式の差から

$$[M] \{\Delta \ddot{y}_i\} + [C] \{\Delta \dot{y}_i\} + \{\Delta S_i(y_i)\} = \{\Delta F\} \quad (3.55)$$

となる。ここで、 Δt が十分に小さければ、 $\{\Delta S_i(y_i)\} = [K_i] \{\Delta y_i\}$ として良い

ので¹⁰⁾,

$$[M] \{\ddot{\Delta y}_i\} + [C] \{\dot{\Delta y}_i\} + [K] \{\Delta y_i\} = \{\Delta F\} \quad (3.56)$$

一方、線形加速度法においては、微小な時間差 Δt おいた時刻 t_i と時刻 t_{i+1} の間の任意の時刻 t においては加速度は線形的に増加すると仮定され、同時刻の加速度は

$$\ddot{y}(t) = (\ddot{y}_i + \ddot{y}_{i+1}) / 2 \quad (3.57)$$

と表現できる。これを用いて速度と加速度はそれぞれ

$$\dot{y}(t) = \dot{y}_i + (\ddot{y}_i + \ddot{y}_{i+1}) (t - t_i) / 2 \quad (3.58)$$

$$y(t) = y_i + \dot{y}_i (t - t_i) + (\ddot{y}_i + \ddot{y}_{i+1}) (t - t_i)^2 / 4 \quad (3.59)$$

と表され、時刻 $t = t_{i+1}$ とすると、

$$\Delta y_i = \Delta t (\dot{y}_i + \dot{y}_{i+1}) / 2 \quad (3.60)$$

$$\Delta y_i = \dot{y}_i \Delta t + \Delta t^2 (\ddot{y}_i + \ddot{y}_{i+1}) / 4 \quad (3.61)$$

式(3.61)を \ddot{y}_{i+1} について解き、

$$\ddot{y}_{i+1} = \frac{4}{\Delta t^2} \Delta y_i - \frac{4}{\Delta t} \dot{y}_i - \ddot{y}_i \quad (3.62)$$

これを式(3.60)に代入し、また両辺から \ddot{y}_i をひくと、

$$\Delta y_i = \frac{2}{\Delta t} \Delta y_i - 2 \dot{y}_i \quad (3.63)$$

$$\Delta y_i = \frac{4}{\Delta t^2} \Delta y_i - \frac{4}{\Delta t} \dot{y}_i - 2 \dot{y}_i \quad (3.64)$$

これらを式(3.56)に代入して

$$[M] \left\{ \frac{4}{\Delta t^2} \Delta y_i - \frac{4}{\Delta t} \dot{y}_i - 2 \ddot{y}_i \right\} + [C] \left\{ \frac{2}{\Delta t} \Delta y_i - 2 \dot{y}_i \right\} + [K] \Delta y_i = \{\Delta F\} \quad (3.65)$$

これより、

$$\Delta y_i = \left\{ (\Delta F) + \frac{4}{\Delta t} [M] \{\dot{y}_i\} + 2[M] \{\ddot{y}_i\} + 2[C] \{\dot{y}_i\} \right\} \left(\frac{4}{\Delta t^2} [M] + \frac{2}{\Delta t} [C] + [K] \right)^{-1} \quad (3.66)$$

さらにこれを式(3.63)、(3.64)に代入するとそれぞれ Δy_i 、 $\dot{\Delta y}_i$ が求まり、結局時刻 t_i における変位、速度、加速度から時刻 Δt 後までのそれらの増分が得られたことになり、時刻 t_{i+1} における応答スペクトルが得られる。

4. 1 研究の目的と概要

木質トラスなどの木質フレーム構造体の固有値解析に基づく固有振動数及び減衰定数の推定を行うにあたり、同手法を単純な接合部モデルに対して適用し、その妥当性を検証した。接合部モデルは考えられる中で最も単純な、部材数が1であって、かつ、接合部数が1である形状のT字型モデルを試験及び解析の対象とした。

また、接合部の半剛接挙動が同手法によって再現できるか否かを判断しやすくするため接合方法を極端に変化させた。剛節に限りなく近い接着剤を用いたもの、柔な接合として釘接合のみによるものを採用し、さらに両者の中間的であってかつ、粘性項が強調される粘着剤（2種類）を用いたものを試験及び解析の対象とした。

なお、鉛直材と水平材の接触面積を多くとることで、接合部の挙動の影響が顕著に現れることを目指したため、通常フレーム構造体のプロポーシオンと異なることを断っておく。

4. 2 実験

4. 2. 1 T字型接合部モデル

ベイマツの梁（ $230 \times 100 \times 5000$ (mm)）にトドマツ材（ $120 \times 20 \times 817$ (mm)）を互いに垂直をなすように接合し、T字型の接合部のモデル（Fig. 4. 2. 1）を作製した。接合には、粘着剤（PSA1：シンコーボンド TA-167, PSA2：シンコーボンド 310-A）、接着剤（レゾルシノール樹脂）をベイマツ梁とトドマツ材の両方に塗布して接着し、釘接合（GN40 \times 2本）による機械的接合と組み合わせる方法を用いた。

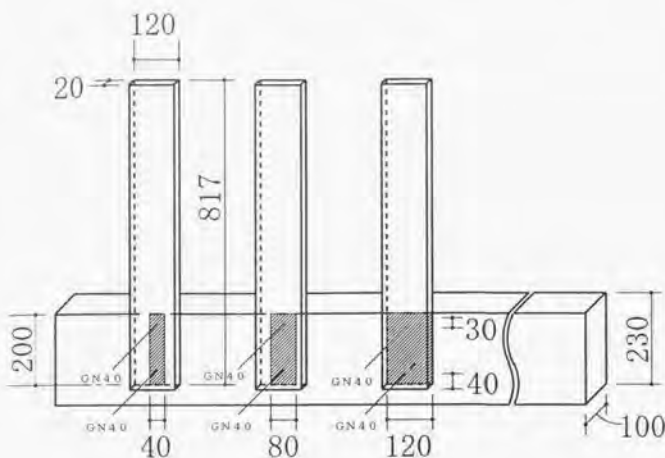


Fig. 4. 2. 1. Examples of shapes, sizes, and adhesive areas of the T-type model of connections.

粘着剤については、その材料科学的性質を知るために、薄シートを液体窒素にて超低温に冷やし、ヴァイブロンに供することで貯蔵弾性率 E' および損失弾性率 E'' を調べた。Fig. 4. 2. 2 (PSA1 : (a), PSA2 : (b)) に測定結果を示す。なお 2 種類の粘着剤の決定的な違いは、貯蔵弾性率 E' の低下の生じる温度が粘着剤 1 の方が粘着剤 2 よりも低いところにある。また、釘接合による機械的接合方法のみを用いた接合部のモデルも作製した。さらに接合部モデルの剛性や粘性を変化させるために接着面積を 3 種類 (40×200 (mm), 80×200 (mm), 120×200 (mm)) に変化させた。なお、各試験体は各仕様 1 体ずつであり、その詳細及びその部材の物性を Table 4. 2. 1 に示す。

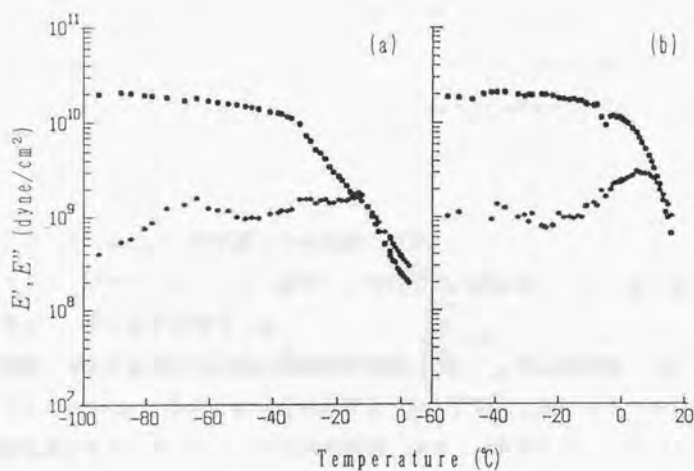


Fig. 4. 2. 2. Storage moduli (E') and loss moduli (E'') of PSA1 (a) and PSA2 (b).

Legend : ● : Storage moduli (E'), ★ : Loss moduli (E'')

Table 4. 2. 1. Types of connections, adhesive areas and
MOE of specimens.

Specimens	Varieties of connections	Adhesive areas (mm × mm)	MOE (× 10 ⁻³ kgf/cm ²)
A	PSA1+nails	80 × 200	140.9
B	PSA1+nails	120 × 200	140.9
C	PSA2+nails	40 × 200	140.9
D	PSA2+nails	80 × 200	140.9
E	PSA2+nails	120 × 200	140.9
F	Reso.+nails	40 × 200	140.9
G	Reso.+nails	80 × 200	137.7
H	Reso.+nails	120 × 200	134.6
I	Nails	—	137.7

Notes : PSA shows pressure sensitive adhesive,
Reso. shows Resorcinol resin adhesive.

4. 2. 2 接合部性能試験と接合係数の算出

ベイマツ材を羽子板ボルトで固定し、それぞれの試験体について静的加力試験を行い、接合係数を算出した。

半剛節の挙動を表現するために軸方向の荷重 (P_x)、せん断荷重 (P_y)、モーメント (M) を Fig. 4. 2. 3 に示すように、トドマツ材に与え、各試験体の接合部の変形を測定した。各方向の荷重に対する静的変位 δ_x 、 δ_y および回転変形角 θ を測定し、荷重変形曲線の立ち上がりを直線回帰してその傾きから、それぞれ式 (4.1)、式 (4.2)、式 (4.3) を用いて各方向の接合係数 α_x 、 α_y 、 α_z を算出した。

$$\alpha_x = \frac{\Delta P_x}{\Delta \delta_x} \quad (4.1)$$

ここで、 P_x : 軸方向荷重 (kgf)

δ_x : 軸方向変位 (cm)

$$a_y = \frac{\Delta P_y}{\Delta \delta_y} \quad (4.2)$$

ここで、 P_y : せん断荷重 (kgf)

δ_y : せん断変位 (cm)

$$a_z = \frac{\Delta M}{\Delta \theta} \quad (4.3)$$

ここで、 M : モーメント (kgf · cm)

θ : 回転変形角 (rad)

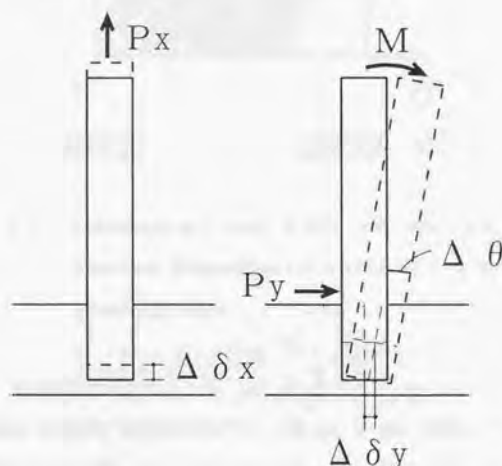


Fig. 4. 2. 3 . Schematic measuring methods of the static test of specimens.

さらに、荷重—変位曲線から接合部に与えたエネルギー ΔW と損失したエネルギー W を求め、式(4.4)より接合部の履歴減衰定数 (損失エネルギー) h を得た。

$$h = \frac{1}{\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (4.4)$$

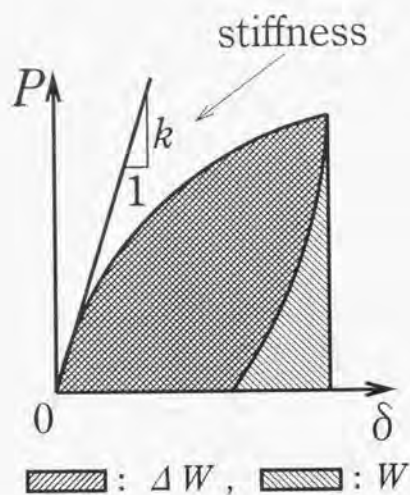


Fig. 4. 2. 4. Calculation procedure of hysteretic damping factor from load-deformation curve obtained by static lateral load tests.

4. 2. 3 自由振動試験

トドマツ材の上端部に木製のハンマー（約 23. 8 gf）を用いて小打撃を与え、各試験体の自由振動試験（Fig. 4. 2. 5）を行った。打撃点付近に打撃方向に設置した加速度計を用いて応答波の加速度を測定し、それを FFT アナライザーによってフーリエ変換して周波数分析を行い、各試験体の固有振動数 f_0 を得、またその波形から（Fig. 4. 2. 6）式（4.5）を用いて自由振動の減衰定数 d_0 を得た。

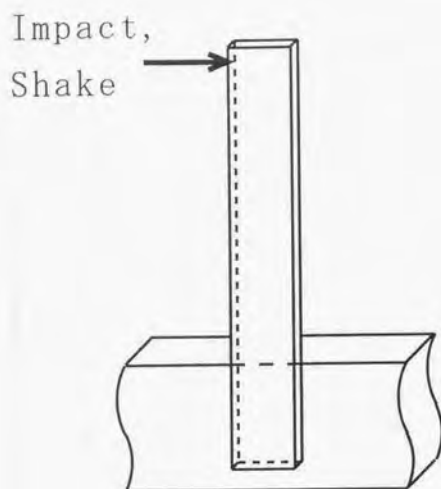


Fig. 4. 2. 5. Schematic diagram of free and forced vibration tests conducted to Inversed T-shape connection model.

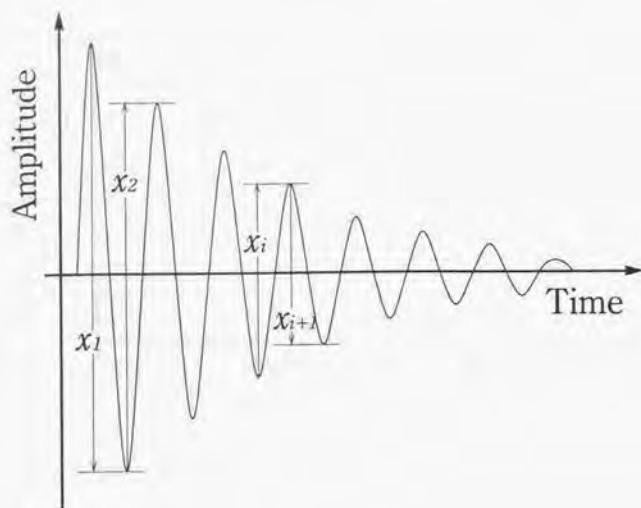


Fig. 4. 2. 6. Calculation procedure of damping factor from wave form obtained by free vibration tests.

$$d_e = \frac{1}{2\pi} \log \frac{x_n}{x_{n+1}} \quad (4.5)$$

4. 2. 4 強制振動試験

トヨタ材の上端部に重量約 3 kgf の小型シェイカーを用いて起振し、各試験体の強制振動試験 (Fig. 4. 2. 5) を行った。起振点付近に起振方向に設置した加速度計を用いて加速度の振幅を測定して共振曲線を得、さらに強制振動の減衰定数 d_f を式 (4.6) から得た (Fig. 4. 2. 7)。

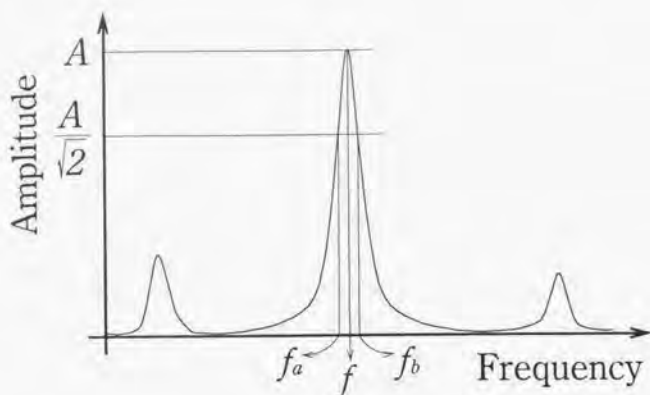


Fig. 4. 2. 7. Calculation procedure of damping factor from frequency resonance curve obtained by forced vibration test.

$$d_f = \frac{1}{2} \frac{f_b - f_a}{f} \quad (4.6)$$

4. 3 結果及び考察

4. 3. 1 接合部性能試験の結果と考察

4. 3. 1. (a) 静的加力試験と接合係数

軸力方向の荷重を与えた場合、せん断方向の荷重を与えた場合、モーメント方向の荷重を与えた場合の荷重変位曲線をそれぞれ Fig. 4. 3. 1、Fig. 4. 3. 2、Fig. 4. 3. 3 に示す。せん断方向の荷重を与えた場合、モーメント方向の荷重を与えた場合の荷重変位曲線の傾きはほぼ同じ傾向を示し、接着剤を用いた接合部が圧倒的に大きく、続いて粘着剤 2 を用いた接合部、粘着剤 1 を用いた接合部、機械的（釘）接合部の順に大きかった。軸力方向の荷重を与えた場合についてはやはり接着剤を用いた接合部は傾きが大きかったが、他のものとの差は

せん断方向の荷重を与えた場合、モーメント方向の荷重を与えた場合ほど著しくなかった。またその他の場合についてはほぼ同じ傾向を示した。

接合係数 a_x, a_y, a_z の算出結果は次の Table 4. 3. 2 に示す。

Table 4. 3. 2. Moduli of connections.

Specimens	a_x ($\times 10^3 \text{ kgf/cm}$)	a_y ($\times 10^3 \text{ kgf/cm}$)	a_z ($\text{kgf} \cdot \text{cm/rad}$)
A	1.863	0.4858	34.36
B	2.188	0.6671	48.30
C	1.236	2.526	51.69
D	1.680	12.21	58.31
E	3.108	2.9294	86.14
F	2.973	13.74	1290
G	7.174	20.79	5282
H	7.407	58.33	13240
I	2.078	0.4235	16.03

実験結果よりモーメント方向の荷重を与えた場合については、接着剤、粘着剤 2、粘着剤 1、釘接合のみを用いた接合部の順番で接合係数が大きく、接合部のモーメントに抵抗する剛性がこの順に高いことがわかる。またいずれの接着、粘着剤についてもモーメント方向の荷重を与えた場合については接着面積が大きくなるにつれて接合係数が大きくなり、剛性が高くなっている。一方軸力方向の荷重を与えた場合、せん断方向の荷重を与えた場合についての接合係数も、ほぼ同様な傾向を示していたが、各々の接合方法、及び接着面積において必ずしも前述のような傾向と完全に一致してはいないものの、ほぼ同様な傾向を示している。傾向が完全に一致しなかった。

原因としては、接着表面を平滑に加工したにもかかわらず、T字型モデルの接着面積が非常に小さく、接着強度の不均一性が反映したことや、ほぼ等しいヤング係数をもつトマツ材を選定したが、接着部分のヤング係数が必ずしも

均一ではないこと等が考えられる。さらに、各種類の試験体の数は1体ずつであるので各試験体間の個体差が顕著に表れていることも原因の1つであるといえよう。

なお、接着剤を用いた接合部の接合係数は他の接合部と比較して非常に大きい値を示しており、軸力方向の荷重を与えた場合で数倍、せん断方向の荷重を与えた場合で10～100倍、モーメント方向の荷重を与えた場合で10～20倍の値になっていた。

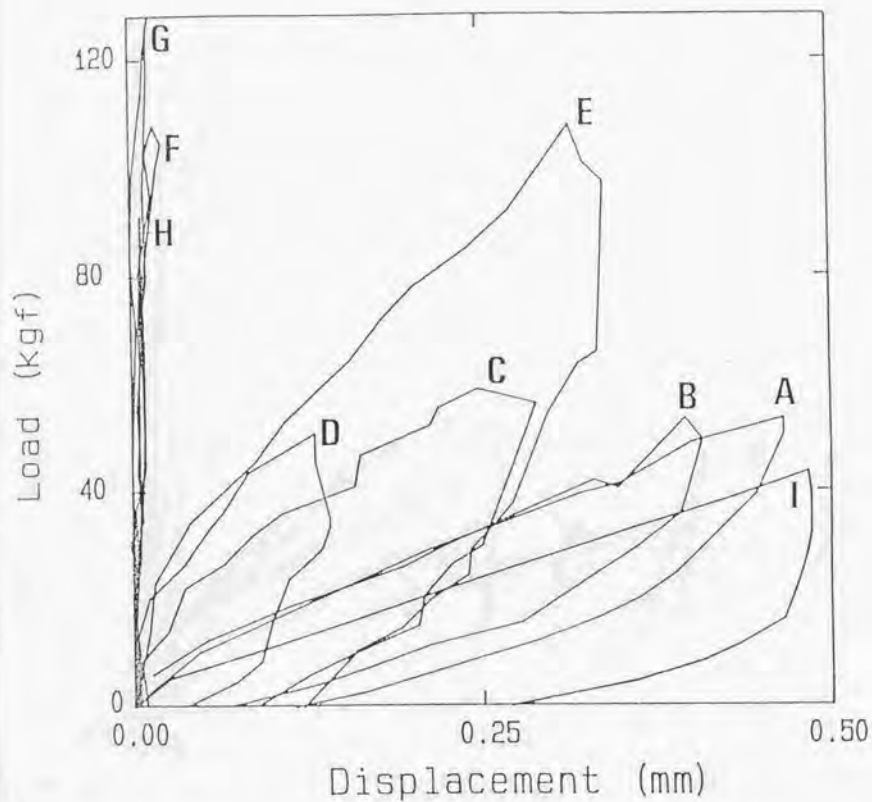


Fig. 4. 3. 1. Relationships between the load and displacement in the direction of the axis of the vertical member.

Note: The letters in this figure show the name of specimen.

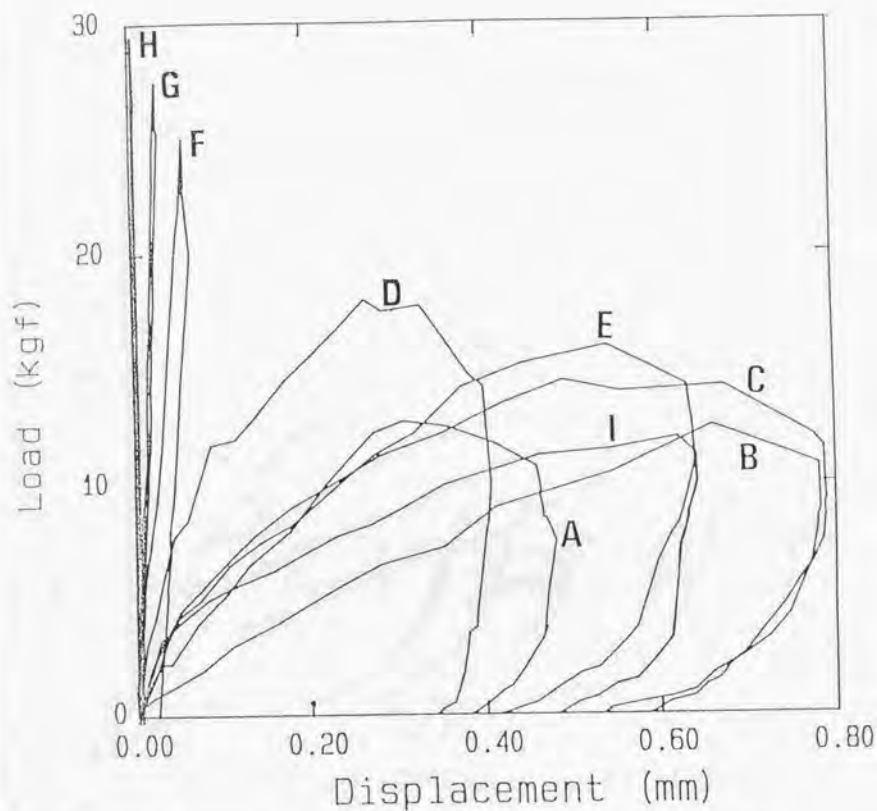


Fig. 4. 3. 2. Relationships between the load and displacement in the direction perpendicular to the vertical member.

Note: The letters in this figure show the name of specimen.

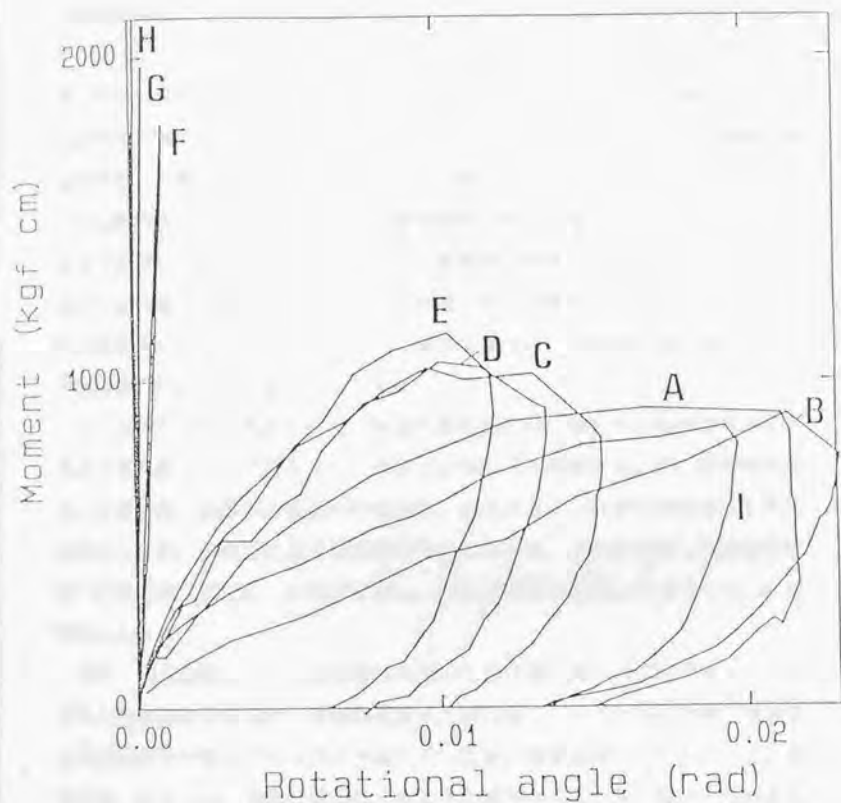


Fig. 4. 3. 3. Relationships between the moment and rotational angle.

Note: The letters in this figure show the name of specimen.

4. 3. 1. (b) 非線形挙動と履歴減衰定数

軸力方向の荷重を与えた場合、せん断方向の荷重を与えた場合、モーメント方向の荷重を与えた場合の履歴減衰定数（損失エネルギー： h_X , h_Y , h_Z ）を Table 4. 3. 3 に示す。

接着面積の差や、試験体間のバラツキは多少あるものの、大まかな傾向は以下のようにいえる。軸力方向の荷重を与えた場合の履歴減衰定数は、釘のみを用いた接合部が最も大きく、次いで粘着剤 2 を用いた接合部、粘着剤 1 を用いた接合部の順で大きく、損失エネルギーが大きいことを示している。最後に接着剤を用いた接合部があり、極めて小さい値を示した試験体もあった。

せん断方向の荷重を与えた場合の履歴減衰定数も、軸力方向の荷重を与えた場合と同様に、釘のみを用いた接合部、粘着剤 2 を用いた接合部、粘着剤 1 を用いた接合部、接着剤を用いた接合部の順に大きな値を示した。しかし軸力方向の荷重を与えた場合とは異なり、粘着剤 1 を用いた接合部と粘着剤 2 を用いた接合部にはほとんど差がなかった。

モーメント方向の荷重を与えた場合の履歴減衰は、軸力方向の荷重を与えた場合やせん断方向の荷重を与えた場合とは異なった傾向を示した。粘着剤 1 を用いた接合部、粘着剤 2 を用いた接合部、釘のみを用いた接合部の順で大きな値を示したが、それらに大きな差はみられなかった。これらに対して接着剤を用いた接合部は極端に小さな値を示し、他の 3 種類と比較して $1/5 \sim 1/10$ の値を示した。

また、接着面積については粘着剤を用いた接合部に関しては接着面積が増加すると履歴減衰が増加し、接着剤を用いた接合部については接着面積が増加すると履歴減衰が減少するものと予測していたが、接着面積のバリエーションが少なかったせい、実験結果にはそのような傾向があるとも、ないともいえない。

Table 4. 3. 3. Hysteretic damping factors of inversed
T-shaped connection model in each direction.

Specimens	h_x	h_y	h_z
A	0.196	0.287	0.300
B	0.178	0.290	0.308
C	0.218	0.297	0.287
D	0.234	0.301	0.310
E	0.226	0.292	0.269
F	0.077	0.193	0.056
G	0.103	0.083	0.033
H	0.218	0.274	0.042
I	0.272	0.300	0.288

4. 3. 2 自由振動試験の結果及び考察

自由振動試験より求められた各試験体の固有振動数 f_c を Table 4. 3. 4 に示す。
また、同表にはT字型のモデルを片持ち梁として式(4.7)より算出した計算値
 f_c を併せて示す。なお算出にあたっては、スパン l はトドマツ材の上端部から
接合面の中心までの距離とした。

$$f_c = \frac{1}{2\pi} \frac{1}{n} \sqrt{\frac{EIg}{\rho A}} \quad (4.7)$$

ここで、 l : スパン (= 71.7cm)

$n = 1.875$ (1次)

E : ヤング係数

I : 断面2次モーメント

ρ : 比重

A : 断面積

自由振動試験より求められた固有振動数 f_n の大小関係は、接着剤、粘着剤2、粘着剤1、釘接合のみを用いた試験体の順で大きいというモーメント方向の荷重を与えた場合についての接合部剛性の傾向とほぼ同様であった。これに対して式(4.7)より求めた片持ち梁としての固有振動数 f_c は、実験値 f_n との間には相関は認められなかった。 f_c はT字型モデルの接合部が剛節であるとして、トドマツ材のヤング係数(MOE)や比重のみを用いて計算しており、接合部の性能を反映していない。以上のことから、接合部の剛性が何らかの形で大きく寄与しているものと判断されるので、接合部のモーメント方向の荷重を与えた場合の剛性を切り離してT字型モデルの振動を検討することは不可能であると考えられる。

次に減衰定数であるが、粘着剤1を用いた接合部、釘のみを用いた接合部、粘着剤2を用いた接合部、接着剤を用いた接合部の順で大きな値を示した。その中でも粘着剤1を用いた接合部は他の3種類と比較して非常に大きな値を示した。これはFig. 4. 2. 2に示すように常温で貯蔵弾性率 E が粘着剤1については低下しており、粘着剤2については低下していないという両粘着剤の物性を如実に表しているものである。また、釘のみを用いた接合部が大きな値を示すのは、釘接合というものが機械的な接合手段であり、トドマツ材と、ベイマツの梁の間に摩擦力が働き、減衰が大きくなると考えられる。

4. 3. 3 強制振動試験の結果及び考察

強制振動試験より得られた各試験体の共振曲線 (Fig. 4. 3. 4 (A: (a), B: (b), C: (c), D: (d), E: (e), F: (f), G: (g), H: (h), I: (i))) に示されるように試験体 A, B, C, H, I についてはきれいな共振曲線が得られなかった。ピークの高さが正確に得られなくても、ピークの位置、つまり固有振動数は本来の値が得られていると考える。各試験体の固有振動数 f_n を Table 4. 3. 4 に示す。接合方法が異なる試験体間では剛性の順番と固有振動数の順番が異なるが、同一接合方法内では接着面積の大きいものがより大きな固有振動数を示している。また、自由振動試験より得られた固有振動数 f_n より低い値を示す原因は、次のように考えられる。T字型接合部モデルが変形する際、シェイカーのT字型接合部モデルを押す力が作用する。これがT字

型接合部モデルの剛性値を低下させているからである。つまり、製材等の曲げ固有振動数がおもりを載せるにつれて低下するのと同じ理由である。

次に減衰定数であるが、最も大きな値を示したのは粘着剤1を用いた接合部と釘のみを用いた接合部で、両者では差がほとんどみられなかった。次いで粘着剤2を用いた接合部、接着剤を用いた接合部の順番であるが、粘着剤2を用いた接合部は粘着剤を用いた接合部と釘のみを用いた接合部に近い値を示すものから接着剤のように非常に小さい値を示すものまであり、バラツキが大きかった。

Table 4. 3. 4. Natural frequencies of inversed T-shaped connection model obtained by tests, numeral solution, and calculation with an assumption as a cantilever.

Specimens	f_e (Hz)	f_n (Hz)	f_c (Hz)	f_s (Hz)
A	115	177	261	74
B	145	188	242	94
C	130	201	252	126
D	155	210	252	140
E	160	233	244	144
F	170	380	254	112
G	170	395	254	146
H	175	373	238	150
I	130	128	270	82

Notes : f_e : Experimental characteristic frequencies by free vibration test.

f_n : Characteristic frequencies calculated by the numeral solution of the eigenvalue problem.

f_c : Characteristic frequencies calculated as a cantilever

f_s : Experimental characteristic frequencies by shaking test.

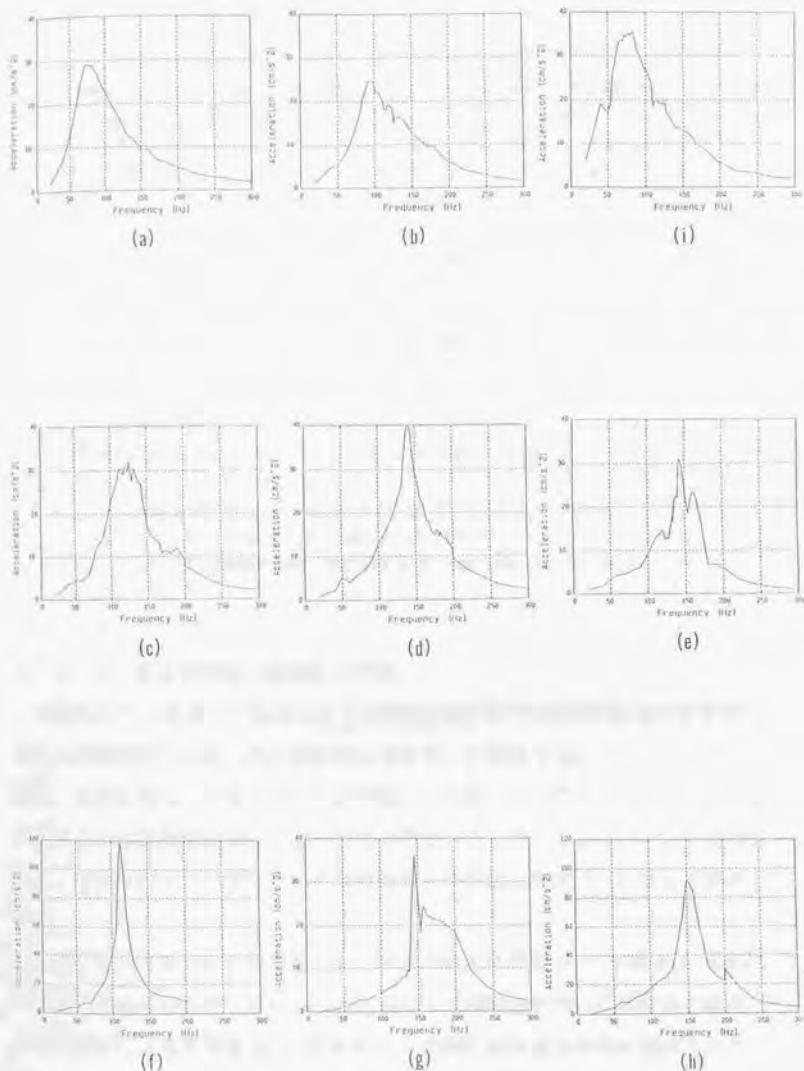


Fig. 4.3.4. Resonance curves of inversed T-shaped connection models obtained by the forced vibration tests.

Table 4. 3. 5. Damping factors of inversed T-shaped connection
model obtained by tests, numeral solution, and
calculation with an assumption as a cantilever.

Specimens	d_e	d_n	d_s
A	0.1103	0.3001	0.315
B	0.1130	0.3022	0.192
C	0.0443	0.2995	0.180
D	0.0417	0.2978	0.065
E	0.0396	0.2945	0.042
F	0.0190	0.2683	0.043
G	0.0234	0.2395	0.029
H	0.0110	0.2175	0.069
I	0.0524	0.2051	0.294

Notes : d_e : Experimental damping Constance frequencies
by free vibration test.

d_n : Damping Constance calculated by the numeral
solution of the eigenvalue problem.

d_s : Experimental damping Constance by shaking test.

4. 3. 4 固有値解析の結果及び考察

半剛節モデルを用いて推定したT字型接合部モデル固有振動数の計算値 f_n と自由振動試験より得られた実験値 f_e を比較した結果を Fig. 4. 3. 5 に示す。また、片持ち梁として求められた計算値 f_c と実験値 f_e も同様に比較した。また、計算値 f_n と強制振動試験より得られた実験値 f_s を比較して Fig. 4. 3. 6 に示す。また、片持ち梁として求められた計算値 f_c と実験値 f_e も同時に比較して併せて示す。

前節で述べたように片持ち梁として求められた計算値 f_c と実験値 f_e の間には相関は認められなかったが、これに対して、接着剤を用いた試験体を除き、固有値解析による計算値 f_n と実験値 f_e との間には有意な相関が認められた。このことよりT字型モデルの接合部の振動性状を解析するためには半剛節の挙動を加味することが必要不可欠である。なお、接着剤を用いた試験体に相関が見られなかったのは、

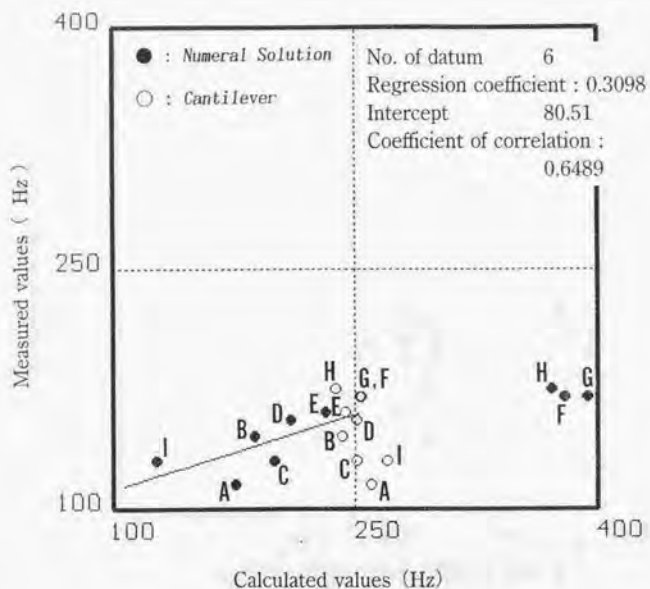


Fig. 4. 3. 5. Relationships between the calculated natural frequencies and the experimental values obtained by free vibration tests.

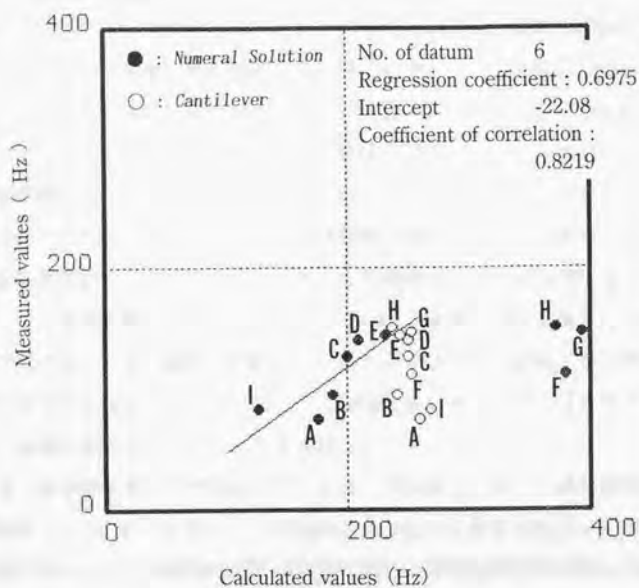


Fig. 4. 3. 6. Relationships between the calculated natural frequencies and the experimental values obtained by forced vibration tests.

一方、半剛筋モデルの固有値解析から算出された計算値 f_n は、実験値 f_e と比較して総じて大きな値を示した。この原因としては、実験で用いたT字型モデルのトドマツ材の梁幅に対する梁背の比が6倍と非常に大きかったので、せん断による影響が現れたことが考えられる。

釘接合による機械的接合単独の場合には計算値が実験値を下回っている。この原因は次のように考えられる。各接合部の接合係数は、接合部の静的加力試験から求められる荷重-変形曲線から回帰式を求め、その係数から求めている。接着剤、粘着剤を用いた接合部はほぼ線形挙動を示し、そのまま原点付近から計算している。これに対して機械的接合単独の接合部は、変形曲線の初期の傾きは接着剤を用いた接合部とほぼ等しい傾きであるが、それより高い荷重領域で急に傾きが小さい値を示し、その後は初期の傾きより小さい値で安定するという非線形挙動を示す。自由振動試験の荷重領域がどちらに相当するかを考慮して、この場合の接合係数は後者の傾きを用いて計算した。しかし自由振動というものは常に一定の振幅で振動しているものではなく、振動には初期の荷重領域も寄与するはずである。したがって機械的接合単独の接合部の接合係数については過小評価をしていたと考えられる。

一方、接着剤を用いた接合部については、実験値 f_e に対して固有値解析による計算値 f_n が非常に大きい。この理由は次のように考えられる。接着剤を用いた接合部については静的な剛性が非常に高く、静的加力試験の際、他の接合部と同等の荷重領域では変形が極めて小さく、同荷重領域では接合係数を求めることが困難であり、測定値の信頼性を得るためには大きな荷重を加える必要があった。その荷重領域は微少な振動を決定する接合係数の荷重領域と異なることが考えられ、荷重領域が異なればそれより決定される接合係数は異なる可能性があるためである。これらについてもっと精度の良い変位計を用いることなど、今後さらに検討する必要がある。

4. 3. 5 減衰定数の解析結果及び考察

T字型接合部モデルの自由振動試験から得られた減衰定数（実験値）と接合部の静的加力試験から得た損失エネルギーの間には有為な相関があるとは言えない（Fig. 4. 3. 7）。しかし、減衰定数の計算値と実験値の間には、接着剤を用いた接合部と釘接合単独の場合を除いて、有為な相関があるといえよう（Fig. 4. 3. 8）。接着剤を用いた接合部については、「4. 3. 4 固有値解析の結果及び考察」で述べたような理由で固有値解析の結果が自由振動を正しく評価していない。減衰定数の解析は第2章で述べたようにその固有値と固有モードを用いるため、減衰挙動を正しく評価し得ないものと考えられる。また釘接合単独の場合は、自由振動における減衰機構はトドマツ材とベイマツ材の間の摩擦によるものであると考えられる。振動時の動的摩擦抵抗と加力時の静的摩擦抵抗とは比べものにならないほど異なることが考えられ、釘接合のみを用いた接合の減衰機構はこのため（履歴減衰）損失エネルギーを用いた解析方法では評価し得ない機構である可能性がある。これらについて今後さらに検討する必要がある。

また計算値は総じて、自由振動試験及び強制振動試験より得られた実験値より大きい値を示した。この原因は次のように考えられる。つまり、「3. 3 減衰挙動の解析」で述べたように、解析には静的加力試験より得られた履歴減衰定数（損失エネルギー）を用いて行っている。自由振動試験及び強制振動試験における振動の変位量が極微少であるのに対し、静的加力試験において履歴減衰定数を求めた変位量はそれに比べて非常に大きい。接合部は非線形挙動を示すが微小な変形領域では、線形に近い挙動を示し、損失エネルギーは本研究で得たものより小さい値をとるはずである。このような理由で計算結果が大きな値を示しているのである。しかし、計算値と実験値は相関関係にあるので、本手法は接合部の静的加力試験において微小な変形領域での損失エネルギーを得る実験方法を開発できれば、さらに妥当性を得ることになると考えられる。

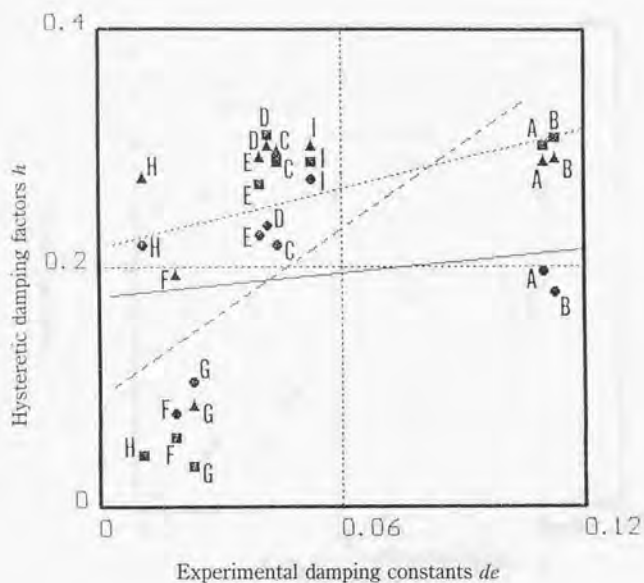


Fig. 4. 3. 7. Relationships between the damping constants obtained by the free vibration tests and the hysteretic damping factors .

Legend: hysteretic damping factor; ● : in the direction of the axis of the loaded member, ▲ : in the direction perpendicular to the member, and ■ : in the direction of the rotation.

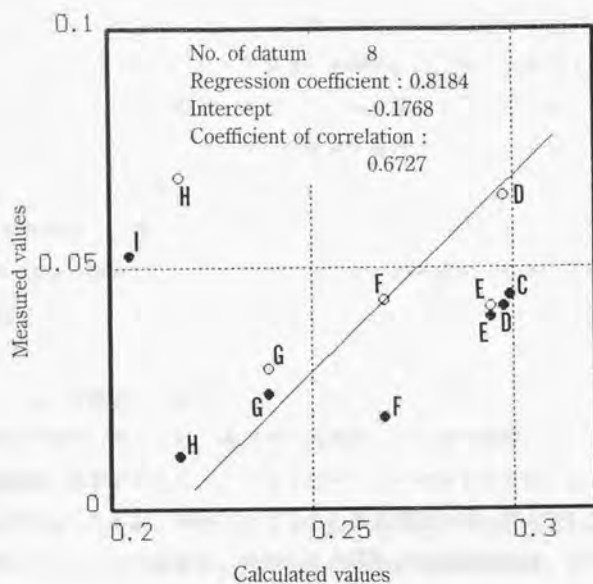


Fig. 4. 3. 8. Relationships between the calculated and measured damping constants.

Legend: damping constants ; ● : obtained by the free vibration tests and ○ : obtained by the forced vibration tests.

4. 4 まとめ

4. 4. 1 固有値解析

片持ち梁として計算した計算値 f_c と実験値 f_e の間には相関は認められなかったのに対して、接着剤を用いた試験体を除き、固有値解析による計算値 f_n と実験値 f_e との間には有意な相関が認められた。このことよりT字型モデルの接合部の振動性状を解析するためには半剛節の挙動を加味することが必要不可欠であり、木質トラスを含めた木質構造の動的解析には極めて有効な手段であるといえる。しかし、非線形挙動を示す接合部に関しては接合係数の算出方法等に、まだ検討の余地を残している。非線形挙動において変化する剛性値を、解析においてどのように評価するか慎重に検討する必要がある。また、接着剤を用いた接合部等、非常に大きな剛性を示す接合部等には接合係数を求める実験の方法に開発の余地を残す。つまり振動試験の荷重領域に相当する荷重に置ける変位をどのように測定するか等である。

4. 4. 2 減衰定数の解析

本手法で解析し得たのは、接合部の粘弾性による減衰機構のみで、摩擦による減衰機構は推定できなかった。本手法をさらに発展させればこれについても解析し得るものなのか、摩擦というものの評価方法を考え直さないと解析できないのかということも含めて、今後さらに検討する必要がある。また非線形挙動を示す接合部について微小な変形領域では、線形に近い挙動を示し、静的加力試験から得た履歴減衰定数（損失エネルギー）は本研究で得たものより小さい値をとるはずである。このため計算結果が大きな値を示しており、接合部の静的加力試験において微小な変形領域での損失エネルギーを得る実験方法を開発できれば、さらに妥当性を得ることになると考えられる。

5. 1 研究の目的と概要

接合部の半剛接挙動を考慮に入れた剛性マトリックスによる固有値解析をによって固有振動数を推定する手法、並びに第3章にて考案した固有モードマトリックスと接合部の履歴減衰定数から全体系の減衰定数の推定手法の妥当性の検証を行うことを目的とした。

実際に、枠組壁工法床組部材を想定した実大の平行弦トラスを2×4材を構成して作製した。接合方法は振動性状の違いを顕著にするため、ネイルプレートを用いたものの他に釘着による合板ガゼットを用いたものを作製した。さらに合板ガゼットによるトラスは釘着のみによるものの他に接着剤、粘着剤を塗布したものを作製した。

前述の両解析手法を同トラスに適用し、固有振動数および減衰定数の推定を試みた。さらに、実験実際に平行弦トラスの曲げ振動試験を行って固有振動数および減衰定数の実験値を得、解析値と比較した。なお、接合部の剛性係数と履歴減衰定数は実大トラスから切り出した接合部試験体について加力試験を、軸方向荷重、せん断方向荷重、回転荷重を与えることで実施して得た。剛性係数と履歴減衰定数は前述の4種類の接合方法について別々に、部材の交差角度や接合具の大きさが異なるものについても別々に得た。

5. 2 試験体及び実験

5. 2. 1 平行弦トラス

2×4材（米国产 Douglas Fir のMSR材：1.5E1650Fb1020Ft）のラミナに中央集中荷重を与えて静的曲げ試験を行い、ラミナのヤング係数を測定した。ヤング係数の分布をFig. 5. 2. 1に示す。これらのラミナの中からランダムにラミナを抽出して平行弦トラスを組み立てた（Fig. 5. 2. 2）。ラミナ同士の接合には、4種類方法を用い、それぞれネイルプレートを用いたもの（NO.1～3）、接着剤（ビニルウレタン系樹脂）を塗布した合板ガゼット（釘打ち併用）を用いたもの（NO.4～6）、粘着剤（シンコーボンド310-A）を塗布した合板ガゼットを用いたもの（NO.10～12）である。接合部の詳細をFig. 5. 2. 3

に示す。また、それぞれのトラスの中で用いた接合部（大(L)、小(S)）の配置を Fig. 5. 2. 4 に示す。それぞれの接合方法を用いて 900 mm, 1800 mm, 3600 mm の 3 通りのスパンの平行弦トラスを作製し、合計 12 体の試験体を用意した。なお、各試験体の仕様を Table 5. 2. 1 に示した。

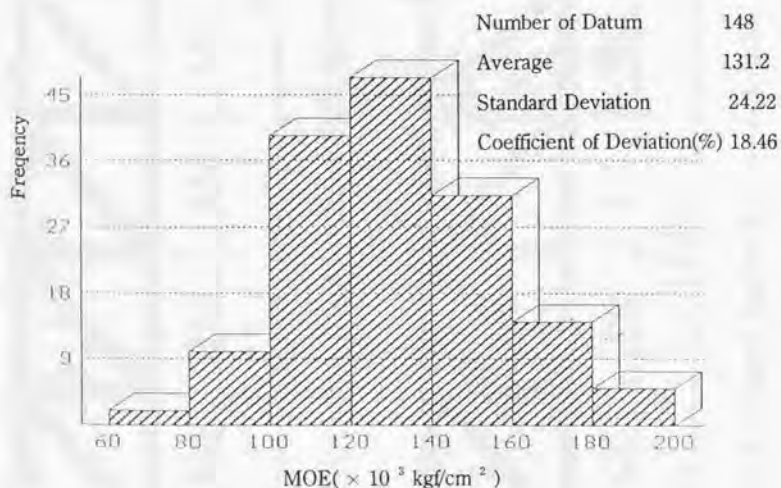


Fig. 5. 2. 1. MOE distribution of laminas employed to the timber trusses.

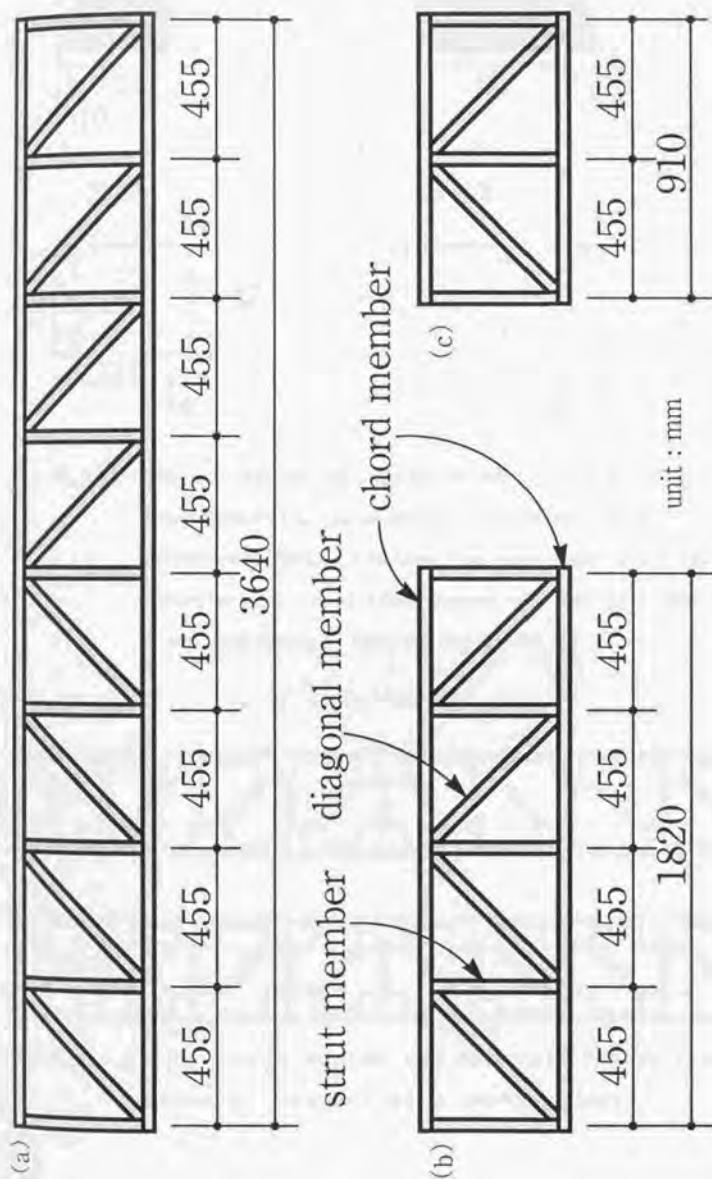


Fig. 5. 2. Schematic diagrams of tested warren trusses with a span of (a) 3640 mm, (b) 1820 mm, and (c) 910 mm.

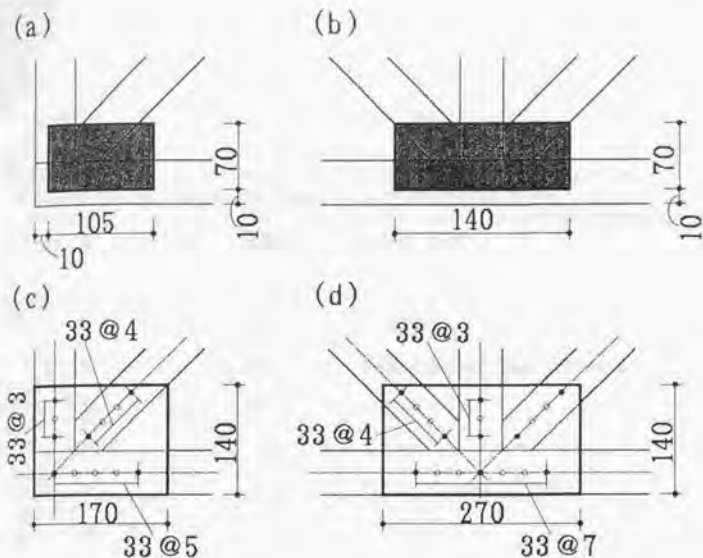


Fig. 5. 2. 3. Schematic diagrams of connections with (a) small and (b) large metal plate and (c) small and (d) large plywood gusset.

Notes : Gussets with adhesive, including PSA, were nailed only at the point shown by black circles. Other gussets, only with nails, were nailed at the point shown by black and void circles.

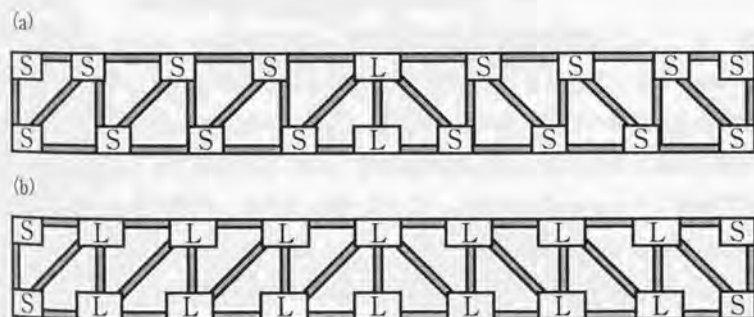


Fig. 5. 2. 4. The layouts of the large and small connectors in the case of trusses employing (a) metal plates and (b) plywood gussets.

Table 5. 2. 1. Joint specifications and spans of the warren trusses.

No. of specimen	Spans (mm)	Joint specifications
1	3640	Metal plates
2	1820	<i>ibid.</i>
3	910	<i>ibid.</i>
4	3640	Nailed gussets with adhesive
5	1820	<i>ibid.</i>
6	910	<i>ibid.</i>
7	3640	Nailed gussets with PSA
8	1820	<i>ibid.</i>
9	910	<i>ibid.</i>
10	3640	Nailed gussets
11	1820	<i>ibid.</i>
12	910	<i>ibid.</i>

Note: PSA shows the pressure sensitive adhesive.

5. 2. 2 接合部性能試験及び接合係数の算出

平行弦トラスの一部を切り出し、接合部性能試験用の試験体とした。同じ接合方法においても試験体間で接合部の性能に差が生じることが予想された。これはトラス内の節点の位置によって、接合部の形状及び部材の交差角度が異なるからである。同じ接合様式であっても接合部の形状が異なるものは別の接合様式とした。その結果、接合具（ネイルプレート及び合板ガゼット）の大きさの違いと部材間のなす角度の違いによって同じ接合様式について4種類の接合が考えられる。接合具の大きさの違いについては、接合具の大きいものを”L”、小さいものを”S”と命名し、部材間のなす角度の違いについては、部材同士が直交する場合を”90”、部材同士が斜めに交わる場合を”45”と命名し、区別した。

Fig. 5. 2. 5 (部材交差角度 45°)、Fig. 5. 2. 6 (部材交差角度 90°) に示すように上下弦材にあたる部分を試験台に固定し、材軸方向 (部材座標系における x 方向) に油圧式ジャッキを用いて荷重を与え、変位計を用いて接合部分の部材座標系における x 方向の変位を測定した。なお、ジャッキと試験体の間にロードセルを挟んで荷重を測定した。

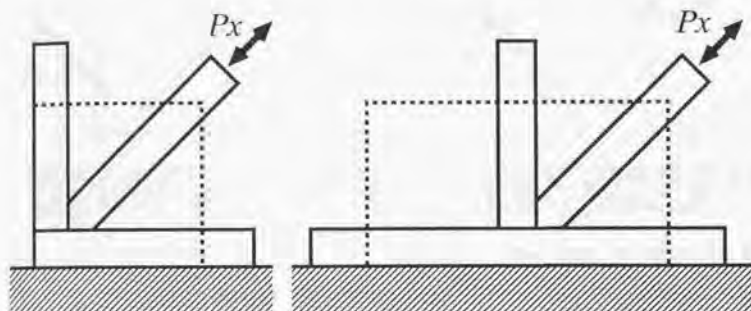


Fig. 5. 2. 5. Schematic diagrams of the axial force resistant tests on the joint with members crossed at 45 degree.

Notes : Dotted line shows the metal plate or plywood gusset.

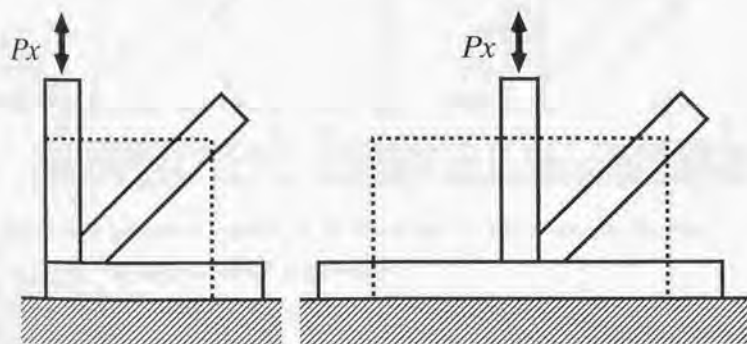


Fig. 5. 2. 6. Schematic diagrams of the axial force resistant tests on the joint with members crossed at 90 degree.

Notes : Dotted line shows the metal plate or plywood gusset.

同様に Fig. 5. 2. 7 (部材交差角度 45°) , Fig. 5. 2. 8 (部材交差角度 90°) に示すように上下弦材にあたる部分を試験台に固定し、せん断方向 (部材座標系における y 方向) に荷重を与えて、接合部分の部材座標系における y 方向の変位を測定した。

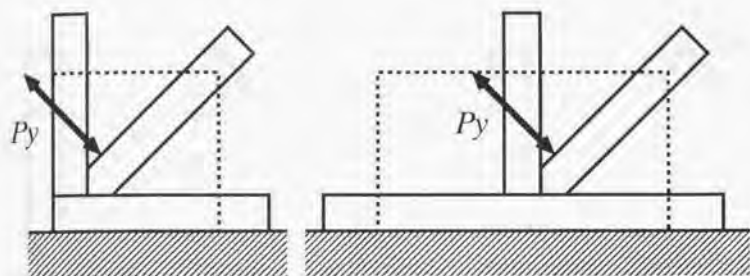


Fig. 5. 2. 7. Schematic diagrams of the shear force resistant tests on the joint with members crossed at 45 degree.

Notes : Dotted line shows the metal plate or plywood gusset.

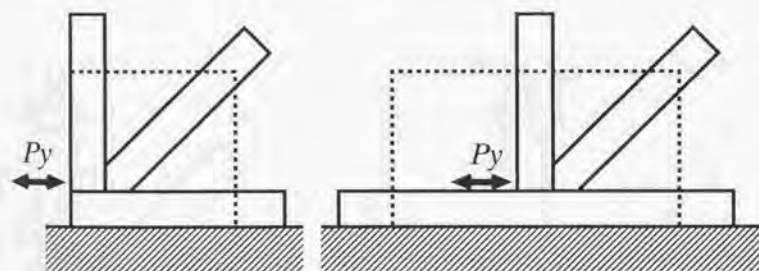


Fig. 5. 2. 8. Schematic diagrams of the shear force resistant tests on the joint with members crossed at 90 degree.

Notes : Dotted line shows the metal plate or plywood gusset.

さらに、Fig. 5. 2. 9（部材交差角度 45° ）、Fig. 5. 2. 10（部材交差角度 90° ）に示すように上下弦材にあたる部分を試験台に固定し、モーメント方向（部材座標系における z 方向）の油圧式ジャッキを用いて荷重を与え、2 台の変位計を用いて変位を測定し、その変位の差から回転変形角を算出した。

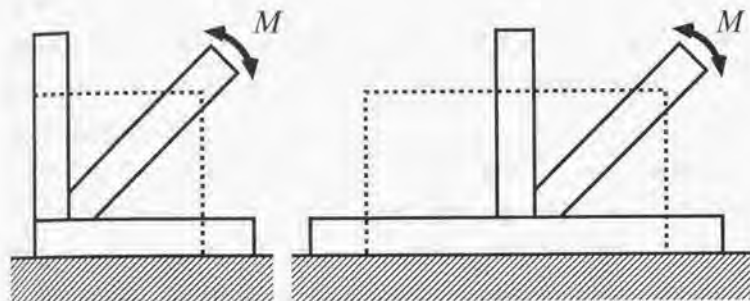


Fig. 5. 2. 9. Schematic diagrams of the moment resistant tests on the joint with members crossed at 45 degree.

Notes : Dotted line shows the metal plate or plywood gusset.

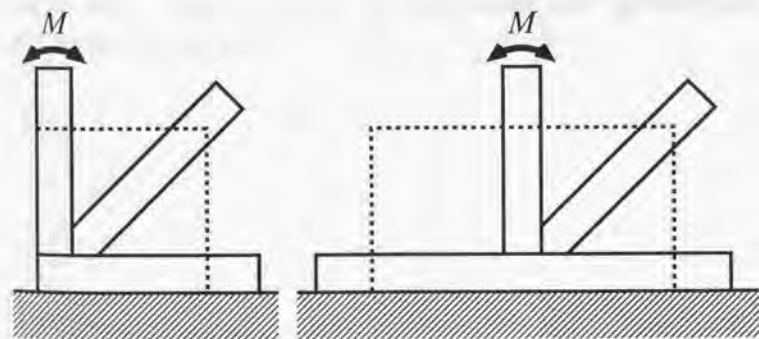


Fig. 5. 2. 10. Schematic diagrams of the moment resistant tests on the joint with members crossed at 90 degree.

Notes : Dotted line shows the metal plate or plywood gusset.

5. 2. 3 トラス自由振動試験及びモーダル解析

各トラスの両端下部（両端の束材の中心の延長線上）を単純支持し、打撃部位が弾性樹脂でできた金属製のハンマを用いてトラスの上弦材の中央に鉛直方向の小打撃を与えることで自由振動を励起し、各試験体の自由振動試験を行った。打撃点下部付近に打撃方向に設置した圧電型加速度計を用いて応答加速度を測定した。応答波形を FFT アナライザーによってフーリエ変換して周波数分析を行い、各試験体の固有振動数 f_e を求め、振動波形から自由振動の減衰定数 de を求めた。なお、Fig. 5. 2. 11 に打撃部位、支持部位、測定部位（加速度計の設置位置）を示す。

また、スパン 3640 mm のトラス（No. 1, 4, 7, 10）及び 1820 mm のトラス（No. 2, 5, 8, 11）については、前述と同様に両端下部（両端の束材の中心の延長線上：Fig. 5. 2. 11）を単純支持し、上記のロードセル内蔵型インバクトハンマを用いてモーダル解析を行った。加速度計をトラスの上弦材の中央上部に設置し、トラスの全ての節点にそれぞれハンマを用いて鉛直方向の小打撃を与えた。Fig. 5. 2. 12 に示すように⑤の位置に加速度計を設置し、スパン 3640 mm のトラスについては①～⑩に対して小打撃を与えた。トラスに設置した加速度計とハンマに内蔵されている加速度計との伝達関数をそれぞれ FFT アナライザーを用いて測定し、それを元に各次の固有振動数における試験体の振動モード形状の解析を行った。

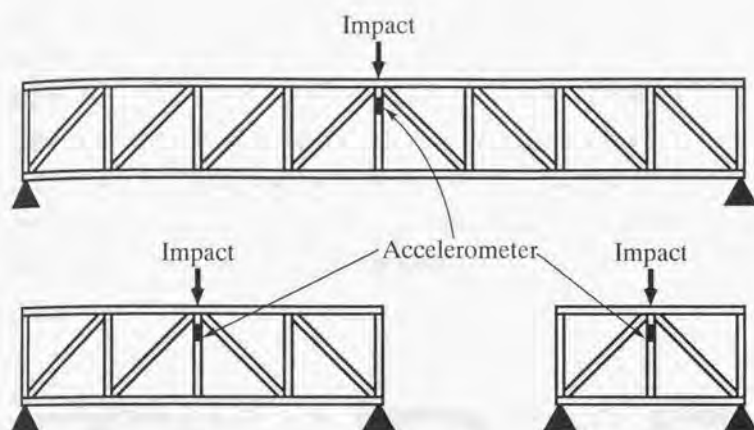


Fig. 5. 2. 12. Schematic diagrams of free vibration tests on warren trusses.

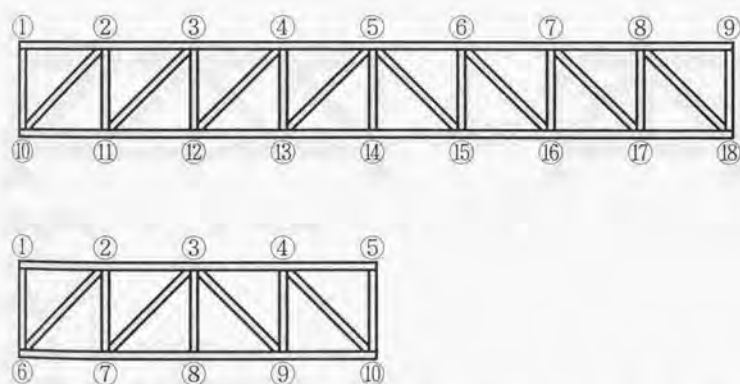


Fig. 5. 2. 12. Measured points on the modal analyses and the static load tests.

Note : Circled figures show the measured points.

5. 2. 4 トラスの静的加力試験

各トラスの両端下部（の束材の中心線の延長線上）を単純支持し、油圧式ジャッキを用いて中央集中荷重を与え、（Fig. 5. 2. 13）、トラスの静的加力試験を行った。油圧ジャッキとトラスの間にロードセルを挟んで荷重を測定し、各節点に変位計を設置し、（Fig. 5. 2. 12 に示す①～⑬（スパン 3600 mm）及び⑭～⑯（スパン 1800 mm））、そのときの変位を測定した。またスパン 1800 mm のトラス No. 2, 5, 8, 11 について各部材の表面と裏面の部材長方向の中央付近に歪ゲージを貼り、各部材の歪を測定した。

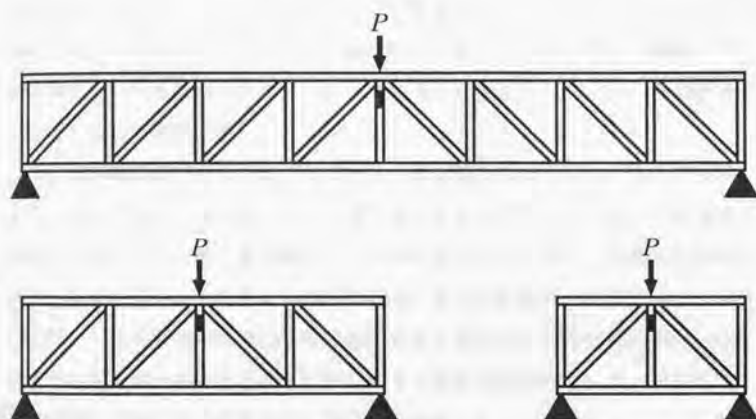


Fig. 5. 2. 13. Schematic diagrams of the static load test on the warren trusses.

5. 3 結果及び考察

5. 3. 1 接合部性能試験の結果及び考察

5. 3. 1. (a) 材軸方向の性状

材軸方向（部材座標計における x 方向）に荷重を与えた場合の剛性について述べる。まず、部材交差角度が 45° の接合部について、接合具が小さい場合（Fig. 5. 3. 1）は接着剤を用いた接合部、粘着剤を用いた接合部、釘のみを用いた接合部、ネイルプレートを用いた接合部の順で剛性が高かった。これに対

して、接合具が大きくなると (Fig. 5. 3. 2)、ネールプレートを用いた接合部、接着剤を用いた接合部、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部の順で剛性が高かった。接合具が大きい場合はネールプレートを用いた接合部と接着剤を用いた接合部剛性にそれほど大きな差はなく、他の2種類の接合部より2~6倍大きい剛性値を示した。接合具が小さい場合は接着剤を用いた接合部は他より5~10倍大きい剛性値を表した。次に部材交差角度が 90° の接合部について、接合具が小さい場合 (Fig. 5. 3. 3)は接着剤を用いた接合部、粘着剤を用いた接合部、ネールプレートを用いた接合部、釘のみを用いた接合部の順に剛性が高かったが、差はあまり大きくなかった。これに対して、接合具が大きくなると (Fig. 5. 3. 4) 接着剤を用いた接合部、ネールプレートを用いた接合部、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部の順で剛性が高かった。接着剤を用いた接合部はネールプレートを用いた接合部の2倍弱、その他の3~4倍の大きな剛性値を示した。

接合部の履歴減衰 (損失エネルギー) は部材交差角度が 90° では接合具が小さい場合を除いて接着剤を用いた接合部、ネールプレートを用いた接合部、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部の順で小さい。接着剤を用いた接合部とネールプレートを用いた接合部はほぼ直線的な荷重-変位挙動を示したのに対し、他の2種類の接合部は非線形挙動を示した。部材交差角度が 45° の場合、接着剤を用いた接合部は押し引きで異なる挙動を示した。節点に向かって最初に荷重を与えたときは、線形的な挙動を示したのに対して、逆に節点から離れる方向に荷重を与えたときは、非線形挙動を示した。接着剤を用いた接合部では、最初に荷重を与えたときに接合部が局部破壊を起こして接着面が破壊し、次に荷重を与えたときには接着剤による抵抗が失われて、釘のみを用いた接合部と同じ剛性しか発揮できなかった可能性があり、このことが、同接合部が押し引きで異なる挙動を示した原因と思われる。

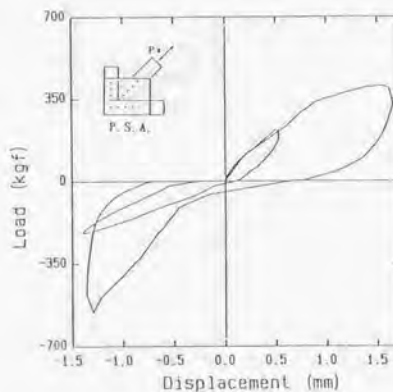
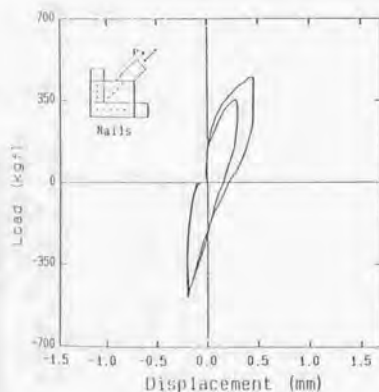
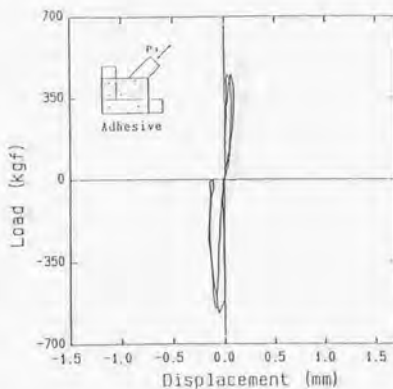
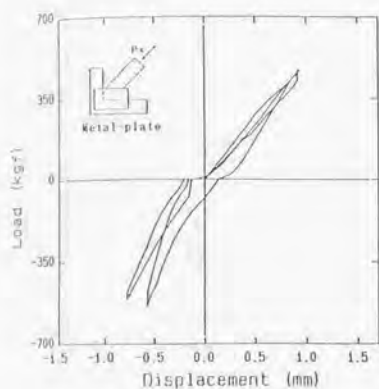


Fig. 5. 3. 1. Relationships between the axial load and displacement of the joint with the small connector and the members crossed at 45 degree.

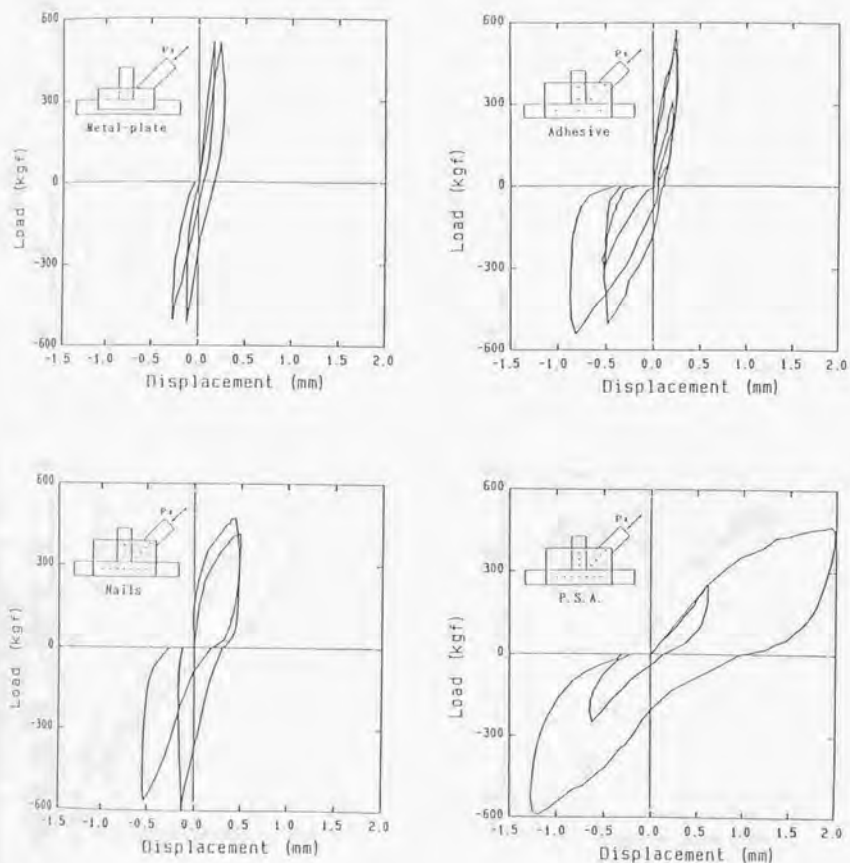


Fig. 5. 3. 2. Relationships between the axial load and displacement of the joint with the large connector and the members crossed at 45 degree.

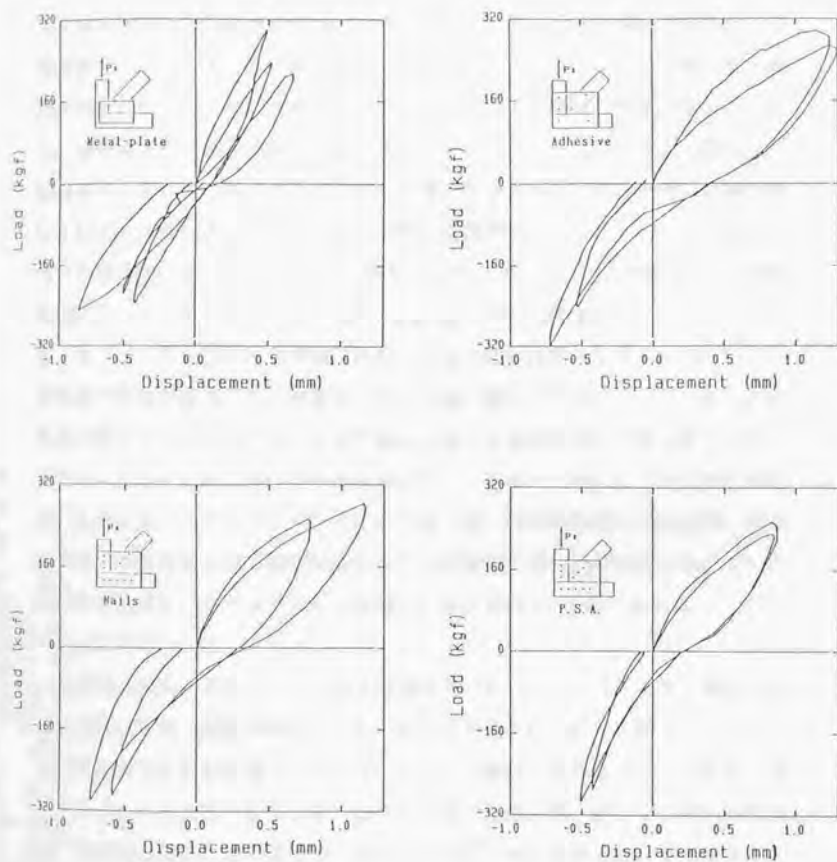


Fig. 5. 3. 3. Relationships between the axial load and displacement of the joint with the small connector and the members crossed at 90 degree.

5. 3. 1. (b) せん断方向の性状

せん断方向(部材座標系における y 方向)に荷重を与えた場合の剛性について述べる。まず部材交差角度が 45° の接合部について、接合具が小さい場合 (Fig. 5. 3. 5) は釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部、接着剤を用いた接合部、ネイルプレートを用いた接合部の順で剛性が高かった。これに対して接合具が大きくなると (Fig. 5. 3. 6) ネイルプレートを用いた接合部、接着剤を用いた接合部、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部の順で剛性が高かった。接合具が大きい場合と小さい場合では剛性の順番がほぼ逆である。接合具が大きい場合は、4種類全てについて、それほど大きな差はないが、接合具が小さい場合はネイルプレートを用いた接合部と接着剤を用いた接合部にそれほど大きな差はなく、粘着剤を用いた接合部の $1/2 \sim 1/4$ 、釘のみを用いた接合部の $1/5$ から $1/8$ の値を示した。次に部材交差角度が 90° の接合部について、接合具が小さい場合 (Fig. 5. 3. 7) は接着剤を用いた接合部、ネイルプレートを用いた接合部、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部の順番で剛性が高かった。接着剤を用いた接合部はネイルプレートを用いた接合部の約3倍、釘のみを用いた接合部の8倍、粘着剤を用いた接合部の1.8倍の値を示した。これに対して、接合具が大きくなると (Fig. 5. 3. 8) 接着剤を用いた接合部、ネイルプレートを用いた接合部、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部の順で剛性が高かった。接着剤を用いた接合部は極めて大きな剛性を発揮し、ネイルプレートを用いた接合部の12倍弱、他の40~50倍の大きな値を示した。

接合部の損失エネルギーは部材交差角度が 90° の場合はどの接合様式もほぼ直線的な荷重-変位挙動を示した。部材交差角度が 90° の場合については各試験体間での差が明確でなかったのに対し、部材交差角度 45° の場合ではネイルプレートを用いた接合部、接着剤を用いた接合部、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部の順で損失エネルギーが小さかった。ネイルプレートを用いた接合部はほぼ直線的な荷重-変位挙動を示したのに対し、粘着剤を用いた接合部と釘のみを用いた接合部の2種類の接合部は非線形挙動を示した。接着剤を用いた接合部はそれらの中間的な荷重-変位挙動を示した。

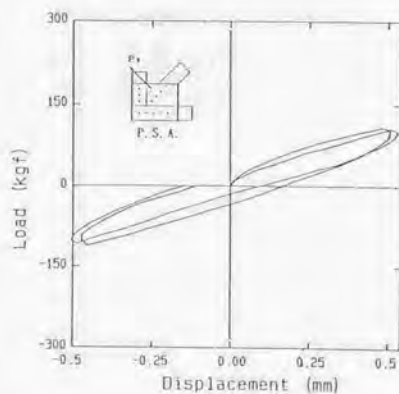
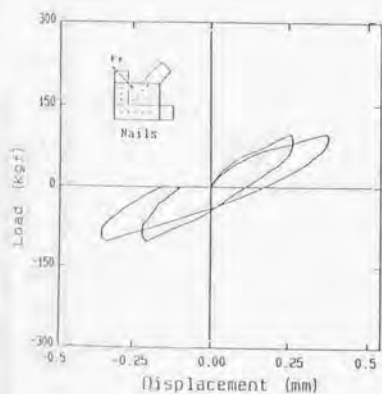
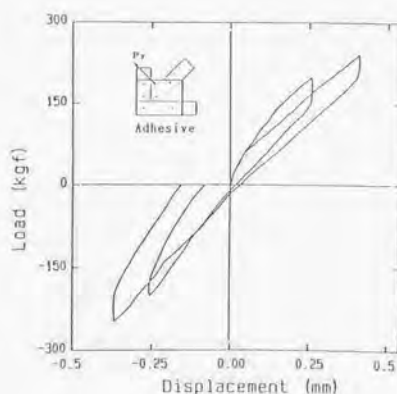
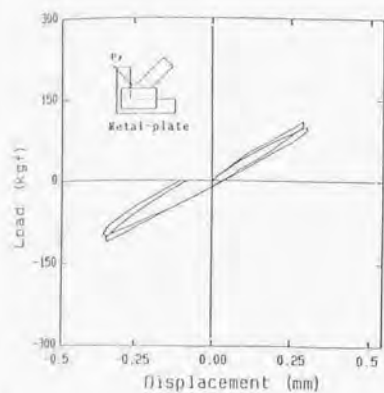


Fig. 5. 3. 5. Relationships between the shear load and displacement of the joint with the small connector and the members crossed at 45 degree.

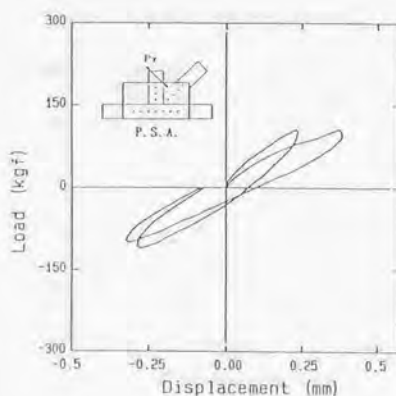
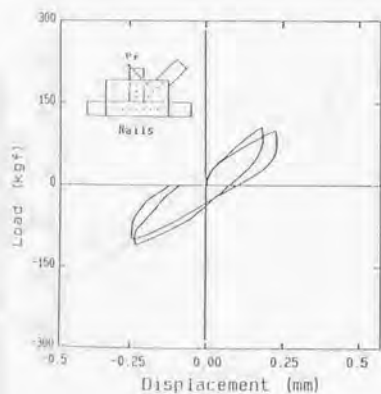
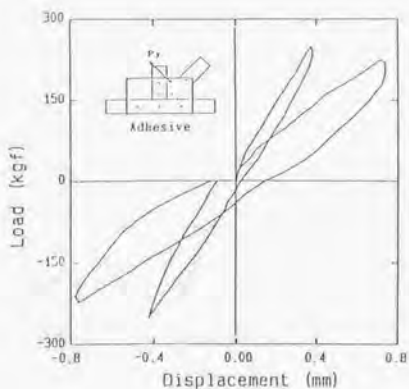
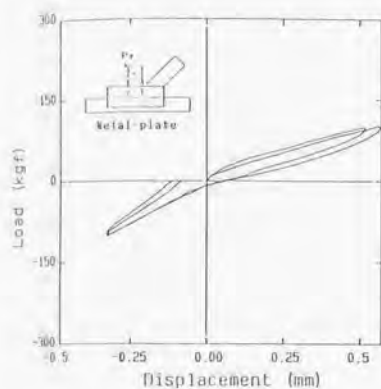


Fig. 5. 3. 6. Relationships between the shear load and displacement of the joint with the large connector and the members crossed at 45 degree.

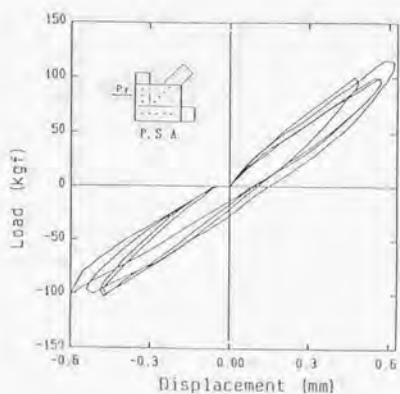
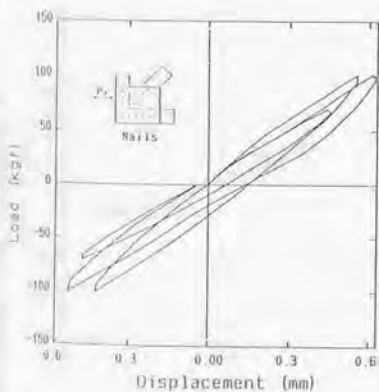
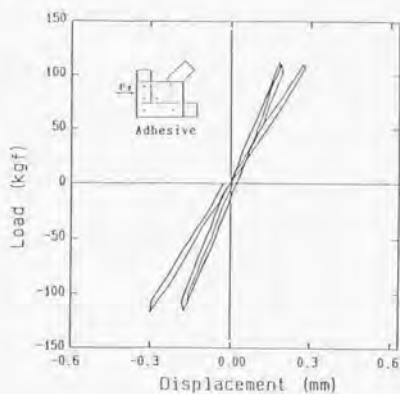
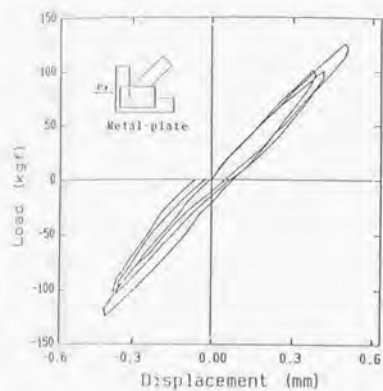


Fig. 5. 3. 7. Relationships between the shear load and displacement of the joint with the small connector and the members crossed at 90 degree.

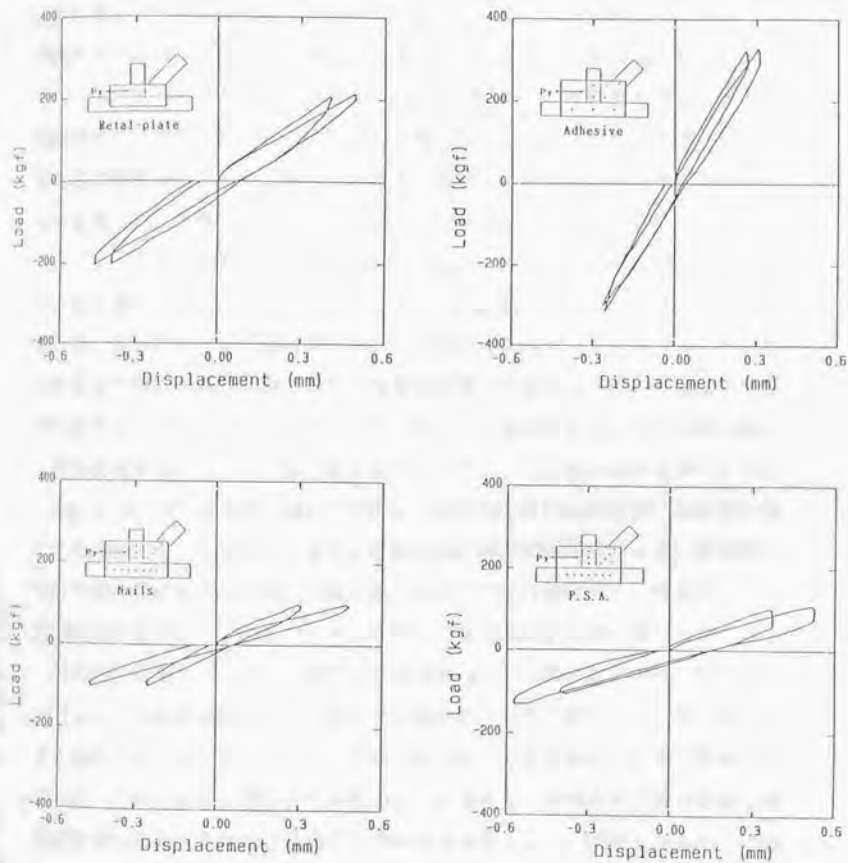


Fig. 5. 3. 8. Relationships between the shear load and displacement of the joint with the large connector and the members crossed at 90 degree.

5. 3. 1. (c) 回転方向の性状

モーメント（部材座標系における Σ 方向）を与えた場合の回転剛性について述べる。まず、部材交差角度が 45° の接合部について、接合具が小さい場合（Fig. 5. 3. 9）は接着剤を用いた接合部、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部、ネイルプレートを用いた接合部の順で剛性が高かった。接合具が小さい場合、接着剤を用いた接合部は、釘のみを用いた接合部の 1.5 倍強、粘着剤を用いた接合部の約 2 倍強、ネイルプレートを用いた接合部の約 4 倍の値を示した。また接合具が大きい場合（Fig. 5. 3. 10）も接着剤を用いた接合部、粘着剤を用いた接合部、釘のみを用いた接合部、ネイルプレートを用いた接合部の順で剛性が高かった。接合具が大きい場合、接着剤を用いた接合部は、釘のみを用いた接合部とは大きな差はなく、粘着剤を用いた接合部の 1.5 倍、ネイルプレートを用いた接合部の約 4 倍の値を示した。次に部材交差角度が 90° の接合部について、接合具が小さい場合（Fig. 5. 3. 11）は接着剤を用いた接合部、粘着剤を用いた接合部、釘のみを用いた接合部、ネイルプレートを用いた接合部の順番で剛性が高かった。接着剤を用いた接合部を除く 3 種類の接合部は剛性に大きな差はなかった。これに対して、接着剤を用いた接合部は他の 3 種類の接合部の 2 ～ 3 倍の剛性値を示した。一方、接合具が大きくなると（Fig. 5. 3. 12）接着剤を用いた接合部、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部、ネイルプレートを用いた接合部の順で剛性が高かった。接着剤を用いた接合部は釘のみを用いた接合部とあまり大きな差はなく、粘着剤を用いた接合部の約 3 倍、ネイルプレートを用いた接合部の約 4 倍の値を示した。

接合部の損失エネルギーは部材交差角度が 45° の場合はどの接合様式もモーメント—回転角挙動がほぼ直線的であるため、小さい値を示し、接合具が大きい場合のネイルプレートを用いた接合部を除いて各仕様間での差は明確でなかった。これに対して部材交差角度 90° の場合は、接合具が大きい場合に接着剤を用いた接合部がほぼ直線的な回転変形挙動を示し、損失エネルギーは他の接合様式に対して極端に小さな値を示し、粘着剤を用いた接合部が極端に大きな損失エネルギーを示した。ネイルプレートを用いた接合部と釘のみを用いた接合部はそれらの中間的な荷重—変位挙動を示した。また接合具が小さい場合にはどの接合様式も非線形挙動を示し、損失エネルギーは大きな値であった。

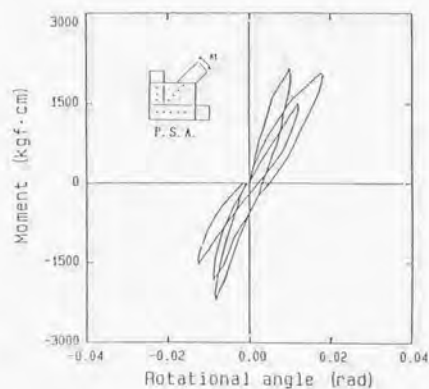
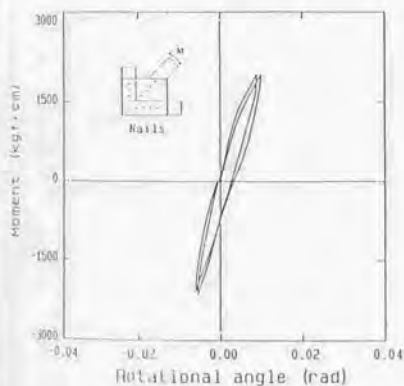
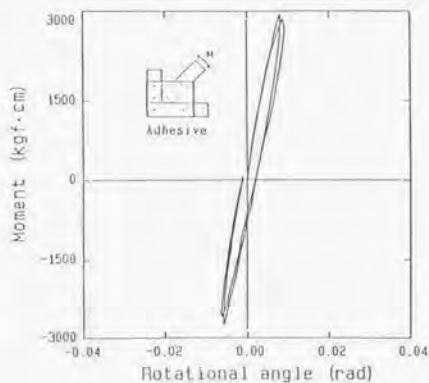
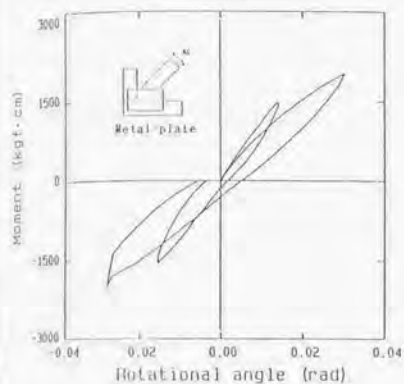


Fig. 5. 3. 9. Relationships between the moment and rotational angle of the joint with the small connector and the members crossed at 45 degree.

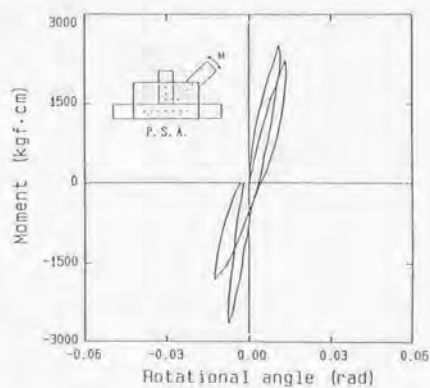
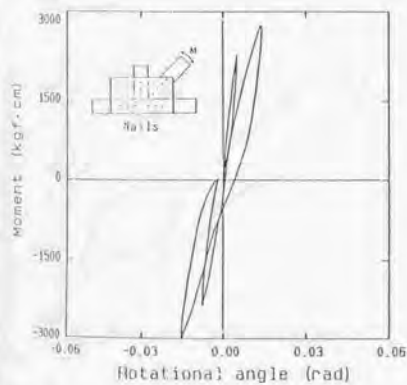
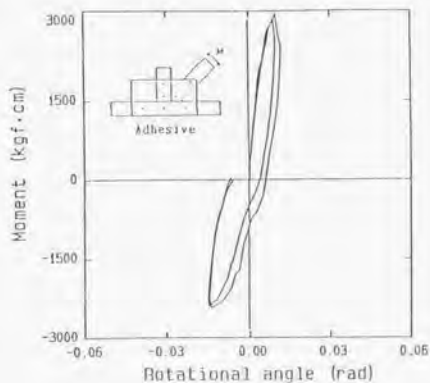
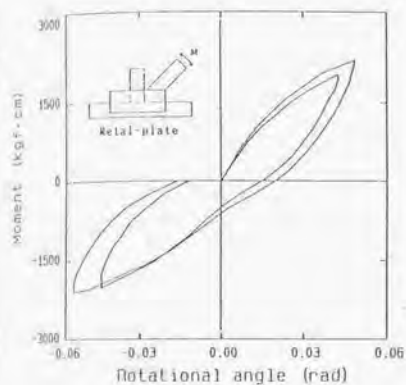
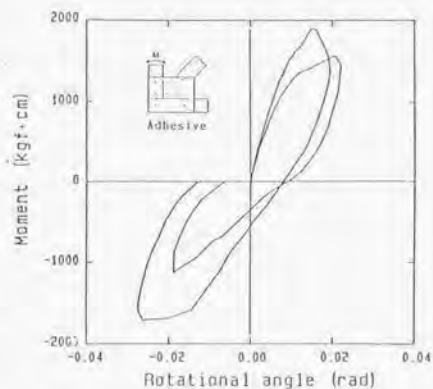
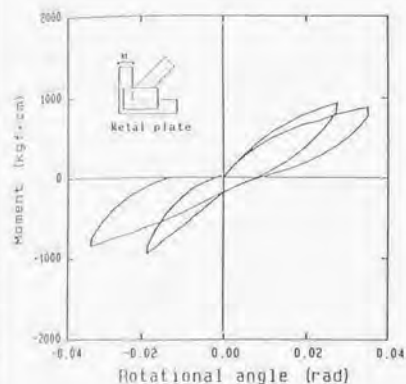


Fig. 5. 3. 10. Relationships between the moment and rotational angle of the joint with the large connector and the members crossed at 45 degree.



TEST NAME : Z15-93

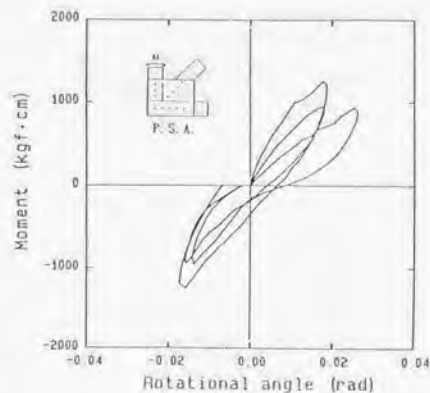
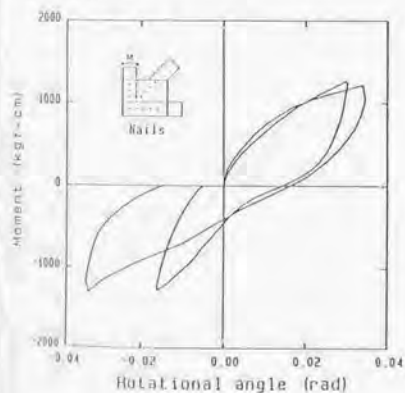


Fig. 5. 3. 11. Relationships between the moment and rotational angle of the joint with the small connector and the members crossed at 90 degree.

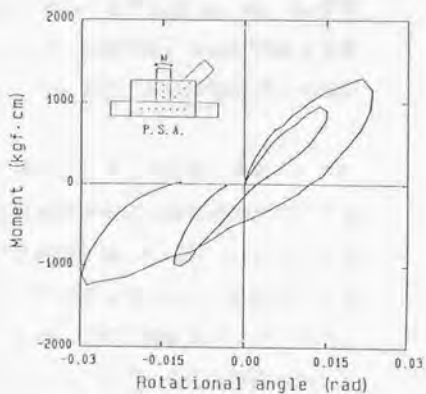
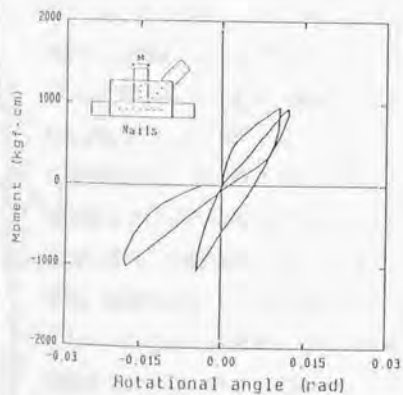
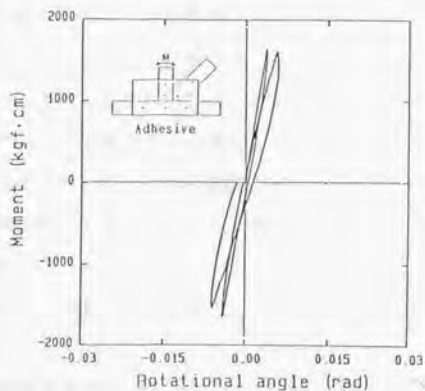
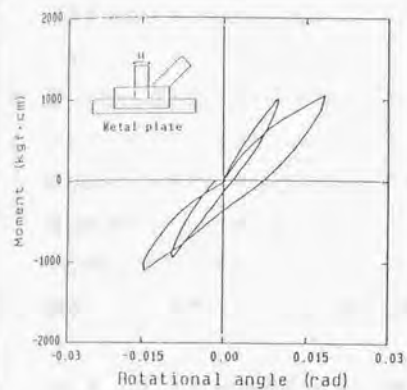


Fig. 5. 3. 12. Relationships between the moment and rotational angle of the joint with the large connector and the members crossed at 90 degree.

5. 3. 1. (d) 接合部の各方向の性状のまとめ

以上のことがらをまとめると、加力方向や、接合部の大きさによって多少のバラツキはあるものの、総合的にみて1番剛性が高いのは接着剤を用いた接合部である。材軸方向（部材座標系における x 方向）に荷重を与えた場合とせん断方向（部材座標系における y 方向）に荷重を与えた場合について、接合具の大きさや部材交差角度によるバラツキが大きいものの、次に剛性が高いのはネイルプレートを用いた接合部である。以下、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部と続くがこの2種類に関してはほとんど差がない。これに対して、モーメント方向（部材座標系における z 方向）に荷重を与えた場合については、接合具の大きさや部材交差角度による差はほとんどなく、次に剛性が高いのは、釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部の順番で、これら2種類に関してはやはり大きな差はみられなかった。最後に、ネイルプレートを用いた接合部はこれら3種類の接合部と比較して極端に低い剛性を示した。

5. 3. 1. (e) 接合係数及び接合部の履歴減衰定数の算出

「4. 2. 2 接合部性能試験と接合係数の算出」に示す式(4. 1)、(4. 2)、(4. 3)を用いて平行弦トラスの各接合様式の接合係数 a_x , a_y , a_z を算出した。試験は各2体ずつ行ったものであるが、2体がばらついた場合は3体行い、それらの平均値をTable 5. 3. 1に示した。また、各接合様式ごとに比較してFig. 5. 3. 13に示した。

接合角度もしくは接合具の大小によって多少のバラツキはあるものの、平均値で見るといずれの加力方向においても1番剛性が高いのは接着剤を用いた接合部である。回転方向の a_z においては次に剛性が高いのは釘のみを用いた接合部、粘着剤を用いた接合部の順で、これらに大きな差はなく、最後にネイルプレートを用いた接合部があり、前者2つと比して低い剛性を示した。また、接合具の大きさの影響も認められ、接合具の大きい方がより高い剛性を示した。しかし、どの接合種類に関しても接合角度（部材交差角度と同意。以下同じ）45°の場合が、接合具の大小によらず、接合角度90°のものに比べて非常に高い剛性を示した。これは接合角度90°の試験体は斜材の無い部位も含めて試験を行い、平均値を示したのに対し、接合角度45°の試験体は東材の無い

部位は本報告において作製した平行弦トラスには存在しない。つまり接合角度 45° の試験体は束材との相互作用が影響し、高い剛性を示したものと考えられる。

Table 5. 3. 1. Moduli of joint stiffness for each specimen.

Specimens	a_x ($\times 10^3$ kgf/cm)	a_y ($\times 10^3$ kgf/cm)	a_z (kgf·cm/rad.)
MPL45	20.641	1.918	66.46
ADL45	7.243	1.870	273.20
PSL45	14.172	1.206	185.14
NLL45	15.325	1.567	251.64
MPS45	5.070	1.188	75.71
ADS45	83.749	1.941	256.37
PSS45	10.695	4.154	120.58
NLS45	11.268	9.806	160.28
MPL90	14.646	5.008	9.01
ADL90	27.419	63.206	36.72
PSL90	15.455	1.206	13.69
NLL90	16.416	1.567	27.80
MPS90	4.052	24.325	5.41
ADS90	4.147	74.262	19.41
PSS90	5.007	4.154	8.92
NLS90	4.662	9.806	6.19

これに対して、材軸方向の a_x およびせん断方向 a_y は接合具や接合角度によるバラツキがあるものの、平均値でみると a_x の方が a_y よりも総じて大きい値を示した。接合種類による大小関係は両者にほとんど差がなく、接着剤を用いた接合部の次に剛性が高いのはネイルプレートを用いた接合部、粘着剤を

用いた接合部、釘のみを用いた接合部と続くが、これら3種類にほとんど差がない。また、接合角度の影響よりも接合具の大きさの影響が顕著であり、接合具の大きい方がより高い剛性を保持していることが判明した。

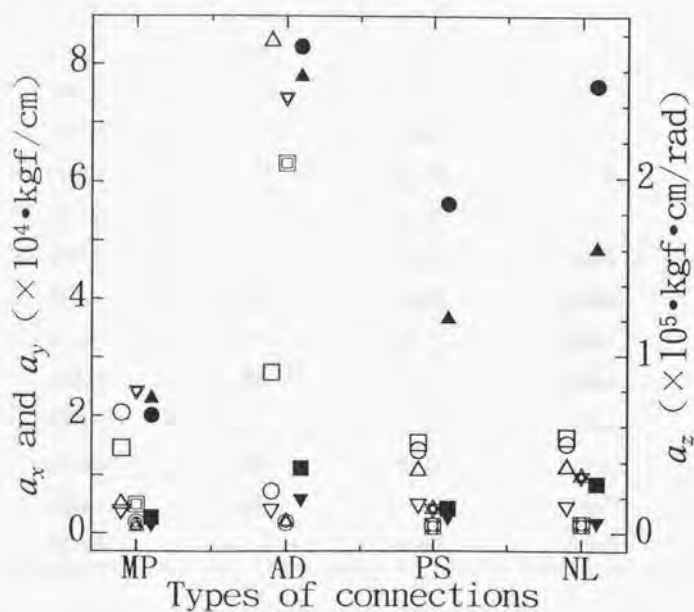


Fig. 5.3.13. Connection moduli of timber trusses.

Notes : Void, double, and black plots show a_x , a_y , and a_z , respectively.

Circles, triangles, squares, and inversed triangles show connection varieties of L45, S45, L90, and S90, respectively.

さらに、接合部に与えられたエネルギー W と損失したエネルギー ΔW より、式(4.4)を用いて接合部の履歴減衰定数 h_x, h_y, h_z を算出した。前述のように各試験体2または3体の平均値を Table 5.3.2 に示し、各接合様式ごとに比較して Fig. 5.3.14 に示した。

Table 5.3.2. Hysteretic damping factors for each specimen.

Specimens	h_x	h_y	h_z
MPL45	0.734	0.385	0.651
ADL45	0.736	0.431	0.752
PSL45	0.787	0.572	0.610
NLL45	0.904	0.758	0.482
MPS45	0.355	0.374	0.447
ADS45	0.777	0.466	0.492
PSS45	0.874	0.573	0.488
NLS45	0.846	0.745	0.527
MPL90	0.374	0.414	0.478
ADL90	0.429	0.313	0.421
PSL90	0.826	0.577	0.677
NLL90	0.630	0.405	0.606
MPS90	0.457	0.316	0.614
ADS90	0.585	0.220	0.764
PSS90	0.539	0.405	0.657
NLS90	0.613	0.390	0.767

接合角度もしくは接合具の大小によって多少のバラツキはあるものの、平均値でみると、 h_x , h_y , h_z の順に大きな値を示した。接合種類に依存する大小関係をみると、前述の a_x , a_y , a_z よりも差は明確ではないものの、平均値でみると、粘着剤を用いた接合部と釘の身による接合部が最も大きく、次いでネイルプレート、接着剤を用いた接合部の順に大きい値を示した。これは粘着剤の粘性減衰、および釘接合部の摩擦による減衰の大きいことを表し、両者には結果として数値的にあまりさがらないことを示すものである。

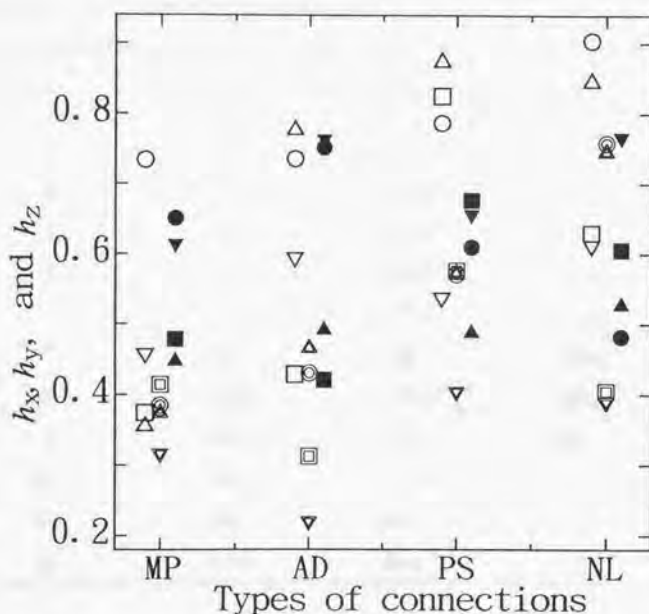


Fig. 5.3.14. Hysteretic damping factors of the connections in timber trusses.

Notes : Void, double, and black plots show h_x , h_y , and h_z , respectively.

Circles, triangles, squares, and inversed triangles show connection varieties of L45, S45, L90, and S90, respectively.

5. 3. 2 トラスの固有振動数並びに振動モード形状

5. 3. 2. (a) 固有振動数の実験値と解析結果

第3章において誘導した接合部の半剛節挙動を考慮にいれた剛性マトリックスをもとに行った固有値解析の結果得られた固有振動数を f_n 、接合部が剛であるとして固有値解析を行った結果得られた固有振動数を f_r とする。各試験体についてのそれぞれの計算値 f_n 、 f_r と自由振動実験から得られた固有振動数 f_e と比較して、Table 5. 3. 3 に示す。またそれらの相関を Fig. 5. 3. 15 に示す。

Table 5. 3. 3. Calculated and measured natural frequencies for each truss.

Specimens	f_e (Hz)	f_n (Hz)	f_r (Hz)
1	57.0	60.2	74.6
2	97.5	63.4	215.9
3	152.5	181.4	416.6
4	48.5	44.5	71.1
5	92.5	103.4	194.4
6	132.5	212.9	403.4
7	46.0	43.3	70.4
8	98.8	98.1	205.1
9	106.3	204.9	388.5
10	45.0	31.9	66.8
11	101.3	101.1	192.6
12	118.8	209.8	418.3

Notes: f_e : Experimental natural frequencies obtained by free vibration tests.

f_n : Natural frequencies calculated by the numeral solution of the eigenvalue problem from the stiffness matrix in consideration of the semi-rigid behavior of the timber joints.

f_r : Calculated natural frequencies under the assumption that the joints are rigid.

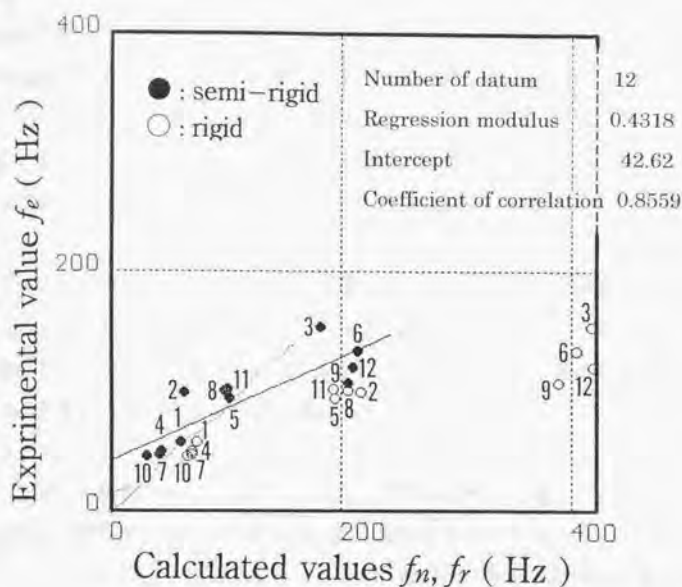


Fig. 5. 3. 15. Relationships between the calculated and the measured natural frequencies.

実験値 f_e と半剛節挙動を考慮にいれた剛性マトリックスをもとに行った固有値解析の結果得られた固有振動数 f_n は有為な相関が認められるのに対して、接合部が剛であるとして固有値解析を行った結果得られた固有振動数 f_r は全く相関が認められない。このことから、木質トラスの動的解析には接合部の半剛節挙動を考慮することが必要不可欠であることが明白である。

5. 3. 2. (b) 振動モード形状の実験値と解析結果

また、接合部の半剛節挙動を考慮にいれた剛性マトリックスをもとに行った固有値解析により得られた試験体の振動モード形状と自由振動モーダル解析により実際に測定した試験体の振動モード形状を比較して Fig. 5. 3. 16 (トラス No. 1)、Fig. 5. 3. 17 (トラス No. 4)、Fig. 5. 3. 18 (トラス No. 7)、Fig. 5. 3. 19 (トラス No. 10)、Fig. 5. 3. 20 (トラス No. 2)、Fig. 5. 3. 21 (トラス No. 5)、Fig. 5. 3. 22 (トラス No. 8)、Fig. 5. 3. 23 (トラス No. 11) に示す。

すべての接合様式のトラスについて共通して1次 (Mode: 1) の振動モード形状については実験値と計算値は一致している。高次の振動モード形状については実験値の3～4次 (Mode: 3～4) までは、ある程度妥当な推定結果が得られたが、計算値において6～8次 (Mode: 6～8)、それ以上のモードについては正しく評価しているとはいえない。これに対する理由は次のように考えられる。まず、実際のトラスにはラミナのねじれやそり等が影響したねじれや、トラスの加工精度が工場で加工するほど高くないことから生じるガタが存在するが、二次元における平面骨組みとしてモデル化を行った計算にはそれを加味できない。一般に曲げ振動というものは支持条件によってその挙動は大きく変わるとされているが、実際の自由振動試験は支持の上に単純に置いただけで支持点に固定していないのに対して、計算の上では運動方程式を閉じなければならぬため、支持の一端については全体座標系の X 成分 (鉛直方向成分) と Y 成分 (水平方向成分) を固定し、もう一端については Y 成分を固定して計算した。この支持条件の違いが計算値と実験結果に差を生じさせているものと判断される。また、実験値の次数 (Mode Number) と計算値の次数 (Mode Number) が一致していないのは、微少な振動モードも計算上では表現できるが、実験においては加速度計等の計測器には測定精度に限界があるため、これらのモードが測定できなかったためだと思われる。

Experimental values

Calculated values

1:60.0 Hz



1:60.2 Hz



2:80.8 Hz



2:213.2 Hz



4:137.5 Hz



3:287.5 Hz



6:231.6 Hz



4:307.5 Hz



8:294.8 Hz



6:447.5 Hz



20:491.6 Hz



8:553.4 Hz



Fig. 5. 3. 16. Relationships between the experimental and the calculated vibration mode shapes of truss No. 1 with a span of 3.64 m and metal plates.

Experimental values

1:55.0 Hz



Calculated values

1:44.5 Hz



2:95.9 Hz



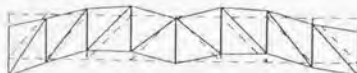
2:220.0 Hz



4:168.1 Hz



4:300.0 Hz



6:272.5 Hz



7:387.5 Hz



8:329.5 Hz



9:472.5 Hz



11:737.5 Hz



13:478.2 Hz



Fig. 5. 3. 17. Relationships between the experimental and the calculated vibration mode shapes of truss No. 4 with a span of 3640 mm and adhesive.

Experimental values

1:40.0 Hz



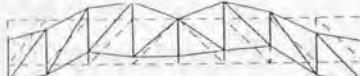
2:55.0 Hz



3:192.5 Hz



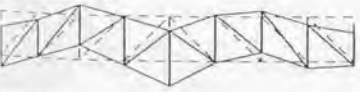
4:270.0 Hz



5:322.5 Hz



6:350.0 Hz



9:462.5 Hz



Calculated values

1:43.3 Hz



2:106.1 Hz



4:176.2 Hz



5:247.7 Hz



6:293.3 Hz



7:328.8 Hz



9:344.1 Hz



14:463.9 Hz



Fig. 5. 3. 18. Relationships between the experimental and the calculated vibration mode shapes of truss No. 7 with a span of 3640 mm and PSA.

Experimental values

Calculated values

1: 57.5 Hz



1: 31.9 Hz



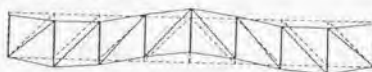
2: 107.9 Hz



2: 217.5 Hz



4: 178.3 Hz



5: 249.9 Hz



3: 320.0 Hz



6: 295.2 Hz



5: 355.0 Hz



11: 360.8 Hz



8: 472.5 Hz



14: 465.7 Hz



Fig. 5. 3. 19. Relationships between the experimental and the calculated vibration mode shapes of truss No. 10 with 3.64 m span and nailed gussets.

Experimental values

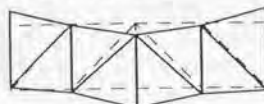
1:105.0 Hz



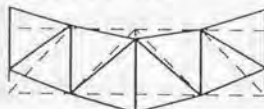
2:297.5 Hz



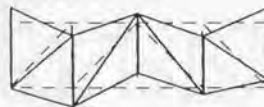
4:422.5 Hz



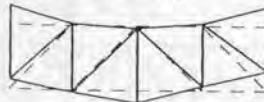
5:455.0 Hz



8:757.5 Hz

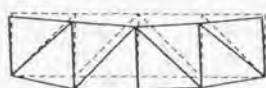


9:837.14 Hz



Calculated values

1:63.5 Hz



4:263.4 Hz



8:395.7 Hz



11:528.7 Hz

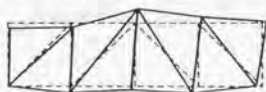


Fig. 5. 3. 20. Relationships between the experimental and the calculated vibration mode shapes of truss No. 2 with a span of 1.82 m and metal plates.

Experimental values

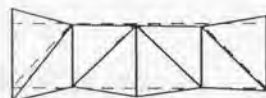
1:120.0 Hz



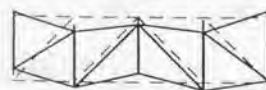
2:335.0 Hz



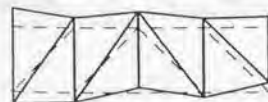
3:434.5 Hz



5:690.0 Hz



7:905.0 Hz

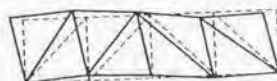


Calculated values

1:103.5 Hz



2:167.7 Hz



5:303.0 Hz



9:510.9 Hz



10:547.9 Hz

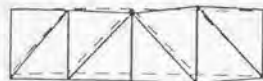


Fig. 5. 3. 21. Relationships between the experimental and the calculated vibration mode shapes of truss No. 5 with a span of 1820 mm and adhesive.

Experimental values

Calculated values

1:105.0 Hz



1:98.1 Hz



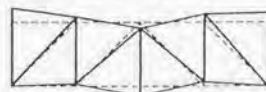
2:327.5 Hz



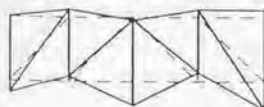
2:181.1 Hz



5:325.4 Hz



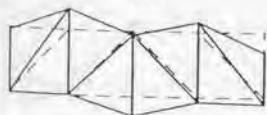
3:557.9 Hz



11:559.2 Hz



4:682.0 Hz



14:688.8 Hz



Fig. 5. 3. 22. Relationships between the experimental and the calculated vibration mode shapes of truss No. 8 with a span of 1820 mm and PSA.

Experimental values

Calculated values

1:120.0 Hz



1:101.1 Hz



2:317.5 Hz



5:324.8 Hz



3:542.5 Hz



10:520.4 Hz



4:699.5 Hz



12:629.7 Hz



Fig. 5. 3. 23. Relationships between the experimental and the calculated vibration mode shapes of truss No. 11 with 1.82 m span and nailed gussets.

5. 3. 3 トラスの静的外力に対する挙動

スパン 3640 mm のトラス No. 1, 4, 7, 10 の各節点の荷重-変位曲線をそれぞれ Fig. 5. 3. 24, Fig. 5. 3. 25, Fig. 5. 3. 26, Fig. 5. 3. 27 に示し、スパン 1820 mm のトラス No. 2, 5, 8, 11 の各節点の荷重-変位曲線をそれぞれ Fig. 5. 3. 28, Fig. 5. 3. 29, Fig. 5. 3. 30, Fig. 5. 3. 31 に示す。

トラス No. 1, 4, 7, 10 の変形形状を Fig. 5. 3. 32 に、トラス No. 2, 5, 8, 11 の変形形状をそれぞれ Fig. 5. 3. 33 に示す。全てのトラスの変形形状に共通して言えることであるが、上弦材の変形は両端からの距離に比例して、変形量が大きいう傾向があり、いわば V 字型を呈した。これに対し、下弦材の変形は両端からの距離に比例しているとはいえず、いわば U 字型を示した。このことから、上弦材の中央に与えられた集中荷重が各部材に予測された通りに分散されているといえる。またこれらの変形挙動はほぼ左右対称に変形しており、トラスの作製上に不備はないことを裏付けている。

また各接合様式の違いによるトラスの静的変形挙動の違いを比較して、Fig. 5. 3. 34, Fig. 5. 3. 35 (スパン 3640 mm)、Fig. 5. 3. 36, Fig. 5. 3. 37 (スパン 1820 mm) に示す。スパン 3640 mm の場合には接合部の様式による違いがはっきりしており、接合部に接着剤を塗布した合板ガゼットを用いたトラス No. 4 とネイルプレートを用いたトラス No. 1 が大きな剛性値を示し、それらに大きな差はみられなかった。接合部に粘着剤を塗布した合板ガゼットを用いたトラス No. 7 と釘打ちのみの合板ガゼットを用いたトラス No. 10 はそれらと比較して非常に小さな静的剛性を示しこの 2 体同士では大きな差はみられなかった。

各部材の歪と各部材のヤング係数をもとにその部材にかかる荷重を求め、中央集中荷重に対する比 (%: 100 kgf の中央集中荷重を与えたときの各部材にかかる荷重と同値である) を Fig. 5. 3. 38 に示す。なお、図中の数値が正の場合は引張応力が入っていることを表し、負の場合には圧縮応力が入っていることを表す。どの試験体についても束材には引張応力が、斜材には圧縮応力が入っていることが明らかになった。しかもスパン 3640 mm のトラスにおいては、それぞれの束材及び斜材には等しい応力がかかっている。このことから、上弦材の中央に与えた集中荷重が各部材に均等に分散されているといえる。

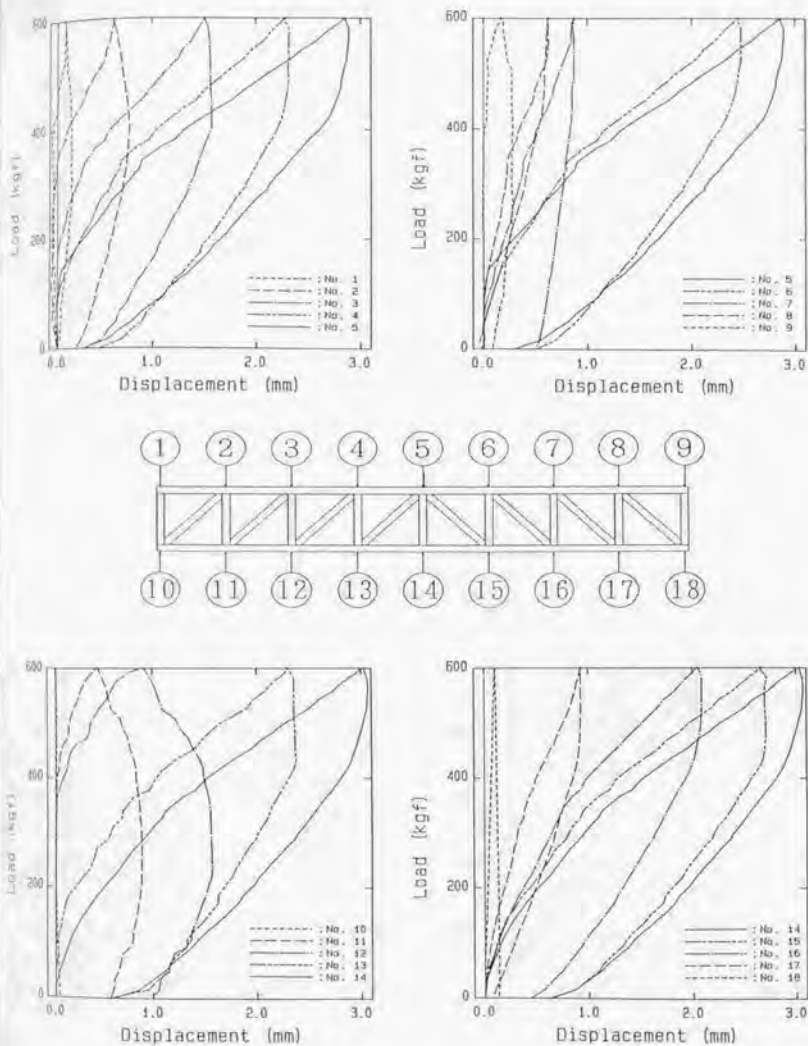


Fig. 5. 3. 24. Relationships between the load and displacement of the truss No. 1 with a span of 3640 mm and metal plates.

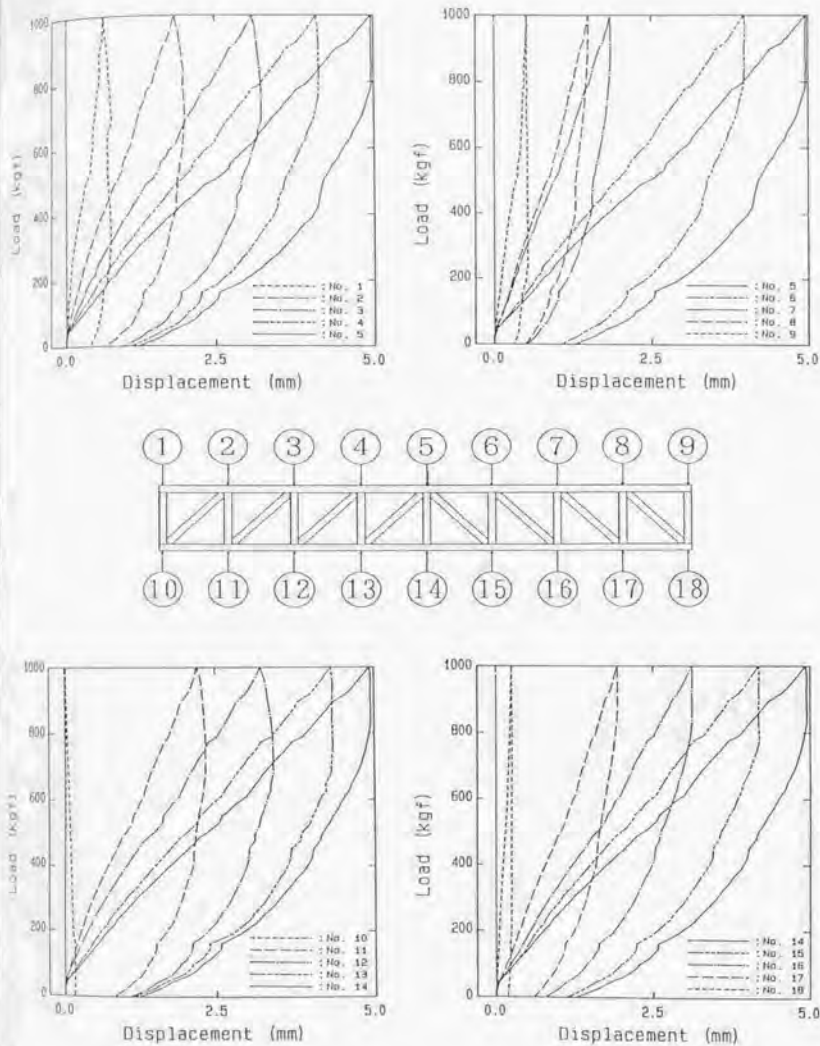


Fig. 5. 3. 25. Relationships between the load and displacement of the truss No. 4 with a span of 3640 mm and bonded plywood gussets.

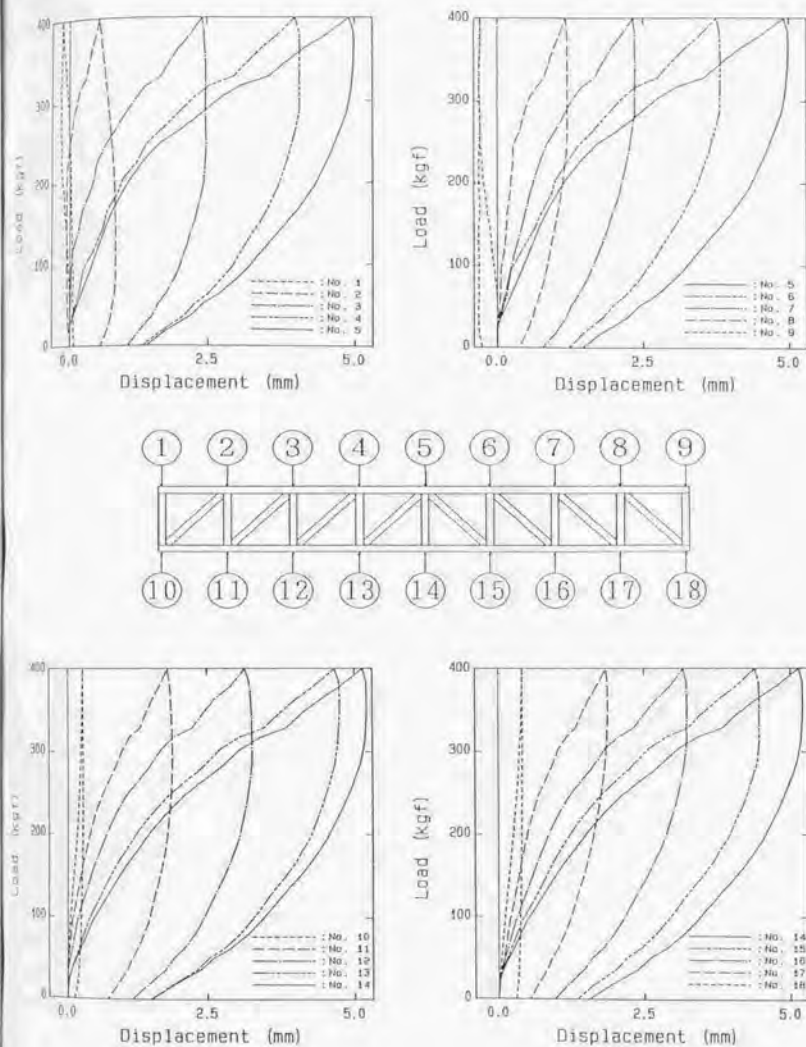


Fig. 5. 3. 26. Relationships between the load and displacement of the truss No. 7 with a span of 3640 mm and PSA bonded plywood gussets.

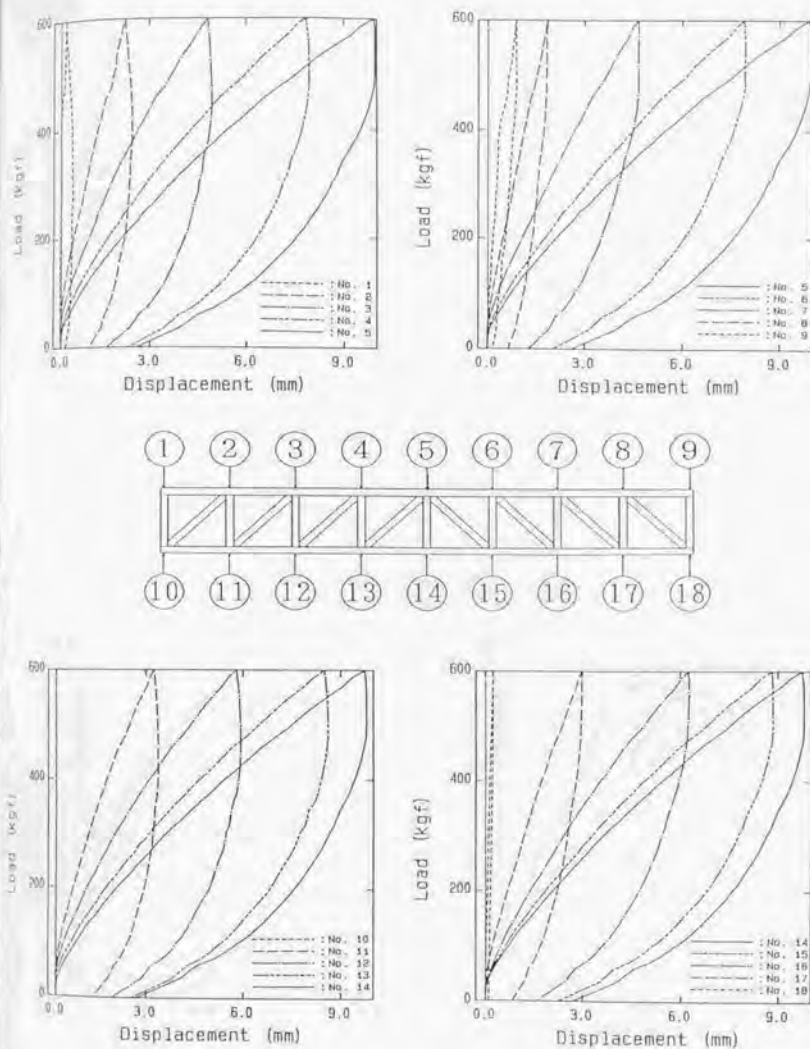


Fig. 5. 3. 27. Relationships between the load and displacement of the truss No. 10 with a span of 3640 mm and nailed gussets.

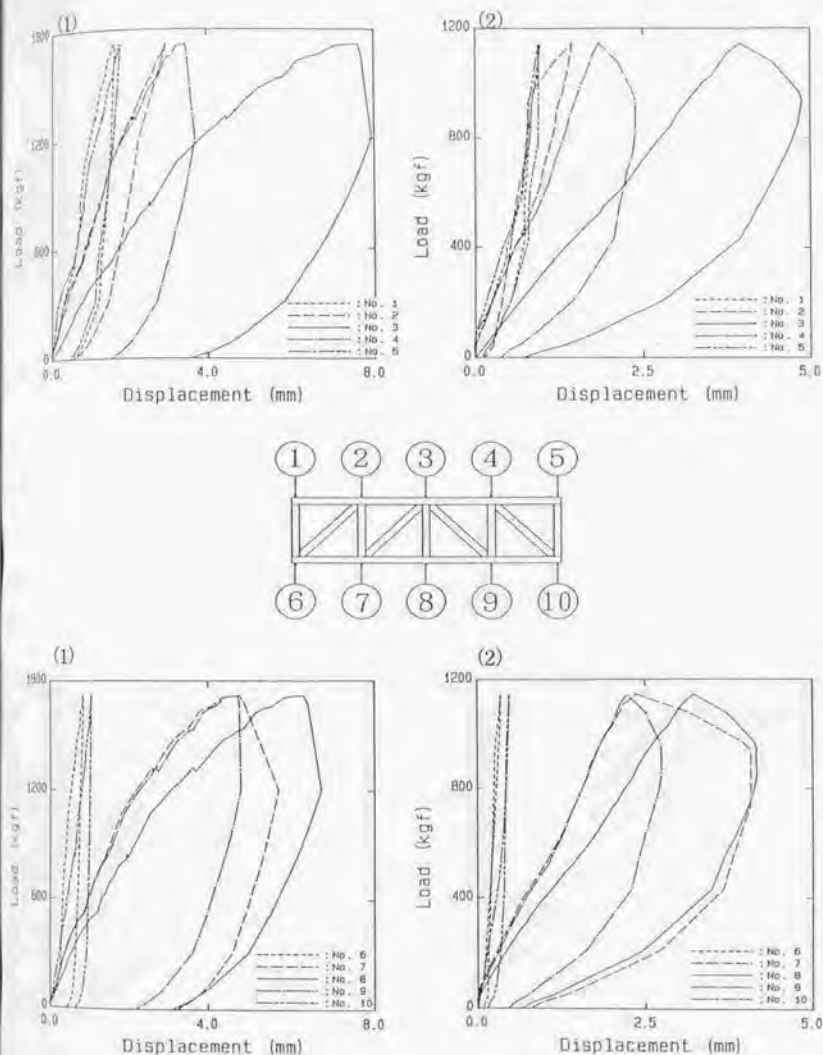


Fig. 5.3.28. Relationships between the load and displacement of the truss No. 2 with a span of 1820 mm and metal plates under (1) the virgin load and (2) the load applied at second time.

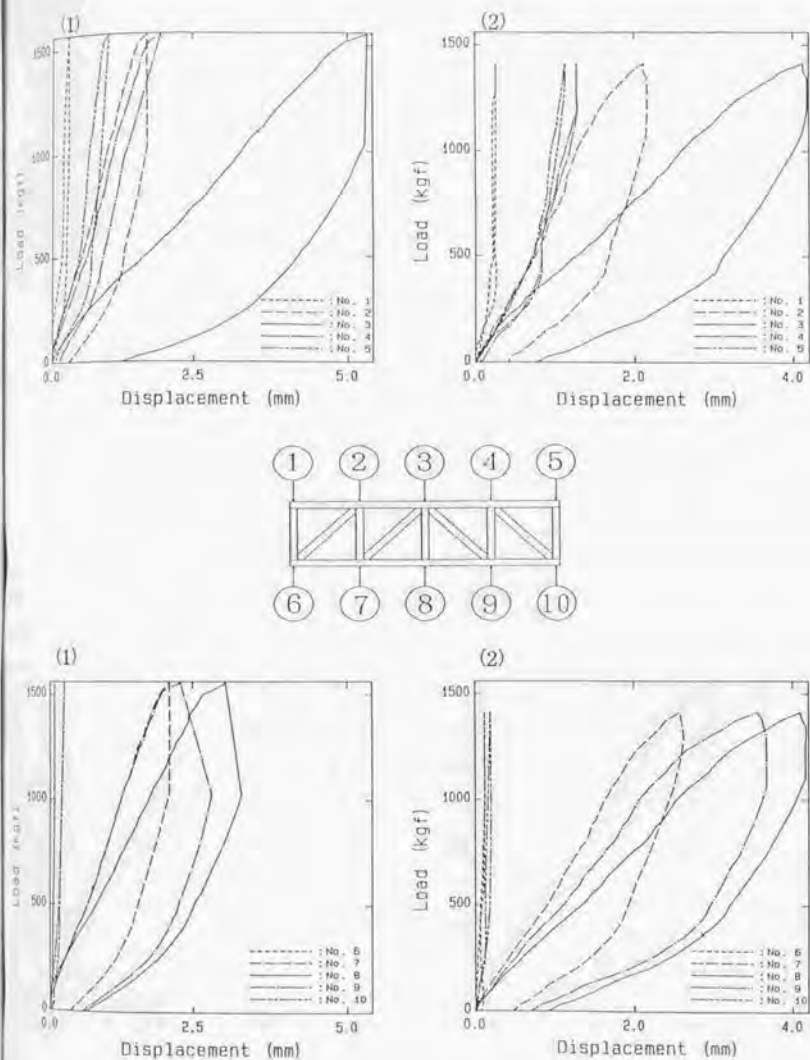


Fig. 5. 3. 29. Relationships between the load and displacement of the truss No. 5 with a span of 1820 mm and bonded plywood gussets under (1) the virgin load and (2) the load applied at second time.

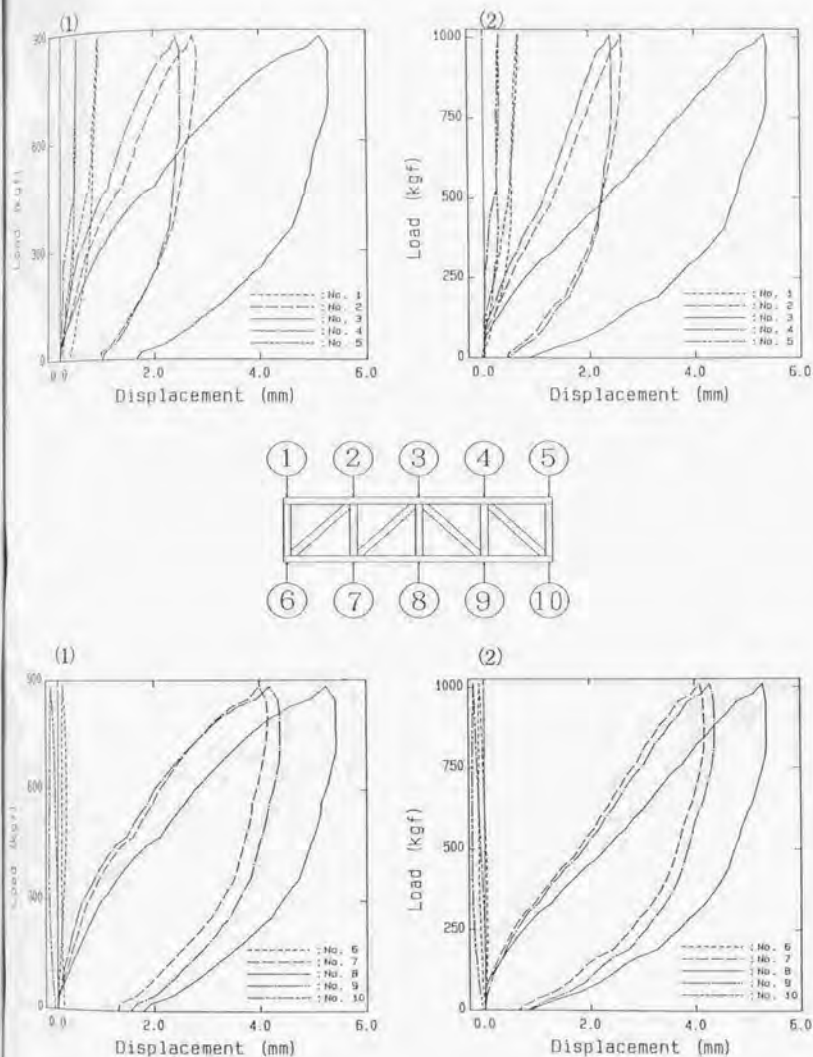


Fig. 5.3.30. Relationships between the load and displacement of the truss No. 8 with a span of 1820 mm and PSA bonded plywood gussets under (1) the virgin load and (2) the load applied at second time.

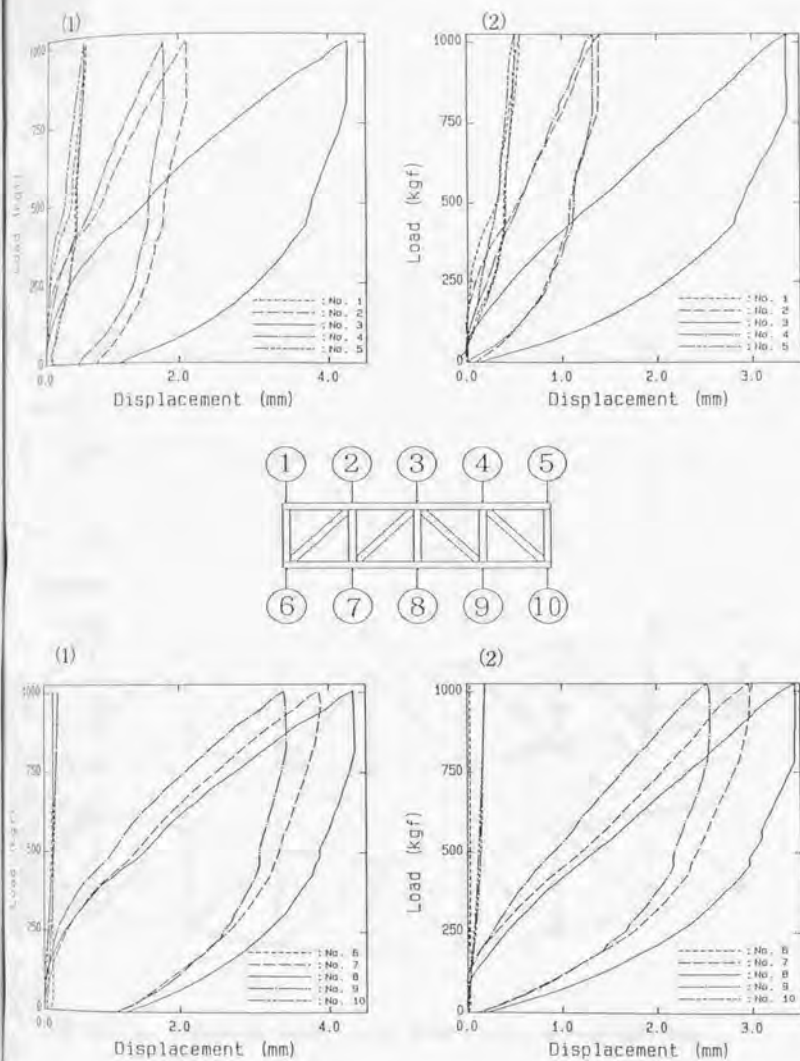


Fig. 5. 3. 31. Relationships between the load and displacement of the truss No. 11 with a span of 1820 mm and nailed gussets under (1) the virgin load and (2) the load applied at second time.

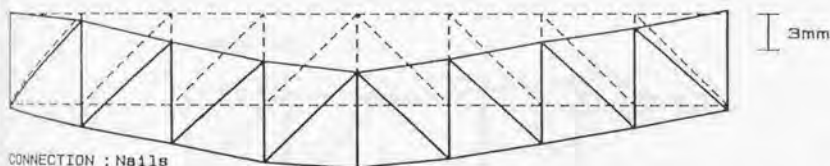
CONNECTION : Metal Plate



CONNECTION : Adhesive



CONNECTION : P.S.A.



CONNECTION : Nails

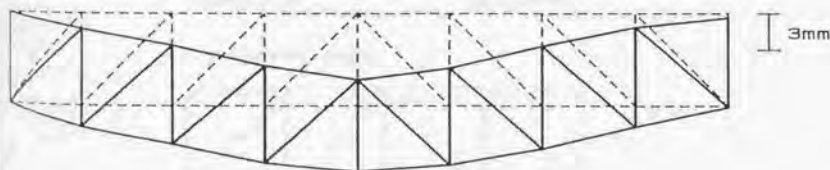
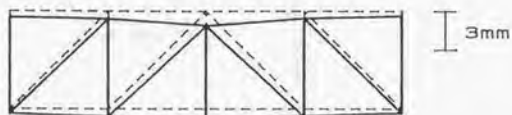
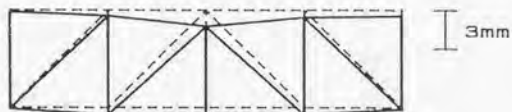


Fig. 5. 3. 32. Deflection profiles of the trusses with a span of 3640 mm.
(No. 1, 4, 7, and 10)

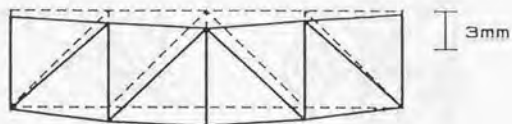
CONNECTION : Metal Plate



CONNECTION : Adhesive



CONNECTION : P.S.A.



CONNECTION : Nails

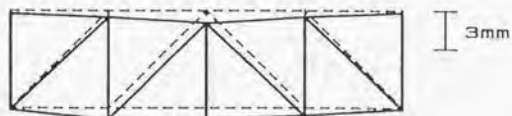
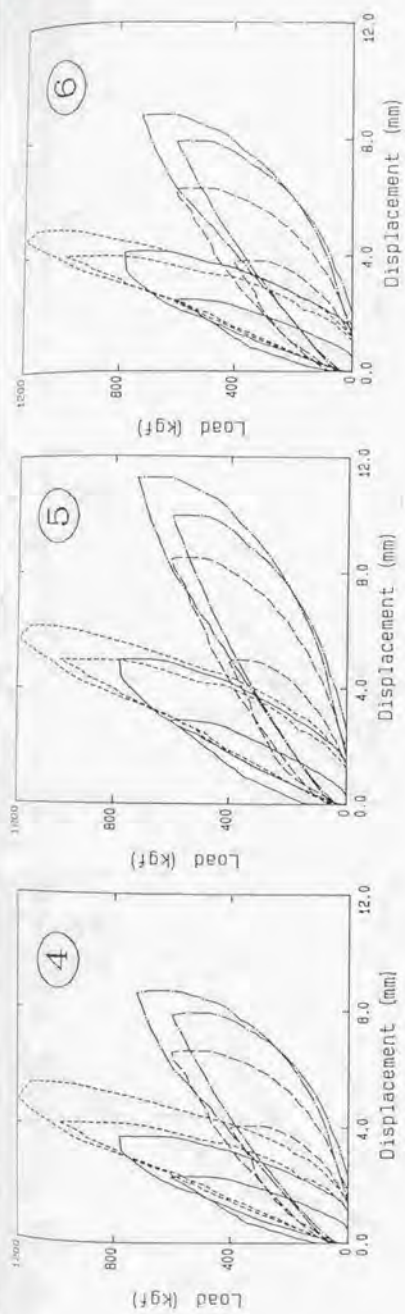


Fig. 5. 3. 33. Deflection profiles of the trusses with a span of 1820 mm.
(No. 2, 5, 8, and 11)



— : Metal Plate
 - - - : Adhesive
 - . - : P.S.A.
 . . . : Nails

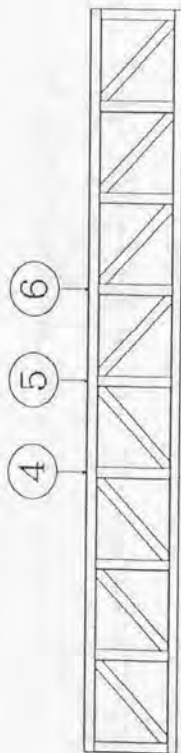
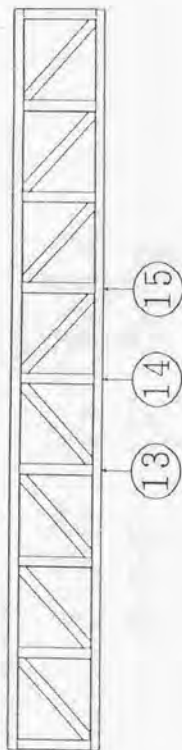
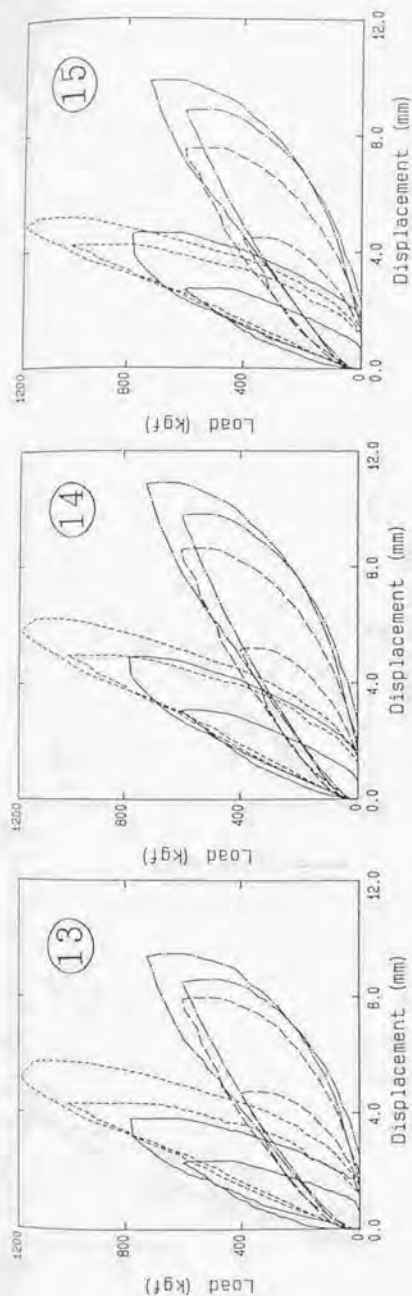
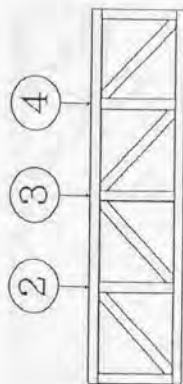
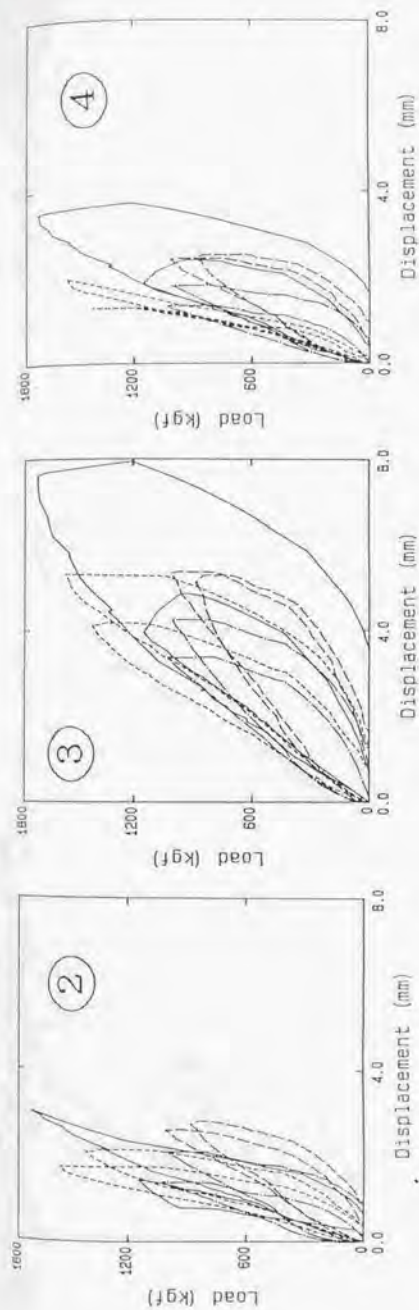


Fig. 5. 3. 34. The effect of the joint specifications on the load-displacement curves near to the loaded point on the upper chord for the trusses with a span of 3640 mm. (No. 1, 4, 7, and 10)



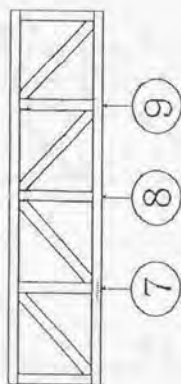
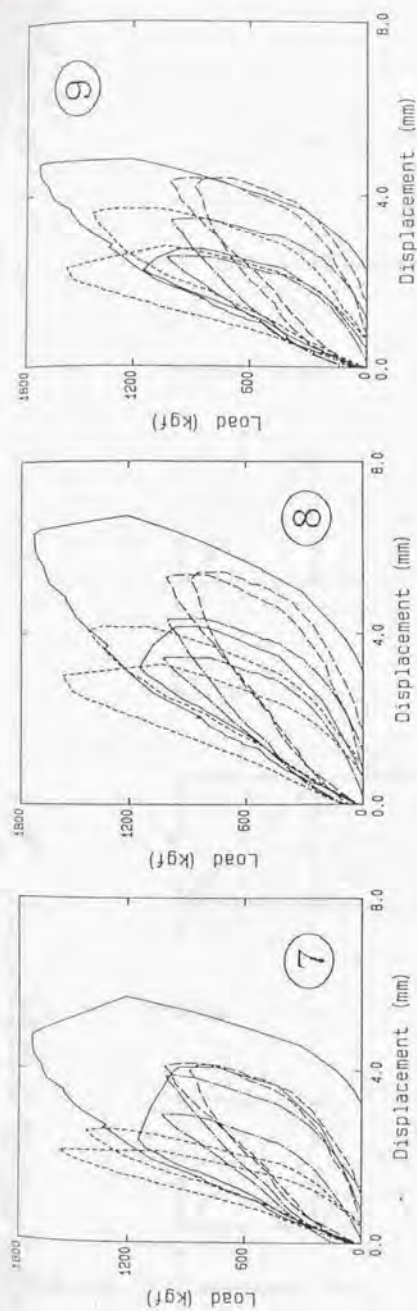
— : Metal Plate
 - - - : Adhesive
 . . . : P.S.A.
 - . - : Nails

Fig. 5. 3. 35. The effect of the joint specifications on the load-displacement curves near to the loaded point on the lower chord for the trusses with a span of 3640 mm. (No. 1, 4, 7, and 10)



— : Metal Plate
 - - - : Adhesive
 - · - : P.S.A.
 · · · : Nails

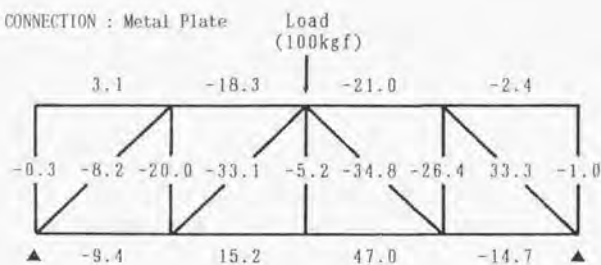
Fig. 5.3.36. The effect of the joint specifications on the load-displacement curves near to the loaded point on the upper chord for the trusses with a span of 1820 mm. (No. 2, 5, 8, and 11)



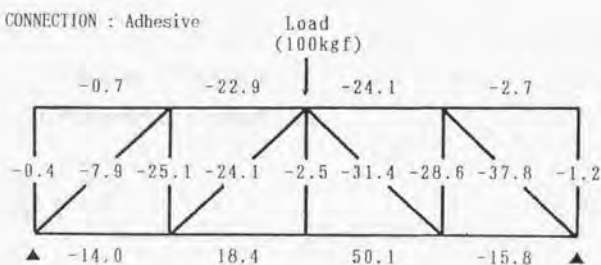
— : Metal Plate
 - - : Adhesive
 - . : P.S.A.
 . . : Nails

Fig. 5. 3. 37. The effect of the joint specifications on the load-displacement curves near to the loaded point on the lower chord for the trusses with a span of 1820 mm. (No. 2, 5, 8, and 11)

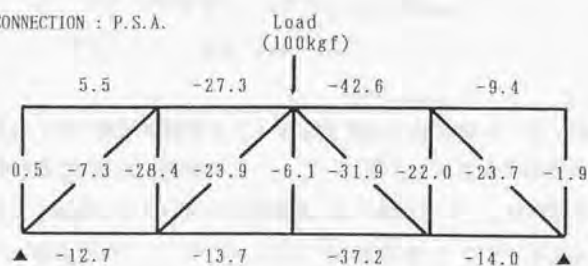
CONNECTION : Metal Plate



CONNECTION : Adhesive



CONNECTION : P.S.A.



CONNECTION : Nails

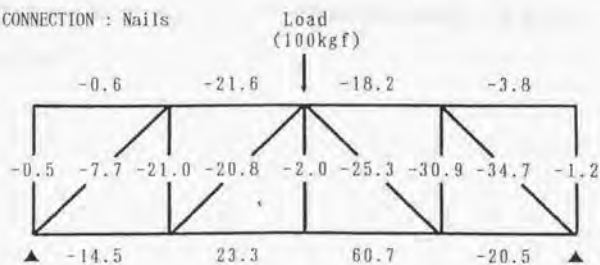


Fig. 5. 3. 38. The distributions of stresses on each member under the 100 kgf load.

また、静的加力を与えたときの中央部の変位 δ_c から見かけのヤング係数 E_s を式(5.1)より求め、

$$E_s = \frac{P}{48I} \frac{\Delta P}{\Delta \delta_c} \quad (5.1)$$

ここで、 P ：中央集中荷重

l ：スパン

I ：断面 2 次モーメント

さらに、トラスの重量分布が均等であるとして、梁の曲げ振動に見立てて式(5.2)より一次の曲げ固有振動数 f_s を算出した。

$$f_s = \frac{\lambda^2}{2\pi l^2} \sqrt{\frac{EIg}{\rho A}} \quad (5.2)$$

ここで、 $\lambda^2 = 22.37$ (1 次の場合)

A ：見かけの断面積 ($= 8.9 \times (45.5 + 8.9) \text{ cm}^2$)

g ：見かけの平均密度 (kgf / cm^3)

自由振動試験より得た固有振動数 f_e との関係を図 5. 3. 39 に示した。接合部の半剛節挙動を考慮に入れた剛性マトリックスに基づく固有値解析結果 f_n が接合が剛であると仮定したものよりも実験値に近い値を示すことは前節で述べた。 f_s はスパンが比較的大きいトラスにおいては実験値 f_e に近い値を示すものの、 f_n の方が f_s よりも f_e に近い。これより、動的な固有振動数は静的剛性からある程度は推測できるものの、その精度は固有値解析に及ばないことが明らかとなった。

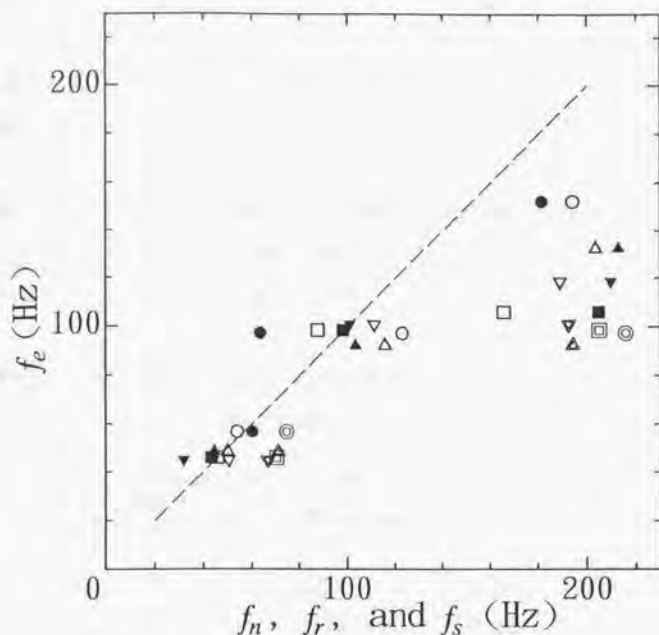


Fig. 5. 3. 39. Relationships between f_n , f_r , f_s , and f_e .

Legend : ●, ○: metal plates, ▲, △: bonded plywood gussets,
■, □: PSA bonded gussets, and ▼, ▽: only nailed gussets.

Notes : The black, void, and double plots show the calculated values; f_n , f_s , and f_r , respectively. Dashed line shows $y = x$.

f_e : Experimental natural frequencies obtained by free vibration tests.

f_n : Natural frequencies calculated by the numeral solution of the eigenvalue problem from the stiffness matrix in consideration of the semi-rigid behavior of the timber joints.

f_r : Calculated natural frequencies under the assumption that the joints are rigid.

f_s : Calculated natural frequencies under the assumption that the truss acts as a beam.

5. 3. 4 トラスの減衰定数

トラスの静的加力試験において中央下部の荷重変位曲線から履歴減衰定数(損失エネルギー) h_s を得、自由振動試験の応答波形から算出した減衰定数と Table 5. 3. 4 に併記する。各試験体間においてバラツキが大きかった。接合部にネイルプレートを用いたトラスと接合部に接着剤を用いたトラスが比較的履歴減衰が小さい。これは一部のタイプの接合部の履歴減衰の傾向と似ている。

また、自由振動試験から得た減衰定数 d_e もバラツキが非常に大きい。接合部に粘着剤を用いたトラスが比較的大きめの値を示している。

Table 5. 3. 4. Damping constants under the free vibration and hysteretic damping factors obtained by static load tests.

Specimens	d_e	h_s
1	0.300	0.246
2	0.310	0.256
3	0.274	0.376
4	0.317	0.371
5	0.636	0.389
6	0.315	0.431
7	0.309	0.447
8	0.993	0.531
9	0.695	0.511
10	0.198	0.346
11	0.370	0.585
12	0.576	0.442

さらに、第 3 章において考案された減衰定数推定手法を実際にスパン 3640 mm と 1820 mm のトラスに適用して、減衰定数の計算値 d_n を得た。

Fig. 5. 3. 40 において上記の実験値と比較した。

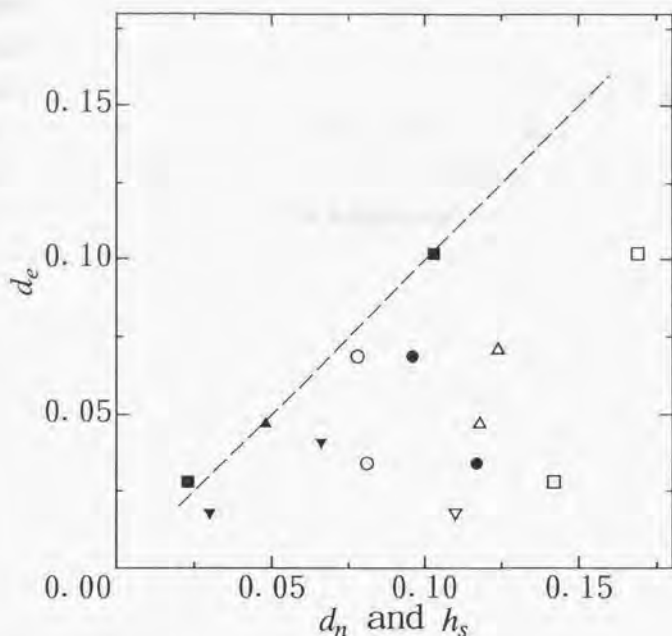


Fig. 5. 3. 40. Relationships between d_n , h_s , and d_e .

Legend : ●, ○: metal plates, ▲, △: bonded plywood gussets,
■, □: PSA bonded gussets, and ▼, ▽: only nailed
gussets.

Notes : The black and void plots show d_n and h_s , respectively.

The dashed line shows $y = x$.

d_e : Experimental damping constants obtained by free vibration tests.

d_n : Damping constants calculated by the numeral solution from
the damping matrix in consideration of the eigenvector and
the hysteretic damping factors of the timber joints.

h_s : Experimental hysteretic damping factors obtained by load-
displacement curves under the static load.

実験値 d_e は履歴減衰定数 h_s に対して全く相関が認められないのに対し、一部の試験体を除き、計算値 d_n に対しては、有意な相関が認められた。このことは自由振動時の減衰定数は、トラス全体系における静的載荷時の履歴減衰定数からの推測は難しく、本手法による減衰定数の解析が必要であり、かつ、有効であることを示唆するものである。これは、自由振動の減衰挙動は変形によるエネルギーの損失だけでなく、試験体重量等の要素も大きく寄与していることにも基づくと考えられる。

5. 4 まとめ

5. 4. 1 固有値解析

自由振動下の固有振動数実験値 f_e に対して半剛節挙動を考慮にいれた剛性マトリックスをもとに行った固有値解析の結果得られた固有振動数 f_n は有為な相関が認められるのに対して、接合部が剛であるとして固有値解析を行った結果得られた固有振動数 f_r はまったく相関が認められない。さらに、静的載荷下での平行弦トラスの変形挙動を梁の曲げ挙動と見立てて推定した固有振動数 f_r の精度も固有値解析結果 f_n には及ばなかった。

このことは、木質トラスの固有振動数の解析には接合部の半剛節挙動を考慮することが必要であり、固有値解析による固有振動数の推定が木質トラスの振動解析において非常に有効な手段であることを示唆するものである。

5. 4. 2 減衰定数の解析

T字型接合部モデルと比較して木質トラスは部材も多く非常に複雑な構造となっているため、自由振動の減衰波形等に再現性があまりなく、動的試験の実験値の評価が困難であるものの、自由振動下の減衰定数 d_e は、本研究で考案した減衰定数の解析手法による推定値 d_n とは有意な相関がみられた。また、静的加力試験で得られた履歴減衰 h_s のバラツキは大きく、自由振動下の減衰定数 d_e に比しても全く相関が認められなかった。

このことは、木質トラスの減衰定数の解析には接合部の履歴減衰定数と固有値解析の結果得られる固有モードベクトルを組み合わせるモード減衰定数を得ることによる本解析手法が有効な手段であることを示唆するものである。

6.1 研究の目的

木質フレーム構造体の半剛節挙動を考慮に入れた剛性マトリックスおよび第3章において誘導法を考案した減衰マトリックスを用いた応答解析手法を実際の木質フレーム構造体へ適用すること並びに同手法・同誘導法の妥当性の検証を目的として研究を遂行した。

同手法の適用対象は第4章において作製したT字型接合部モデルおよび木造軸組構法壁体の約1/40模型とした。まず、T字型接合部モデルは第3章に示したように剛節に極めて近い接着、粘性を保持する2種類の粘着、木質構造の接合法として最も簡便かつ一般的な釘着を含み接合性能として多岐にわたるため適用対象とした。

次に動的外力に対して非線形部分まで把握する必要があるのは構造部位でいうと床組ではなく、壁体である。床組にはそれを破壊に至らしめるような予想外の荷重が作用することはまずあり得ないため、その構造設計は弾性設計のみにとどまっている。これに対して壁体に対しては、地震力、風圧力等の動的水平力は常に予想を遙かに超えるものが作用した歴史の繰返しである。このため近年では、従来の弾性設計に加えて塑性領域の設計、終局耐力設計の必要性が叫ばれている。このような理由から第5章で作製した木質平行弦トラスへの適用は避け、軸組壁体の模型に対して適用を試みた。なお、この模型への適用に際しては、接合部の「あそび」の挙動に関する検討も行った。

6.2 試験体および実験

6.2.1 T字型接合部モデル

試験体は第3章と同一のものを使用した。

測定は、「4.2.3 自由振動試験」とほぼ同様 (Fig. 4.2.5) にベイマツの水平母材を固定し、ロードセル内蔵型インパクトハンマでトドマツの鉛直材頂部に水平方向の小打撃を与えることで、非定常波を励起して動的載荷試験を実施した。ことときの衝撃力を内蔵されたロードセルで測定し、応答加速度をトドマツ鉛直材頂部に設置した圧電型加速度計によって測定した。

6. 2. 2 軸組フレーム模型

木造軸組壁体の約 1/40 スケールの模型を作製し、供試体とした。これには、筋違いや面材などの耐力要素は組み込まれておらず、耐力壁の模型と称するには無理があるので軸組フレーム模型 (Fig. 6. 2. 1) とよぶことにする。

軸組フレームは、 30×30 mm のベイツガをステンレス製の逆 T 字角金物を用いて木ねじで緊結することで構成した。接合方法には、木ねじを接合 1 箇所あたり片側 4 本打った Type I と 2 本しか打たない Type II を採用した (Fig. 6. 2. 2)。同模型の水平せん断耐力はこの金物接合部のせん断耐力と柱頭・柱脚の面圧めり込み耐力に依存しているものである。

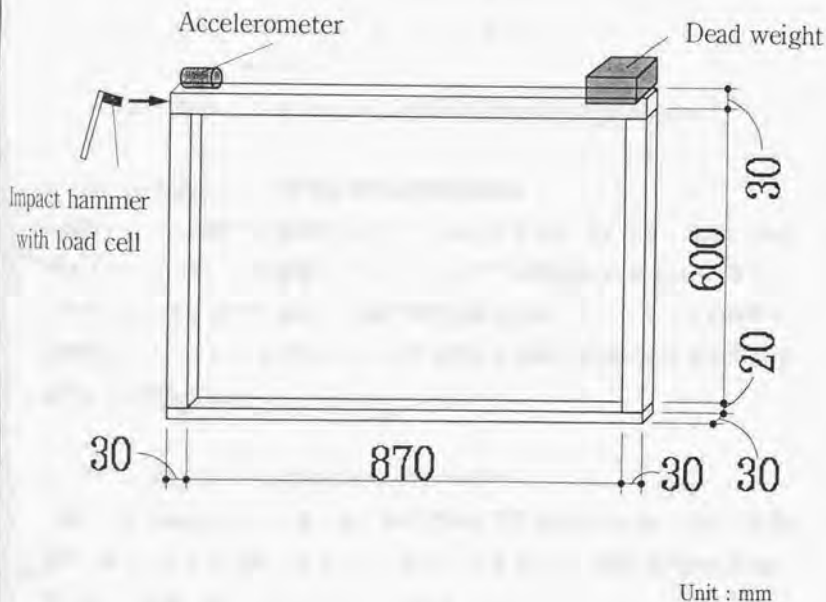


Fig. 6. 2. 1. Schematic diagram of the timber frame model and dynamic load tests.

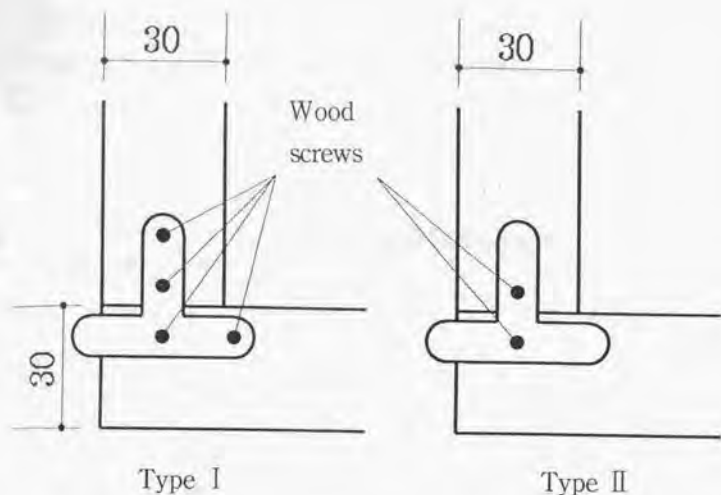


Fig. 6. 2. 2. Schematic diagram of the joint in the frame model employing the stainless plate with 4 (Type I) and 2 (Type II) wood screws.

Note : Black circles show the position fastened by wood screws.

6. 2. 3 軸組フレーム模型の動的載荷試験方法

軸組フレーム模型土台を固定した上で、Fig. 6. 2. 1 に示すように頂部に死荷重を与え、ロードセル内蔵型インパクトハンマで頂部に水平方向の小打撃を与えることで、非定常波を励起して動的載荷試験を実施した。ことときの衝撃力を内蔵されたロードセルで測定し、応答加速度を頂部に設置した圧電型加速度計によって測定した。

6. 2. 4 軸組フレーム模型の接合係数の測定

逆T字角金物木ねじうち接合部の剛性係数並びに履歴減衰定数のうち、材軸方向、並びにせん断方向の係数は、文献値^{13,6)}を用いた。回転方向の係数のみモーメント試験 (Fig. 6. 2. 3) を行って測定した。

土台と柱をL字型に組み、その頂部に水平力を与えた。このときの頂部変位

と鉛直材の中央部のひずみを測定した。鉛直材頂部変位から、ひずみから算出した曲げ変形分を差し引き、接合部の回転変形を得た。

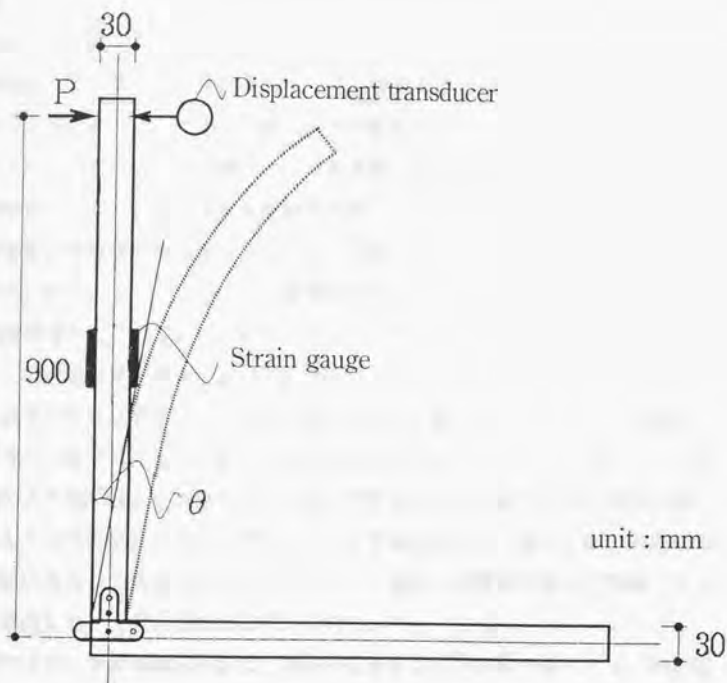


Fig. 6. 2. 3. Schematic diagram of the joint moment test method in order to obtain the hysteretic deformation behavior.

6. 3 結果および考察

6. 3. 1 T字型接合部の応答解析結果

インパクトハンマによる入力波、加速度計で測定された応答波、応答解析から得られた出力波の一例を Fig. 6. 3. 1 に示した。入力波は1つのピークがあるだけで、その後外力が与えられていないことがわかる。これに対して応答波の実験値と解析値は多少差があるものの、位相はほぼ一致したことが分かる。以上の3波の第一波のピークの値（入力波はもともと1つしか波動がない）を読みとり、入力波のピーク値に対する応答波（実験と解析によるもの）の最大値の関係のうち、各接合様式4種類を一例ずつを Fig. 6. 3. 2 に示した。

応答波の実験値と解析値はいずれも入力値に対してほぼ線形関係にあり、ともに近い値をとった。また、この直線関係各々の回帰式の逆数は各試験体ごとの単位荷重あたりの変位 α / P を表すものであるが、これをすべてについて算出し、実験値と解析値を Fig. 6. 3. 3 において比較した。その結果、一部を除き、両者の間には有意な相関関係が認められた。多少、解析値の方が実験値より大ききめな値を示したが、両者は直線 $y = x$ 上にほぼ近いものが多かった。解析値の方が実験値より大ききめな理由は、解析は2次元平面内で行われており、入力した衝撃力エネルギーは理論上2次元平面内にすべて働く。が、実際には試験体の面外への拘束は行っていないため、面外への変形となって解析2次元内に作用しない分があるためと考えられる。

以上より、本応答解析手法は、衝撃力に対するT字型接合部モデルの動的応答をほぼ正しく推定しうるということが明らかになった。

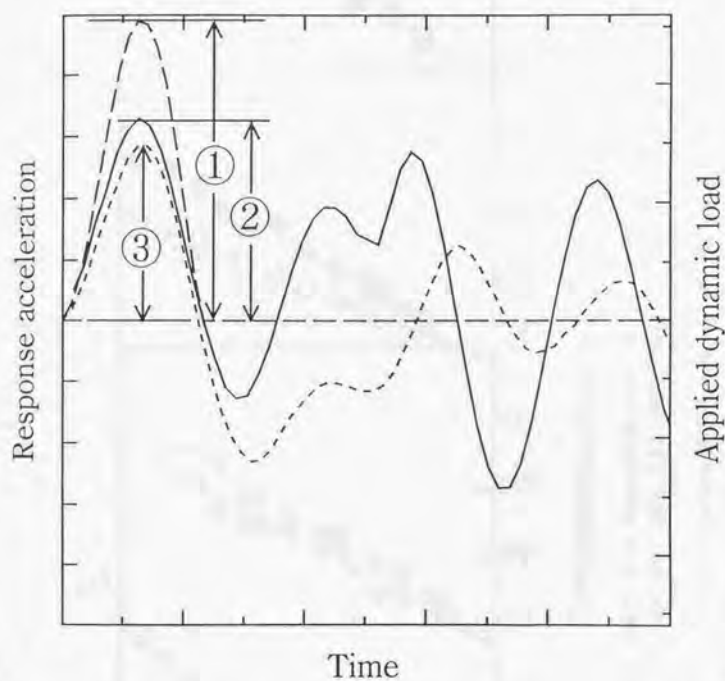


Fig. 6. 3. 1. An example of the time histories of the input load and the experimental and the calculated response accelerations on T-type connection model.

Legend : - - - - : the input load (①), - - - - - : the experimental response acceleration (②), and ——— : the calculated response acceleration (③).

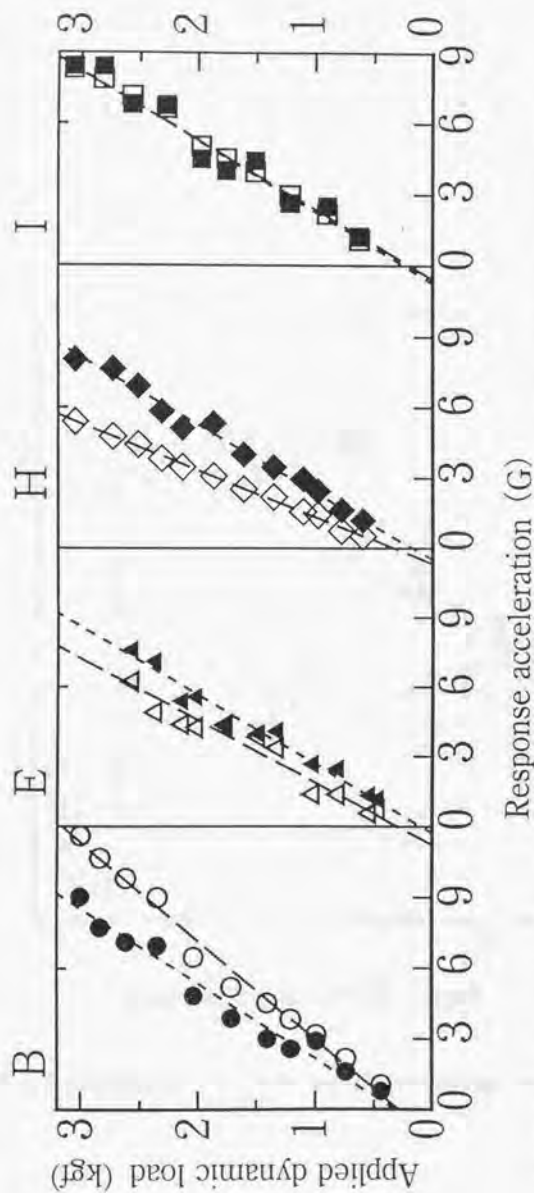


Fig. 6.3.2. Relationships between the dynamic load and the experimental and the calculated dynamic response acceleration on the T-type connection model; (B) with PSA1, (E) with PSA2, (H) with resorcinol resin, and (I) with nails.

Legend : $\circ, \Delta, \diamond, \square, \text{---}$: calculated response, $\bullet, \blacktriangle, \blacklozenge, \blacksquare, \text{---}$: experimental response.
 Note : Dotted lines show the regression modules.

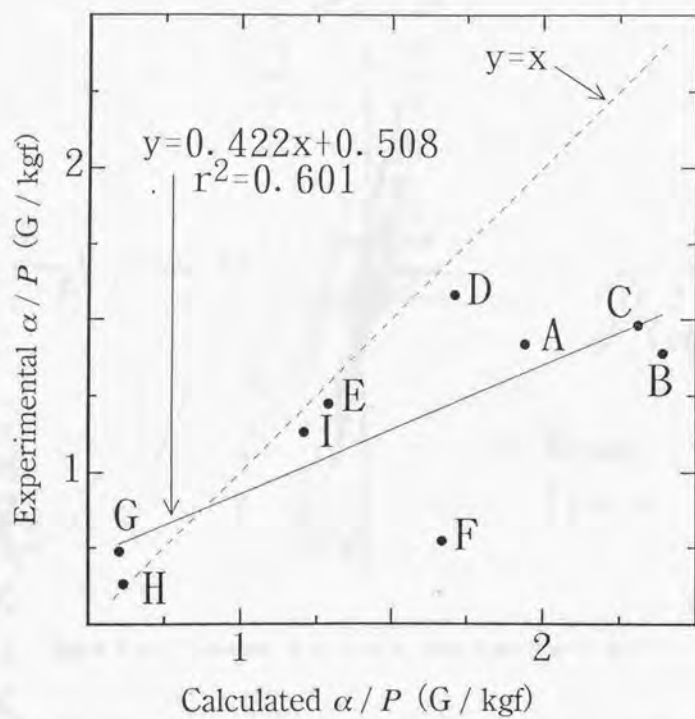


Fig. 6. 3. 3. Relationships between the experimental and the calculated α / P .

6. 3. 2 接合部の非線形履歴のモデル化

実験から得られた軸組フレームモデルの $M-\theta$ の一例を Fig. 6. 3. 4 に示す。
Type II が比較的小荷重の領域から、変位が極端に大きくなる「あそび」の挙動を示すことが明白である。

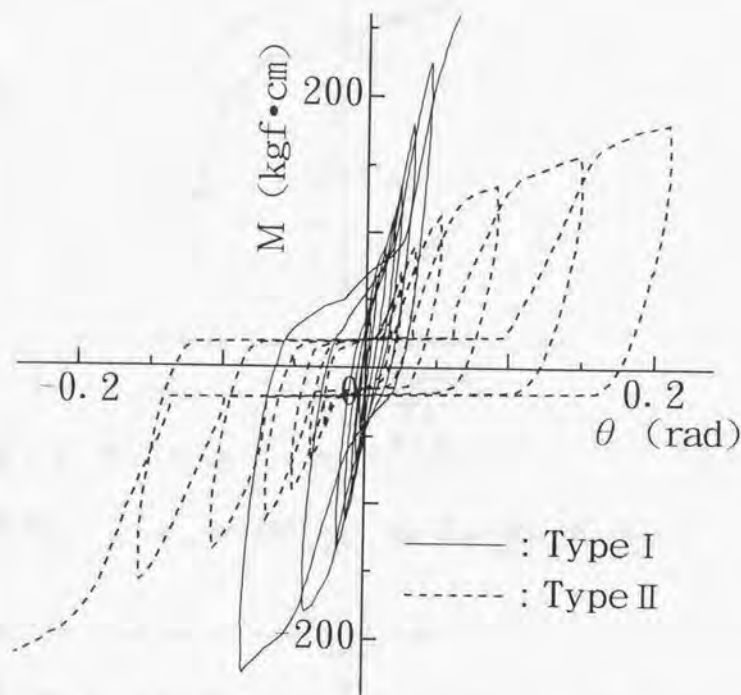


Fig. 6. 3. 4. An example of $M-\theta$ curves of the joint Type I and II.

この挙動を非線形部分まで応答解析を行うために、近似しなければならない。
これに対して、Filiatraut と R. O. Foschi らは Fig. 6. 3. 5 と式(6.1)に示すように指数関数を釘接合部に適用し、壁体¹²⁷⁾や床組¹³⁸⁾の非線形応答解析を行っている。これを本研究の Type I と II に適用した結果をそれぞれ Fig. 6. 3. 6, Fig. 6. 3. 7 に示す。

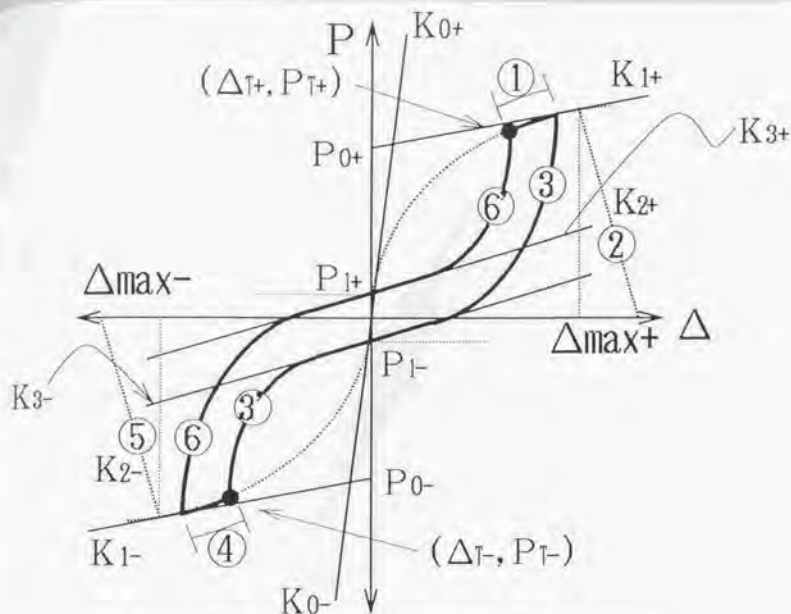


Fig. 6.3.5. Hysteretic functional relationship for connectors⁽³⁷⁾.

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad P &= (P_{0+} + K_{1+}\Delta) \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{K_{0+}\Delta}{P_{0+}} \right) \right\} \\
 \textcircled{4} \quad P &= (P_{0-} + K_{1-}\Delta) \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{K_{0-}\Delta}{P_{0-}} \right) \right\} \\
 \textcircled{3} \quad P &= P_{1-} + K_{3-}\Delta + \exp \left\{ \frac{\Delta}{\Delta_{T+}} \log (P_{T+} - P_{1-} - K_{3-}\Delta_{T+} + 1) \right\} - 1 \\
 \textcircled{3}' \quad P &= P_{1-} + K_{3-}\Delta - \exp \left\{ \frac{\Delta}{\Delta_{T-}} \log (-P_{T-} + P_{1-} + K_{3-}\Delta_{T-} + 1) \right\} + 1 \\
 \textcircled{6} \quad P &= P_{1+} + K_{3+}\Delta - \exp \left\{ \frac{\Delta}{\Delta_{T-}} \log (-P_{T-} + P_{1+} + K_{3+}\Delta_{T-} + 1) \right\} + 1 \\
 \textcircled{6}' \quad P &= P_{1+} + K_{3+}\Delta + \exp \left\{ \frac{\Delta}{\Delta_{T+}} \log (P_{T+} - P_{1+} - K_{3+}\Delta_{T+} + 1) \right\} - 1 \\
 \textcircled{2} \quad P &= (P_{0+} + K_{1+}\Delta_{\max+}) \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{K_{0+}\Delta_{\max+}}{P_{0+}} \right) \right\} + K_{2+}(\Delta - \Delta_{\max+}) \\
 \textcircled{5} \quad P &= (P_{0-} + K_{1-}\Delta_{\max-}) \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{K_{0-}\Delta_{\max-}}{P_{0-}} \right) \right\} + K_{2-}(\Delta + \Delta_{\max-}) \\
 &\quad \cdot \cdot \cdot (6.1)
 \end{aligned}$$

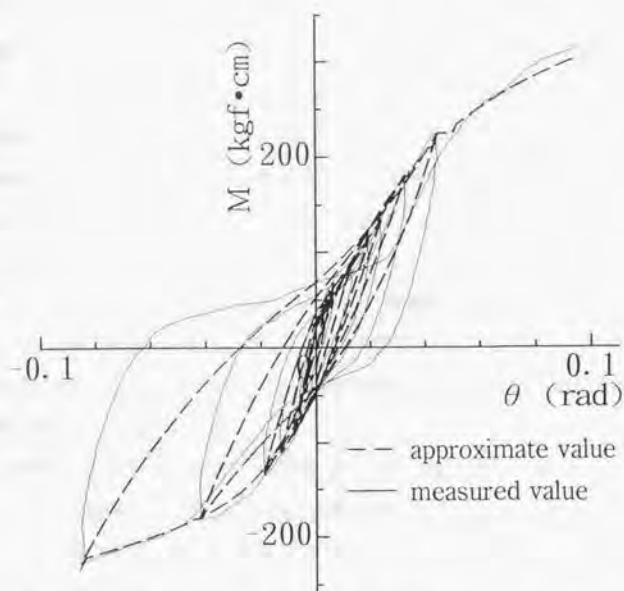


Fig. 6. 3. 6. Results of the application of the exponential approximation to Type I.

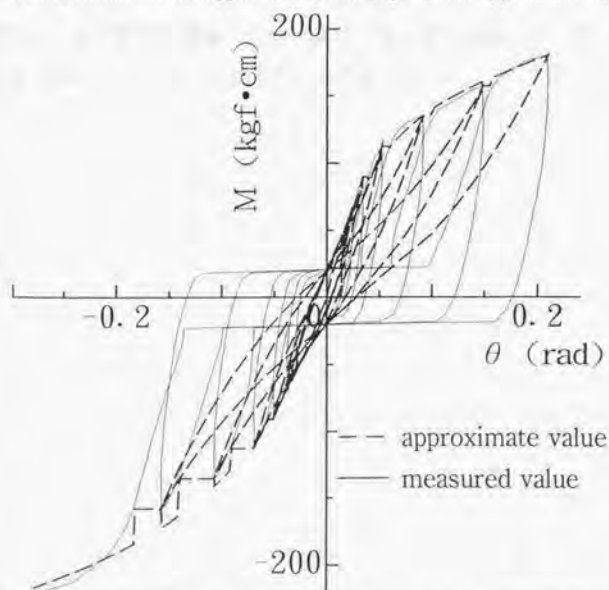


Fig. 6. 3. 7. Results of the application of the exponential approximation to Type II.

近似の結果をみると、一致性が低いことが看取される。とくに接合部が「あそび」の挙動をはじめると、相応性が低下することが明白である。

釘接合部は面材による壁体や床組においては無数にあり、ある程度の精度があれば解析結果も有意になる特徴があるが、木質フレーム構造体においては1つの接合部の挙動が建物の挙動を支配しかねないので、前者より重要度は高いと考えられる。

そこで、式(6.1)では定数としている $M-\theta$ 曲線の各ループごとの y 軸切片の値 P_{1s} , P_{1c} と先行経験荷重 P_{T1} , P_{Tc} の関係を調べた (Fig. 6. 3. 8)。また、 $M-\theta$ 曲線の各ループごとの「あそび」領域内の傾き K_{1s} , K_{1c} と先行経験荷重 P_{T1} , P_{Tc} の関係を調べた (Fig. 6. 3. 9)。

その結果、各ループごとの y 軸切片 P_{1s} , P_{1c} の値の差はそれほど大きくはなく、すべての試験体で一致した明確な増減傾向は認められないものの、どちらかといえば先行荷重の増加とともに切片は上昇するようである。Type I におけるバラツキは Type II のそれより大きいものであった。

また、各ループごとの「あそび」領域内の傾き K_{1s} , K_{1c} は前者に比して大きく変化し、先行荷重の増加とともに総じて低下する傾向にあった。Type I と II では、Type I の方がその低下率は大きかった。

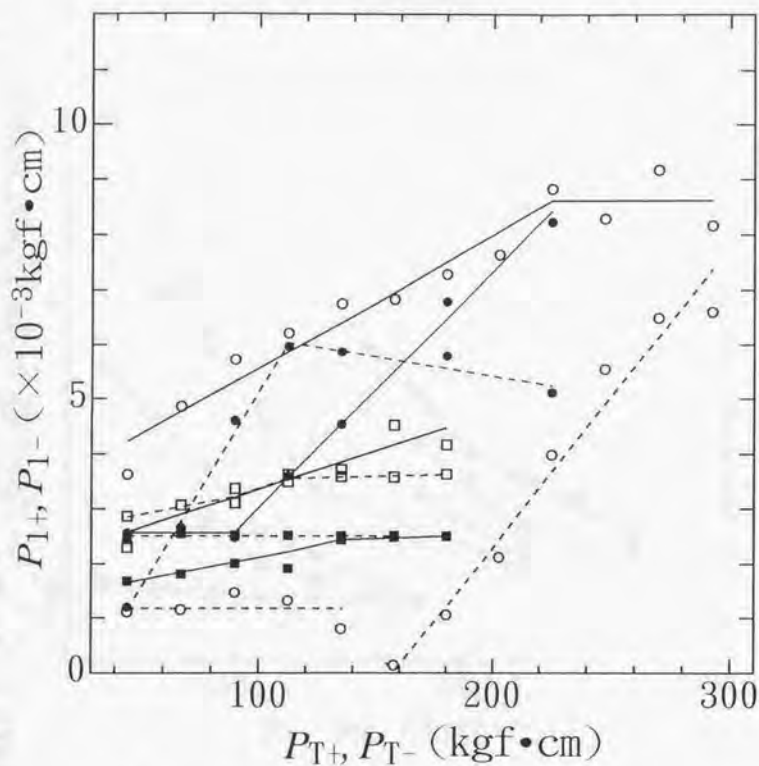


Fig. 6.3.8. Relationships between $P_{1+/-}$ and $P_{T+/-}$.

Legend : ○, ● : experimental value of Type I,
 □, ■ : experimental value of Type II,
 — : approximate value of P_{1+} ,
 and --- : approximate value of P_{1-} .

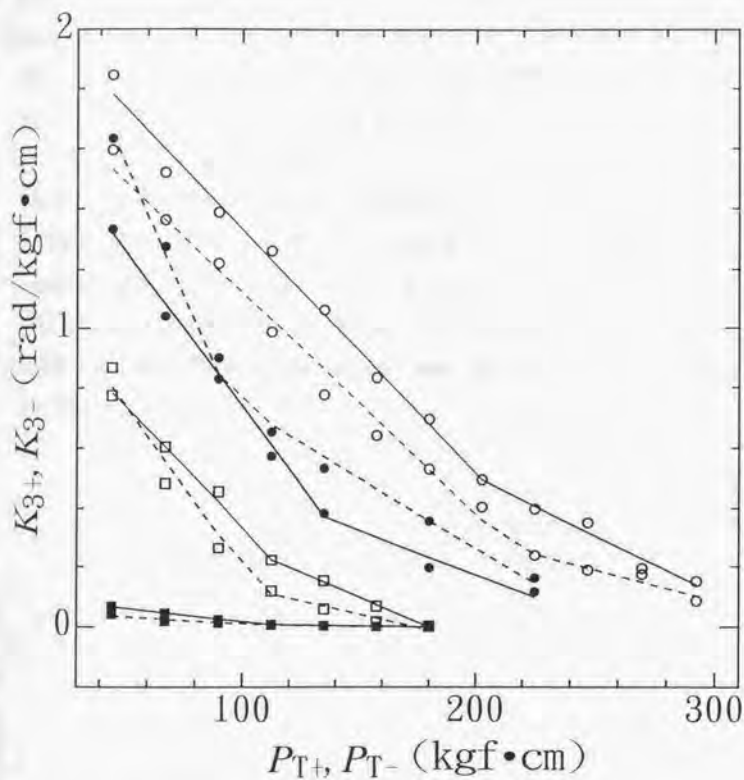


Fig. 6. 3. 9. Relationships between $K_{3+/-}$ and $P_{T+/-}$.

Legend : \circ, \bullet : experimental value of Type I ,
 \square, \blacksquare : experimental value of Type II ,
 — : approximate value of K_{3-} ,
 and --- : approximate value of K_{3+} .

以上、 $P_{1,0}$ および $K_{1,0}$ の $P_{1,0}$ の関数化を図っても、まだ「あそび」の領域を忠実に再現するような相応性は向上しないので、これらに加えて、式(6.2)に示すように指数 $\alpha_{6,0}$ および $\alpha_{6,1}$ の導入を試みた。 $\alpha_{6,0}$ および $\alpha_{6,1}$ は載荷ループの極大値に到達した後、「あそび」領域に達するまでの曲率を増大せしめて変位の戻りを遅延させるもので、 $\alpha_{6,0}$ および $\alpha_{6,1}$ は「あそび」領域から virgin load path へ戻るまでの曲率を増大せしめてそれを遅らせるものである。これにより「あそび」の領域が近似される。これらを導入した結果を Type I, II についてそれぞれ Fig. 6. 3. 10, Fig. 6. 3. 11 に示した。いずれも相応性は極めて上昇したことが名は k である。

なお、これを「あそび表現係数」と称するが、この決定は差し当たり試行錯誤で種々の数値を代入し、目視において近似値の相応性が一番高いと看取られる数値を同係数 (Fig. 6. 3. 12) とした。各 Type 2 体ずつしか試験していないので、確かなことはいえないが、概ね履歴ループ極大値からあそび領域へ向かう係数の方があそび領域から virgin load path へ戻る係数より大きな値をとることがわかった。

$$\textcircled{3} \quad P = P_{1-} + K_3 - \Delta + \exp \left\{ \left(\frac{\Delta}{\Delta_{\tau+}} \right)^{\alpha_{3+}} \log (P_{\tau+} - P_{1-} - K_3 - \Delta_{\tau+} + 1) \right\} - 1$$

$$\textcircled{3}' \quad P = P_{1-} + K_3 - \Delta - \exp \left\{ \left(\frac{\Delta}{\Delta_{\tau-}} \right)^{\alpha_{3-}} \log (-P_{\tau-} + P_{1-} + K_3 - \Delta_{\tau-} + 1) \right\} + 1$$

(6.2)

$$\textcircled{6} \quad P = P_{1+} + K_3 + \Delta - \exp \left\{ \left(\frac{\Delta}{\Delta_{\tau-}} \right)^{\alpha_{6-}} \log (-P_{\tau-} + P_{1+} + K_3 + \Delta_{\tau-} + 1) \right\} + 1$$

$$\textcircled{6}' \quad P = P_{1+} + K_3 + \Delta + \exp \left\{ \left(\frac{\Delta}{\Delta_{\tau+}} \right)^{\alpha_{6+}} \log (P_{\tau+} - P_{1+} - K_3 + \Delta_{\tau+} + 1) \right\} - 1$$

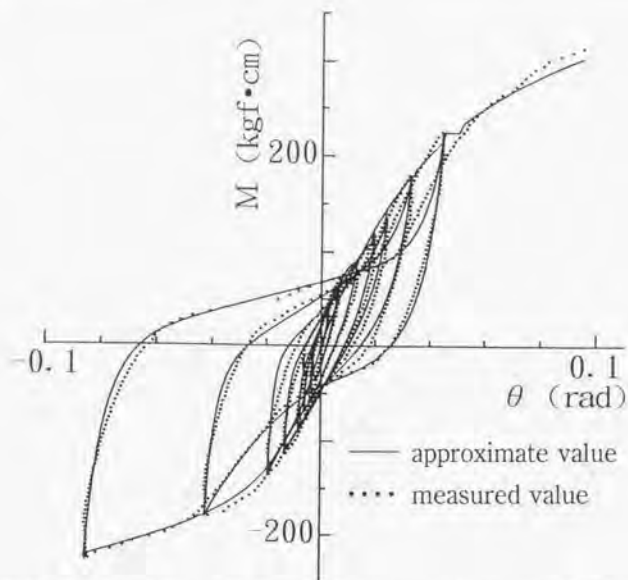


Fig. 6. 3. 10. Results of the application of the exponential approximation improved by α to Type I.

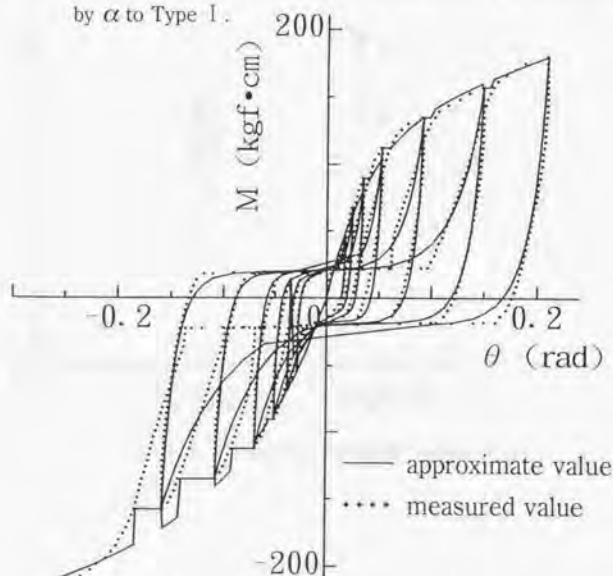


Fig. 6. 3. 11. Results of the application of the exponential approximation improved by α to Type II.

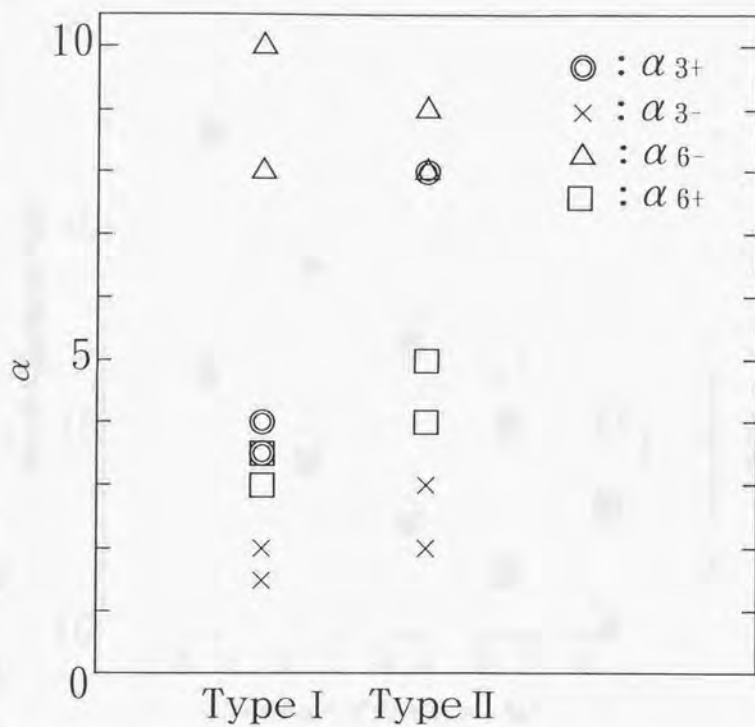


Fig. 6. 3. 12. Comparison of the values of α .

6. 3. 3 軸組フレーム模型の固有値、減衰定数、応答解析結果

軸組フレームモデルに与えた死荷重と固有振動数の関係は、Fig. 6. 3. 13 のようになり、固有値解析によってよく再現された。Type I より Type II の方が相応性が高いようであった。以上より、固有値解析による固有振動数推定手法は、妥当性が高いといえる。

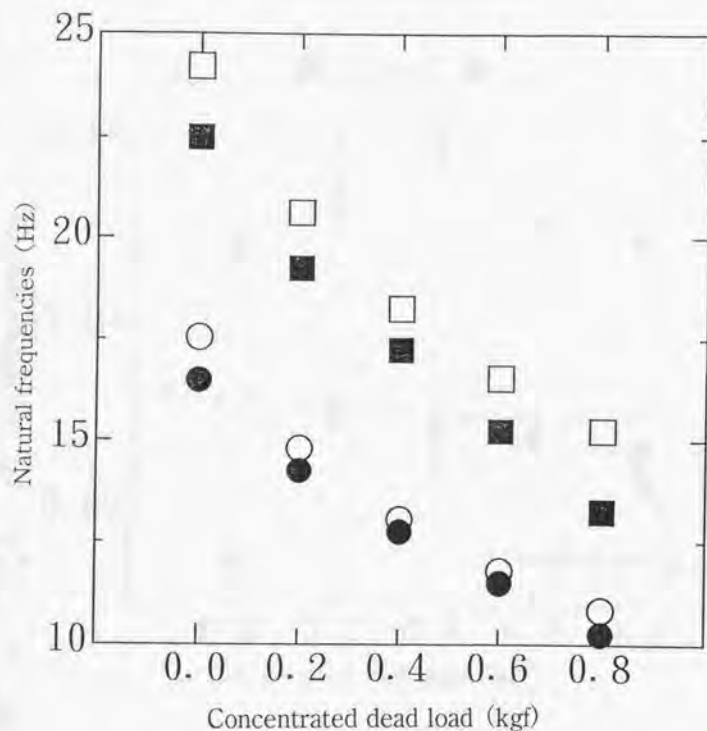


Fig. 6. 3. 13. Natural frequencies of the timber frame model.

Legend : □ : measured value of Type I ,
 ■ : calculated value of Type I ,
 ○ : measured value of Type II ,
 and ● : calculated value of Type II .

軸組フレーム模型の減衰定数は、再現性の低さを考慮して数回測定した。第3章で考案した減衰定数解析の結果と併せて Fig. 6. 3. 14 に示した。その結果、いずれも実験値と解析値は近い値を示し、特に Type II に関してはかなりよく一致した。故に、接合部の履歴特性と固有モードに基づく減衰定数の本推定手法は妥当性の高いものといえる。

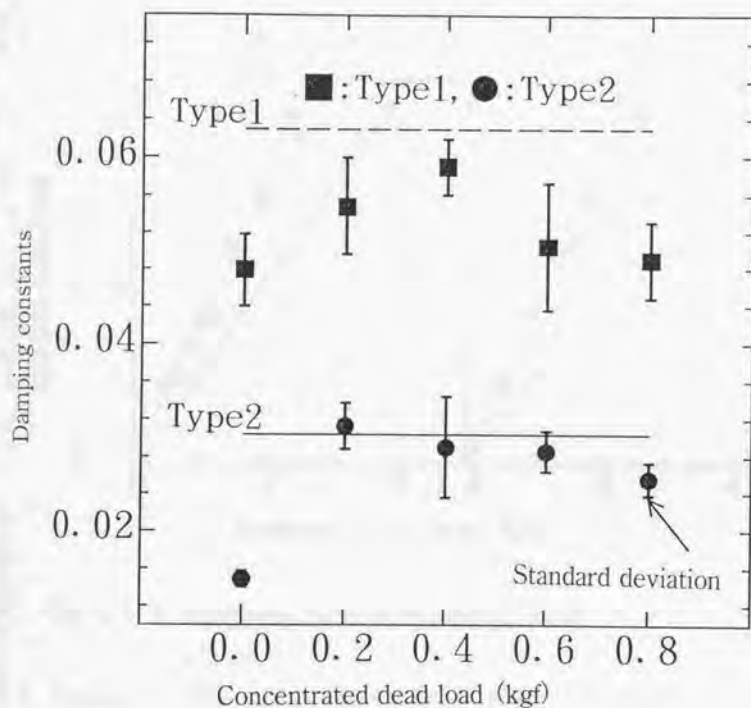


Fig. 6. 3. 14. Damping constants of the timber frame model.

Legend : ■ : measured value of Type I ,
 --- : calculated value of Type I ,
 ● : measured value of Type II ,
 and — : calculated value of Type II .

節点に集中質量を与えた場合と与えなかった場合について、軸組フレーム模型の動的応答解析、衝撃荷重下の応答加速度を得た。実験から得られた衝撃荷重下の応答加速度とあわせて Fig. 6. 3. 15 に示した。

節点集中質量の有無に関わらず、衝撃荷重下の応答加速度の実験値と解析値はいずれもほぼ一致した。以上より、本手法の妥当性が裏付けられた。

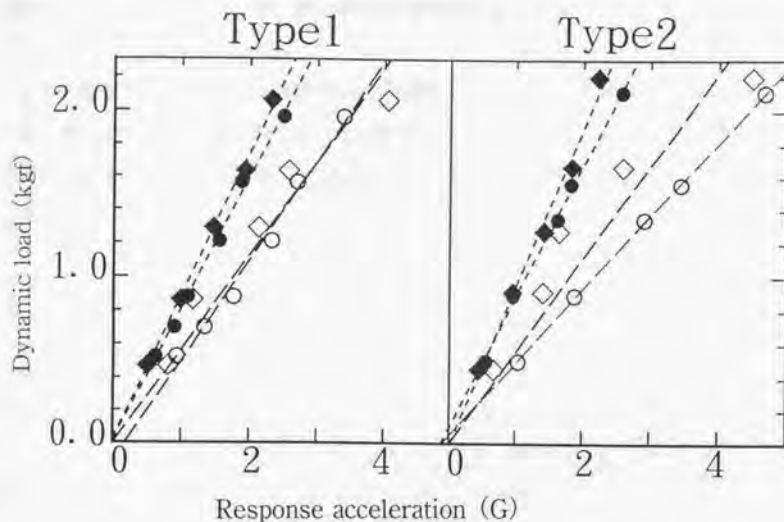


Fig. 6. 3. 15. Relationships between the dynamic load and the response acceleration.

Legend : ---●--- : calculated value with no concentrated load,
 ---○--- : measured value with no concentrated load,
 ---◆--- : calculated value with concentrated dead load,
 ---◇--- : measured value with concentrated dead load.

6. 4 まとめ

接合部の半剛節挙動を考慮して組み立てた剛性マトリックス、および接合部の履歴挙動と固有値解析の結果得られる固有モードを考慮して組み立てた減衰マトリックスを用いて応答解析を行う手法を、接着、粘着、釘着接合部のモデルおよび軸組フレーム模型に適用した。同手法による衝撃荷重下の動的応答値は実際に衝撃力を与えた際の応答値と近い値が得られた。このことにより同応答解析手法は木質フレーム構造体の動的応答挙動の推定に有効であることが示唆された。

また、従来用いられてきた木質接合部の指数近似法では、木質接合部特有の「あそび」の挙動が表現し得ないことがわかった。これに対して「あそび表現係数」を従来からの手法に加味することで、「あそび」を近似することに成功した。

7. 1 研究の目的

構造物の耐震性研究の究極的な目的は、建物の倒壊の可能性の有無の判定にあり、これには破壊荷重と破壊モードの推定が必要である。無機材料系構造物の設計には多くの場合応答解析に基づいて行われ、これらを推測しているのが現状であるが、木質構造においてもその必要性は小さくない。木質構造物の応答解析による設計の導入を困難にしているのはその接合部の特殊な変形状、耐力要素配置や重量分布の多様性など多岐にわたる。

そこで本研究では応答解析を木質住宅構造物の設計へ導入することを目的とし、実物大の筋違い耐力壁の動的破壊挙動を実験的に追求し、破壊条件の特定を試みた。

7. 2 試験体および実験方法

柱、梁、土台に115×115 mmのスギ、筋違いに45×90 mmのベイヒバ3-ply集成材、37×90 mmのスギ製材、37×90 mmのスギ製材のいずれかを用い、Table 7. 2. 1の仕様で作成した筋違い耐力壁を試験体 (Fig. 7. 2. 1) とした。全9仕様のうち、1仕様のみ壁長1820 mm (2p)の耐力壁 (Fig. 7. 2. 2 : 2pSGBV) を試験し、残りはすべて壁長910 mm (1p)のものを試験した。筋違いは釘着の場合と箱型金物で接合した場合 (Fig. 7. 2. 3) について試験し、柱頭柱脚にはほぞが切っており、これにV字金物を付けた場合 (Fig. 7. 2. 3) やホールダウン金物を使用した場合について試験した。

これらを振動台にて正弦波を徐々に増幅させることで動的水平載荷試験に供し、このときの各部位、節点の加速度、変位並びに柱、筋違いのひずみを測定した。図中左向きを絶対変位正方向 (相対変位は逆になる場合が多い) および加速度負方向とし、面外への動きは高さ約1 mの位置において柱に設置したローラーを用いて拘束した。

なお、耐力壁上部に鋼材を死荷重として載せ、倒壊による周囲の危険を回避するために、試験に影響せぬよう充分緩ませたクレーンを梁に架けたまま試験した。

Table 7. 2. 1. Specifications of tested walls with brace

Specimen	Braces	Sizes of brace (mm x mm)	Bracing joint condition	Column joint condition	Dead weight (kgf)
SGN	Yellow cedar glulam	90 x 45	1 nail	tenon and mortise	47.0
SGB	ibid.	ibid.	brace box	ibid.	94.0
SGBV	ibid.	ibid.	ibid.	+V-type metal fastener	94.0
2pSGBV	ibid.	ibid.	ibid.	ibid.	236.6
KG3N	Japanese cedar lumber	90 x 37	3 nails	tenon and mortise	47.0
JCBV	ibid.	ibid.	brace box	+V-type metal fastener	400.0
JC'BV	ibid.	90 x 30	ibid.	ibid.	400.0
JC'BH	ibid.	ibid.	ibid.	+hold-down fastener	400.0
JCBH	ibid.	90 x 37	ibid.	ibid.	400.0

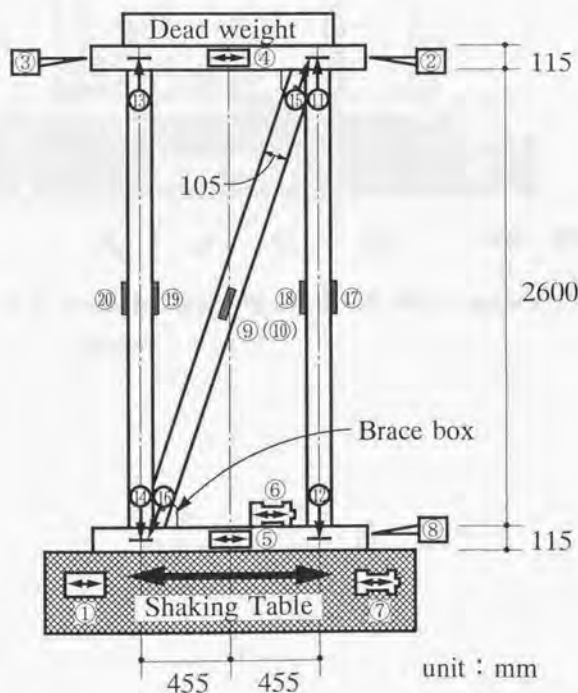


Fig. 7. 2. 1. Schematic diagram of tested wall with a length of 910 mm.

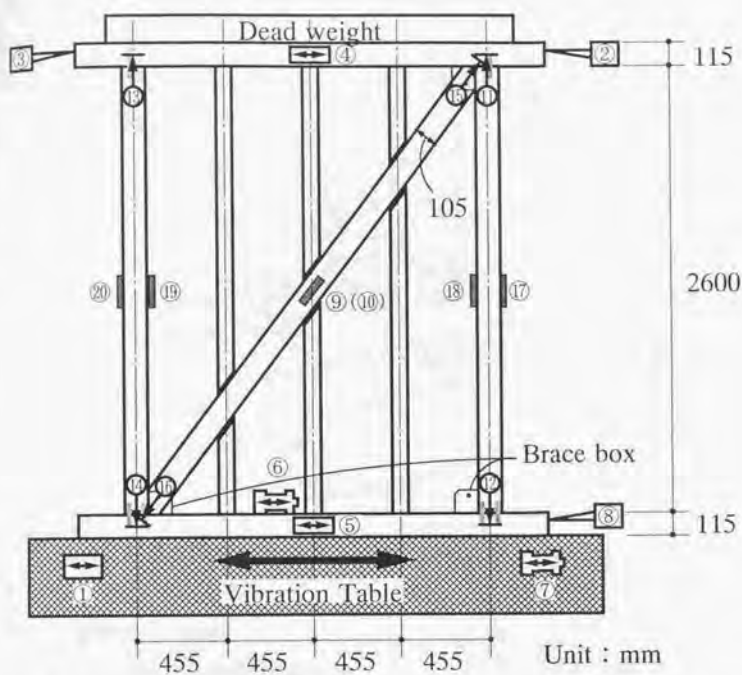


Fig. 7. 2. 2. Schematic diagram of tested wall with a length of 1820 mm (2pSGBV).

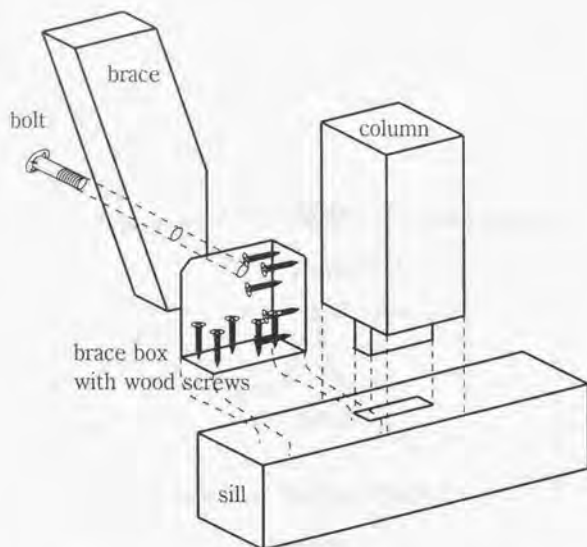


Fig. 7. 2. 3. Details of joint of brace, column, and sill.

7. 3 結果および考察

7. 3. 1 強制・自由振動試験結果

強制振動試験の前後に行った自由振動試験および強制振動試験から得られた固有振動数を比較して Table 7. 2. 1 に示した。強制振動による共振周波数は同試験前後の自由振動固有振動数より低い値を示し、接合部等の非線形性が変形量域の差によって顕在となった。なお、強制振動による疲労剛性低下も確認された。

また、各試験体の共振曲線を Fig. 7. 3. 1 に示した。接合部の緊結度の上昇にとともに、共振周波数数の上昇、および減衰定数の上昇が認められた。壁長さの増大 (SGBV \rightarrow 2pSGBV) はバネ質点系の理論通り固有振動数の約 1.4 倍の上昇をもたらしたが減衰定数には顕著な変化を与えなかった。

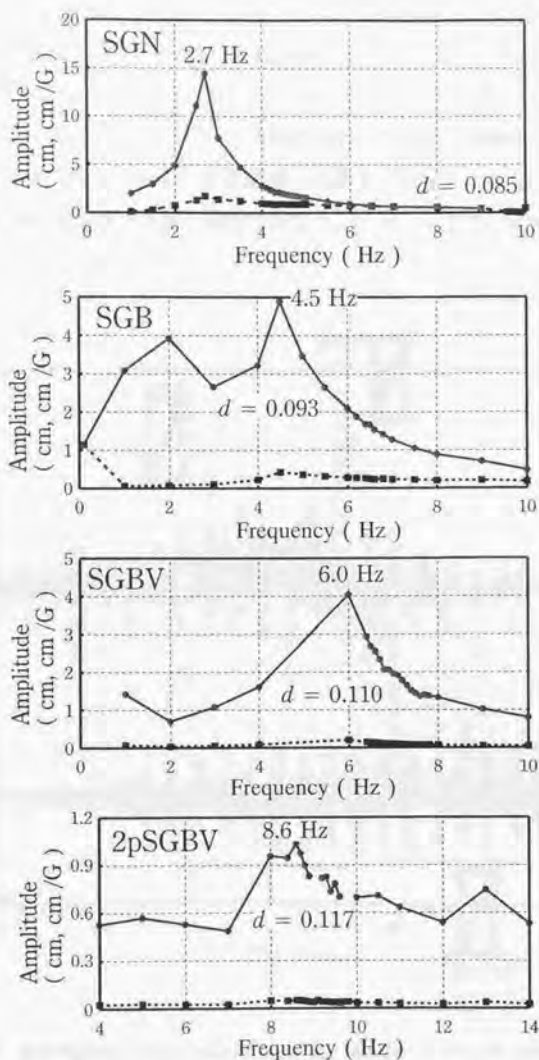


Fig. 7. 3. 1. The resonance curves of tested shear walls under sweep vibrations.

Legend: $\cdots \blacksquare \cdots$: relative amplitude (cm),

$\text{—} \bullet \text{—}$: relative displacement amplitude divided by acceleration on the shaking table (cm/G).

7. 3. 2 動的破壊試験結果

破壊時の時刻歴波形の一例として試験体 SGN および 2pSGBV をそれぞれ Fig. 7. 3. 2, Fig. 7. 3. 3 に示した。これらを含めて全ての試験体が筋違いに引張応力が作用する方向で破壊し、柱の引き抜けを伴った。試験体 SGN は加振波増幅時に破壊したが、それ以外は振動台の最大起振能力に達した後しばらく繰り返しの動的負荷を与えた後に破壊に達した。なお、いずれの試験体も倒壊には至らなかった。

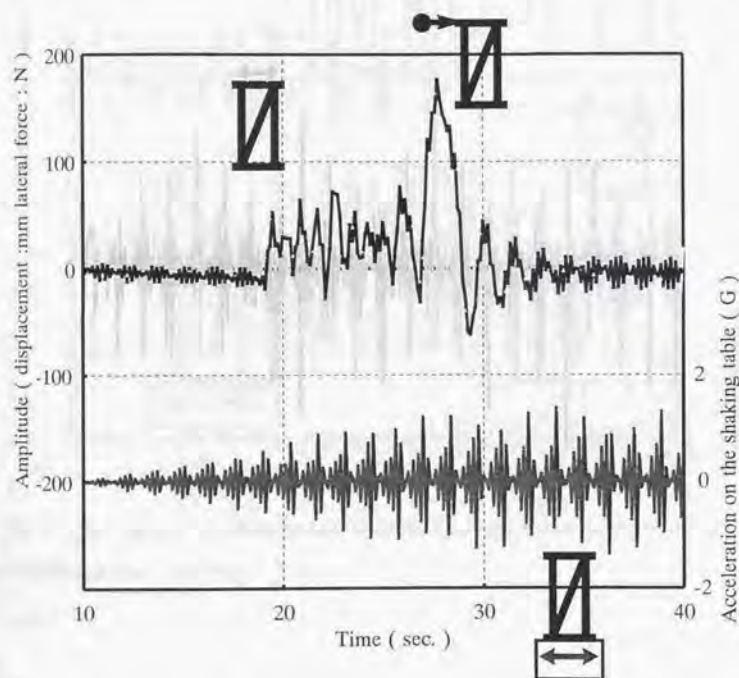


Fig. 7. 3. 2. Time-history wave forms on fracture process in the specimen SGN.

Legend: — : relative displacement at wall top (mm), - - - : lateral force (N),
and *** : acceleration on the shaking table (G).

Note: The lateral force is the product of absolute acceleration at the wall top and dead weight.

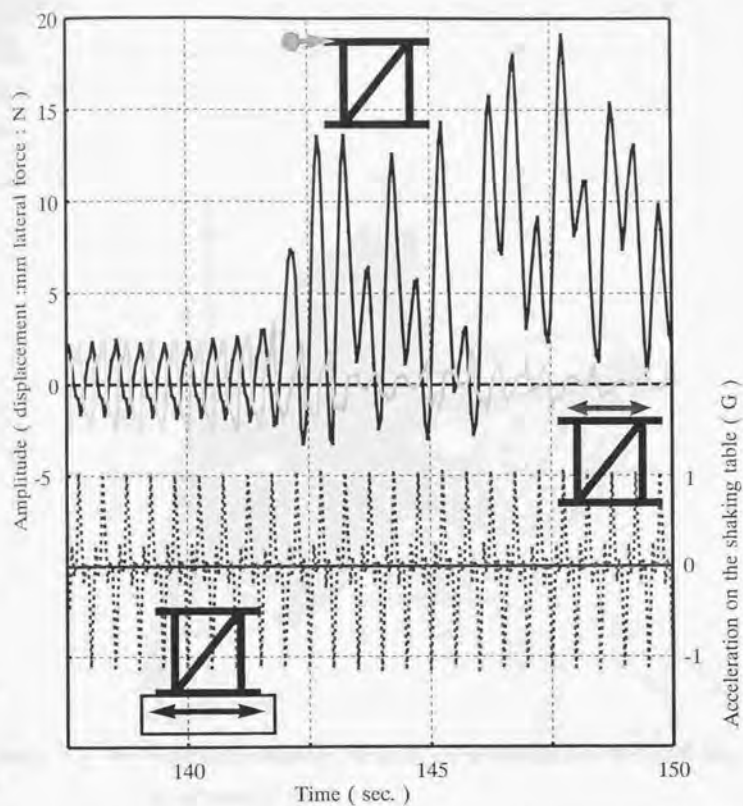


Fig. 7.3.3. Time-history wave forms on fracture process in the specimen 2pSGBV.

Legends and Note : see Fig. 7.3.2.

時刻歴波形から荷重変位曲線が得られるが一例として JC3N に関するものを Fig. 7. 3. 4 に示す。これからも筋違いの圧縮側には、変位が大きく進んでいないことが分かる。

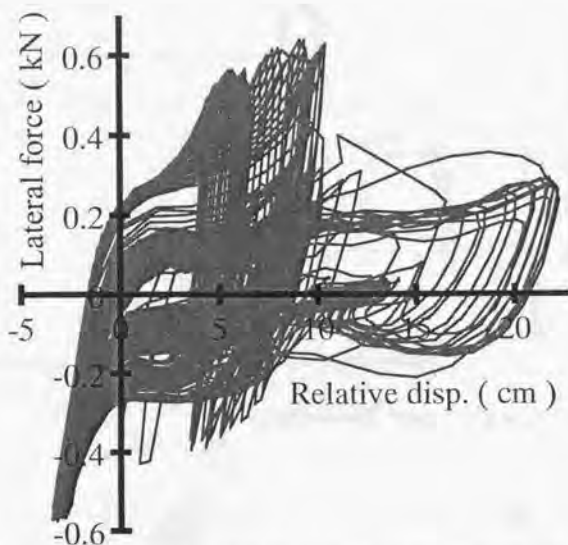


Fig. 7. 3. 4. The relationships between the relative displacement and the lateral force in the specimen JC3N.

また、時刻歴波形を 1, 2 秒ごとに区切り、各々の区間での変位および加速度振幅最大値および最小値を求めた。試験体頂部の加速度に積載荷重を乗じたものを水平力とし、頂部相対変位、筋違い軸方向ひずみ、筋違いおよび柱の引き抜け変形量との関係を得た。それらの一例を SGN については Fig. 7. 3. 5, Fig. 7. 3. 6 に、2pSGBV については Fig. 7. 3. 7, Fig. 7. 3. 8 に示した。ここで、頂部加速度に対して位相が合うものについては頂部加速度と同符号を、位相が反対のものについては逆符号を付した。これらより、水平力が比較的小さいときのみ筋違いに軸方向ひずみが発生し、応力が作用したといえる。この応力は引張、圧縮側ともに作用したが、筋違い接合部および柱脚接合部は筋違い応

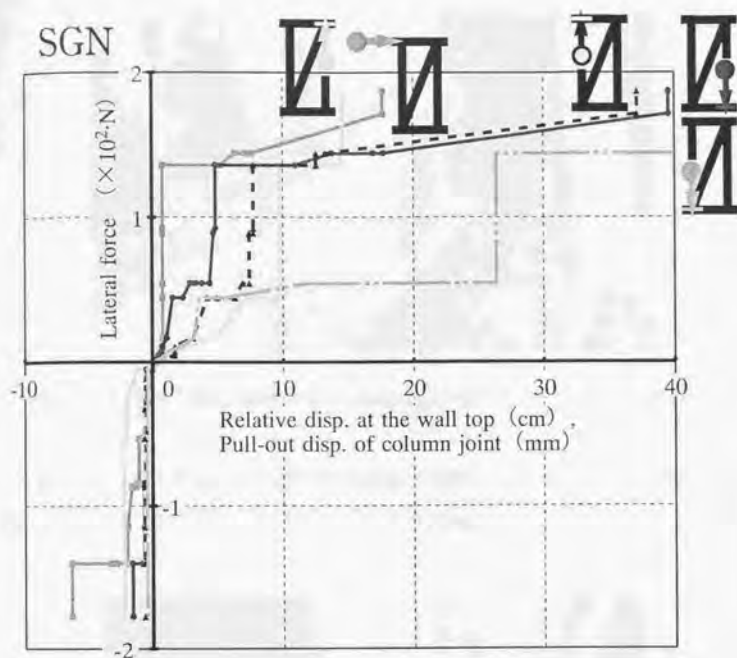


Fig. 7. 3. 6. The relation ships between lateral force and column joint deformation for specimen SGN.

- Legend:
- : relative displacement at the wall top,
 - : pull-out displacement at R-column top,
 - : uplift displacement at R-column bottom,
 - * - : pull-out displacement at L-column top,
 - : uplift displacement at L-column bottom.

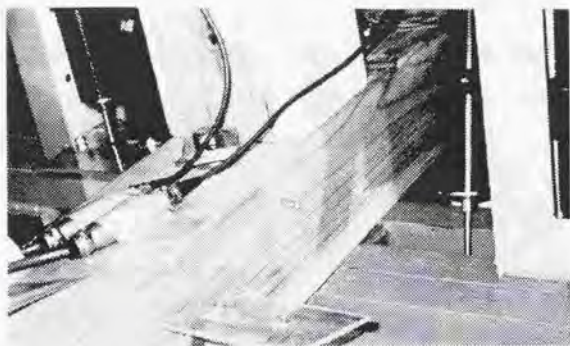


Photo 7. 1. The fatigue failure of bracing joint with a nail in specimen SGN.

これに対して、筋違い接合部を箱型金物で補強した場合（SGB）、箱型金物の木ネジが引き抜けることで破壊に至った（Photo 7. 2）。



Photo 7. 2. The pull-out of wood screws in SGB.

また、以上に加えて、柱頭・柱脚をV字型金物で補強すると（SGBV）、そこで破壊した（Photo 7. 3）が、同仕様で壁長を $2p$ にすると、SGBVに相反して上部の筋違い金物の木ネジが折損または引き抜けることで破壊した（Photo 7. 4）。なお、そのときの破壊の進展状況は、筋違いおよび柱脚・柱頭接合部がほぼ同時に引抜けはじめていたことが Fig. 7. 3. 7, Fig. 7. 3. 8より

明白である。

これらは筋違い又は柱の接合部においては、常に下部が優先的に破壊するわけではないことを示すとともに、壁長が異なることに起因する筋違いの柱等との交差角度の違いが破壊箇所に変異を与える可能性があることを示唆するものである。



Photo 7. 3. The failure of post-column joint caused by pull-out of the nail in SGBV.

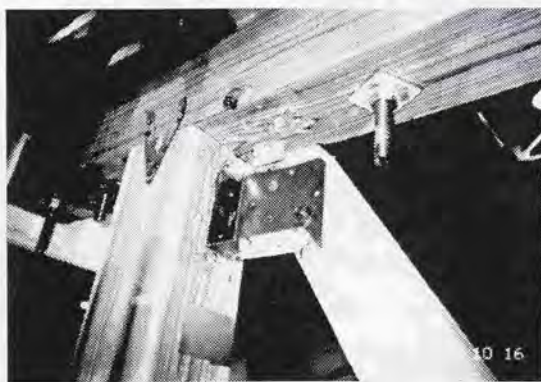


Photo 7. 4. The failure of the upper bracing joint caused by the breaking or the pull-out of wood screws.

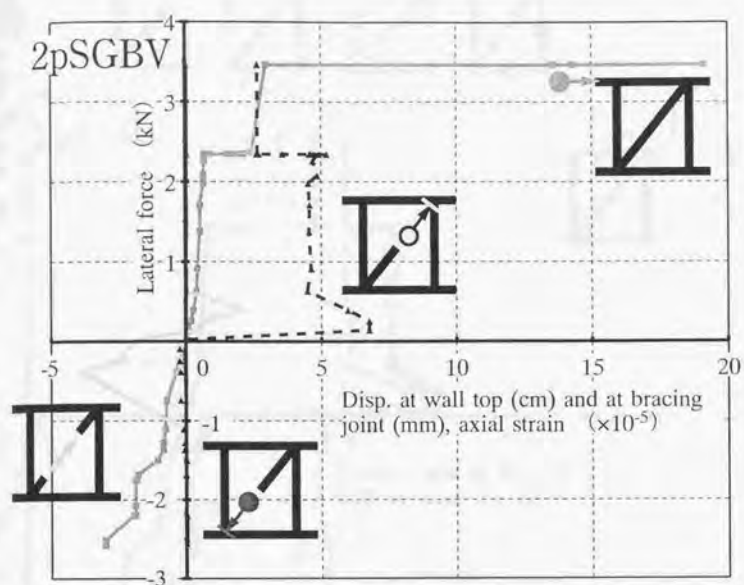


Fig. 7. 3. 7. The relationships between lateral force and brace deformation for specimen 2pSGBV.

Legend: the same as Fig. 7. 3. 5.

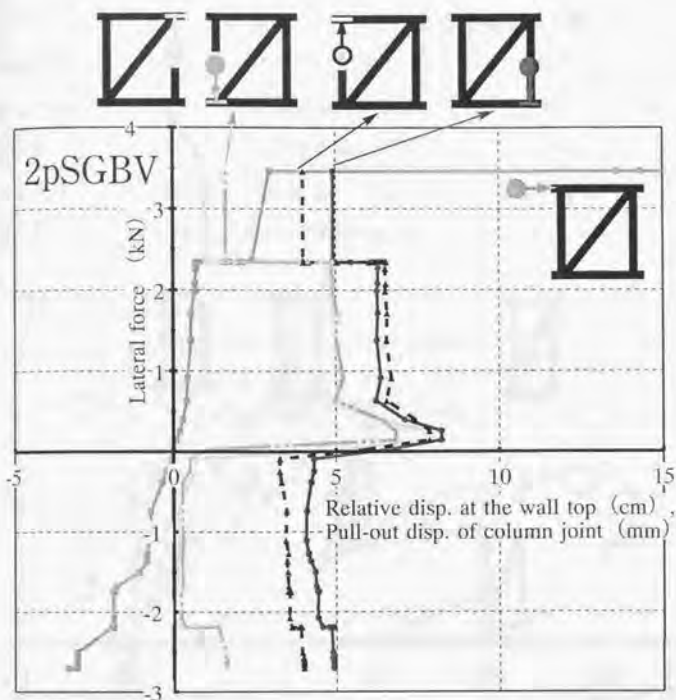


Fig. 7. 3. 8. The relationships between lateral force and column joint deformation for specimen 2pSGBV.

Legend: the same as Fig. 7. 3. 6.

また、SGN における筋違い釘着接合部の引抜け荷重は筋違いのひずみとヤング率から約 69 kgf と算出されたが、これは釘のせん断耐力文献値¹³⁹⁾の約半分であった。さらに 2pSGBV における箱形筋違い金物の引抜け荷重は前述と同様に約 1.05 tf と算出されるが、別途行った引抜き試験の最大耐力の約 6～7 割であった。このことより、筋違い接合部に衝撃力が入った場合、局部試験結果より小さな荷重で引抜ける可能性があることを示唆するものである。これには繰返荷重や、圧縮応力時の座屈変形などの影響が考えられる。

次に、JC3N について考察を加える。JC3N の筋違いの挙動および柱の引抜け挙動をそれぞれ Fig. 7. 3. 9、Fig. 7. 3. 10 に示した。筋違いの下端が引き抜けて破壊に到り、左側の柱脚は筋違いに追従したことが明白である。これは 3 本の釘のうち 2 本が柱にはせん断方向で力を伝達したのに対し、土台には 1 本が引き抜き方向であったために引き抜けた (Photo 7. 5, Photo 7. 6) と考えられる。終局的には柱へ打った釘が金属疲労によって破壊した。

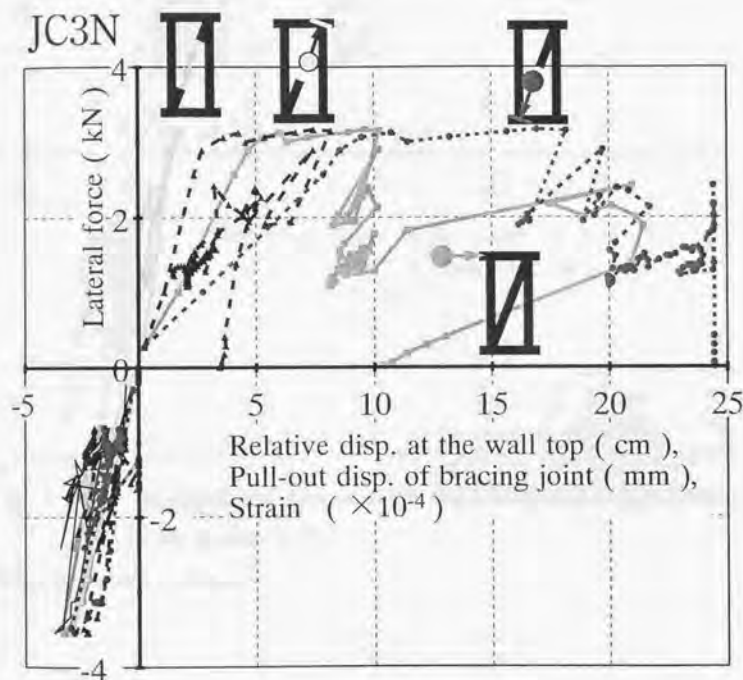


Fig. 7. 3. 9. The relationships between lateral force and brace deformation for specimen JC3N.

Legend: the same as Fig. 7. 3. 5.

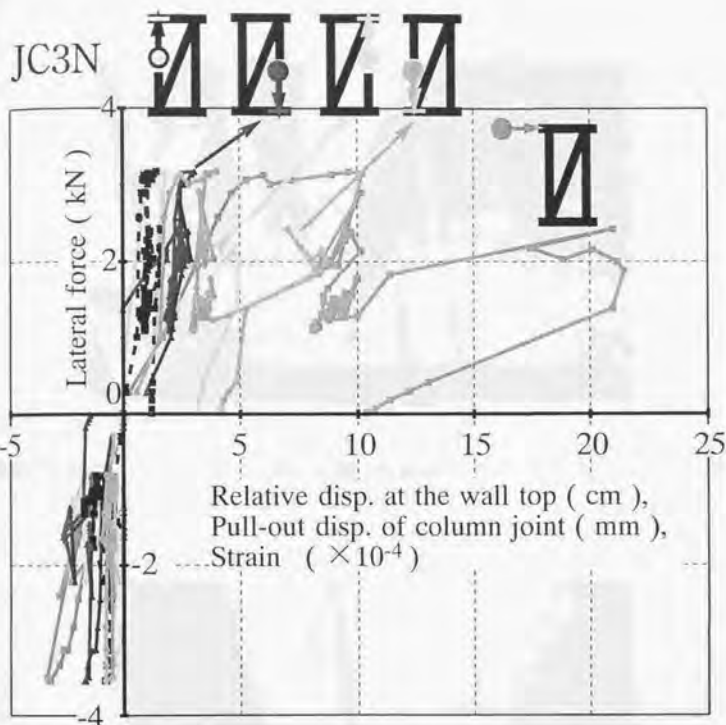


Fig. 7. 3. 10. The relationships between lateral force and column joint deformation for the specimen JC3N.

Legend: the same as Figure 7.

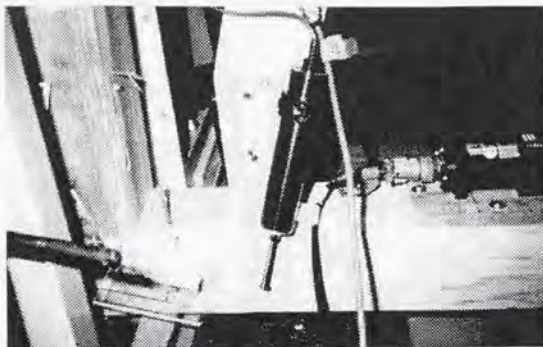


Photo 7. 5. The nail which has left on the sill through the end of the brace in JC3N.



Photo 7. 6. The fatigue failure of the nail driven to the post.

試験体 JCBV と JC'BV に関して水平力に対する壁体変形と筋違いの挙動をそれぞれ Fig. 7. 3. 11, Fig. 7. 3. 12 に示した。

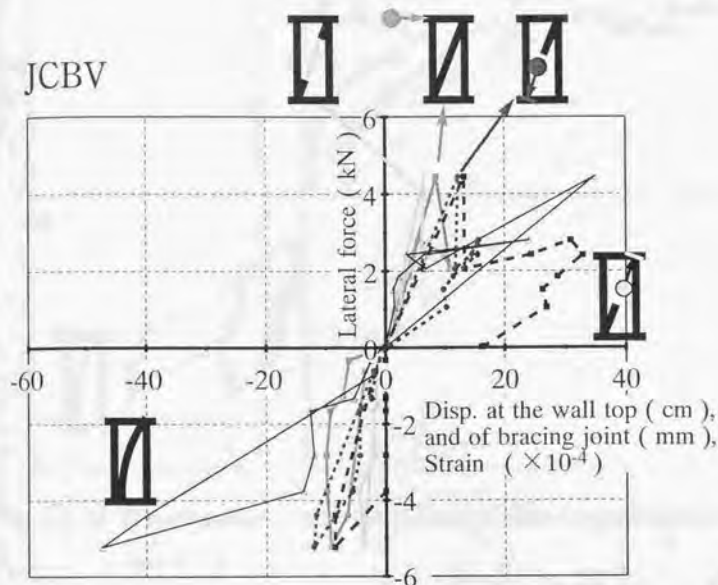


Fig. 7. 3. 11. The relationships between lateral force and brace deformation for specimen JCBV.

Legends: —○— : relative disp. at the wall top,
 — : axial strain of brace,
 — : bending strain of brace,
 - - ○ - - : pull-out displacement at the upper bracing joint,
 : pull-out displacement at the lower bracing joint.

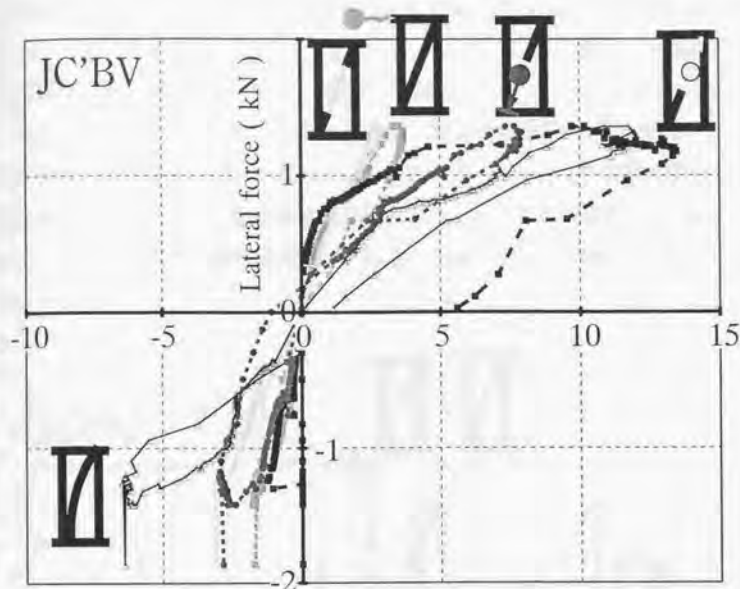


Fig. 7.3.12. The relationships between lateral force and brace deformation for specimen JC'BV.

Legends: the same as Fig. 7.3.11.

筋違いの座屈曲げ破断による壁体の破壊を再現させることを目的として行ったものであるが、断面の狭小化に伴って圧縮側の曲げひずみは明らかに増大したものの、座屈曲げ破壊には到らなかった。なお、箱型金物の座屈荷重支持端としての係数は約1である¹⁰⁾ので、試験体JCBV、JC'BVにおける座屈荷重はそれぞれ336, 169 kgfと算出され、前者については座屈荷重に達しておらず、水平荷重に直すと約100 kgfに相当し、水平力-ひずみ曲線の傾きが低下しており、オイラーの公式が当てはまることが分かった。

また曲げ応力を算出するとJCBVは約107 kgf/cm²で曲げ破壊係数の文献値¹⁰⁾に達していないものの、JC'BVは曲げたわみが30 cmに達したせいか、1 tf/cm²を越え、端部支持条件等に何か変化があったものと考えられる。

柱脚部をホールダウン金物で補強するとJCBHではJCBVの座屈変形量の差に大きな差は確認できなかった (Fig. 7. 3. 13) が、これに対してJC'BHにおいてはJC'BVではわずかであった座屈が顕著になったが、JC'BHは似た挙動 (Fig. 7. 3. 14) を示した。いずれも筋違い端部が割裂することで破壊に到った (Photo 7. 7, Photo 7. 8)。これらは静的試験では滅多にない破壊形態であり、荷重速度の大小によって破壊形態に差が生じること、筋違い端部は三ツ割材以下では割裂破壊荷重の設計を考慮に入れなければならない可能性を示唆するものといえる。

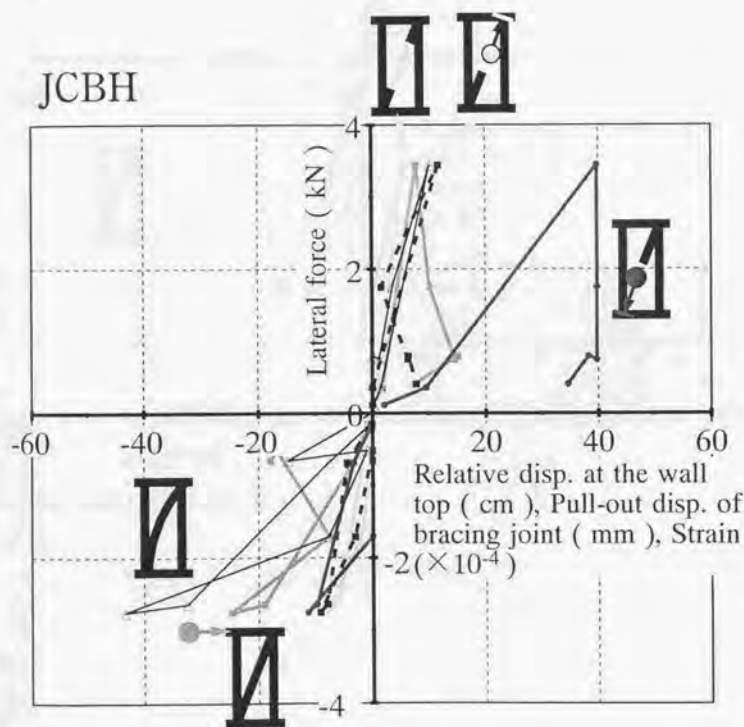


Fig. 7. 3. 13. The relationships between lateral force and brace deformation for specimen JCBH.

Legends: the same as Fig. 7. 3. 11.

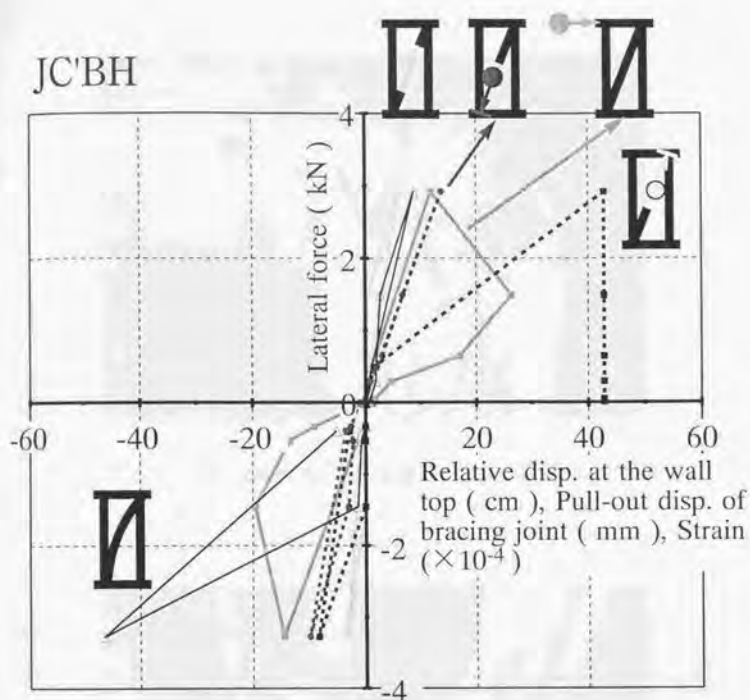


Fig. 7. 3. 14. The relationships between lateral force and brace deformation for specimen JC'BH.

Legends: the same as Fig. 7. 3. 11.

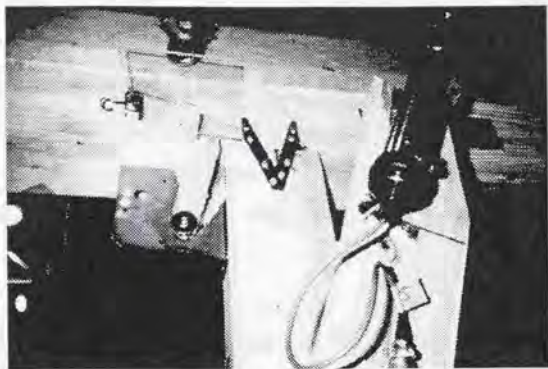


Photo 7. 7. The split at the end of the brace, in specimen JCBH.

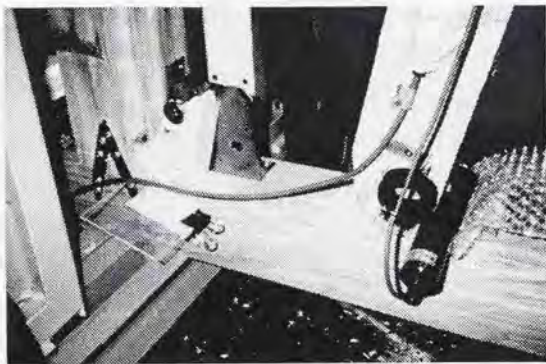


Photo 7. 8. The split at the end of the brace, in specimen JCBH.

最後に各試験体の破壊時の水平力、破壊箇所ならびに形態を Table 7. 3. 1 に列挙した。実際には破壊荷重が低下して居るであろうと思われる仕様も、試験体に復元力が残っていても慣性力が作用して、頂部の加速度が大きくなってしまう場合があり、結果として水平力が大きく算出されている。また、単純にはおよそ比較しがたいが、筋違いをベイヒバ集成材から、一般的に許容応力度が低いスギ製材に換えたからといって、接合性能等に著しい低下は認められないため、最大水平耐力は低下しない可能性が高いことがわかった。

Table 7. 3. 1. The maximum lateral load, the failed position, and modes.

Specimen	Max. lateral force (kN)	Failed position and fracture modes
SGN	0.71	breaking of the nail connecting the brace to the sill
SGB	1.51	pull-out of the wood screws connecting the brace box to the sill
SGBV	2.11	pull-out of the nails connecting the V-shaped fastener to the sill
2pSGBV	1.75	pull-out and braking of the wood screws connecting the brace box to the beam
JC3N	0.63	breaking of the nail connecting the brace to the sill
JCBV	1.37	pull-out of the wood screws connecting the brace box
JC'BV	5.17	ibid.
JC'HD	3.27	split of the upper end of the brace
JCHD	2.75	split of the lower end of the brace

7. 4 まとめ

軸組構法による筋違い耐力壁の動的破壊試験を行った結果、以下のことが得られた。

- ① 供試したすべての筋違い耐力壁は破壊こそすれ、なかなか倒壊には至らなかった。
- ② 供試したすべての筋違い耐力壁は筋違いに圧縮力が作用する方向よりも、引張力が作用する方向に大きくせん断変形した。その結果、破壊はいずれも筋違いに引張力がはたらく方向で生じた。これは本実験の仕様における座屈抵抗力が、筋違い端部接合のせん断耐力よりも勝ったことによると考えられる。
- ③ 柱脚接合部の破壊は柱頭接合部の破壊より優先的に生じるわけではない。
これは柱頭接合部の補強を怠って柱脚接合部の補強のみを施しても意味をなさないことを示唆するものである。
- ④ 壁長の違いに基づく筋違いの土台・柱との交差角度の差異は、筋違いの破壊箇所、破壊形態を変える可能性がある。
- ⑤ 金属疲労による接合具の折損は、静的加力試験では滅多に発生しないが、動的繰返し载荷を与えた場合にはめずらしくない。
- ⑥ 軸組耐力壁中の筋違いの座屈荷重は、動的荷重下でもオイラーの座屈荷重にほぼ等しい。
- ⑦ 筋違いは座屈後、曲げ破壊にはなかなか至らず、曲げ破壊強度の文献値を超えて、耐えている可能性も否めなかった。これは動的荷重に対する曲げ破壊抵抗力は静的荷重下と異なる可能性を示唆するものである。
- ⑧ ツツ割以下の断面の筋違いでは、ボルトで緊結する場合、静的荷重下では報告例の少ない端部割裂破壊に至る可能性が高い。これは割裂破壊が高速荷重に弱いことを裏付けるものといえる。
- ⑨ ホールダウン金物で柱脚補強を行った場合、柱の引き抜けて筋違いの負担力を軽減しない可能性があり、端部割裂破壊へ至らしめる可能性が高くなる。

8. 1 研究の目的




木質構造の耐震性に関する目的と意義は「第1章1. 2」で述べた。この中で、本研究の位置付けを述べると以下ようになる。

木質構造建物の変形挙動はなかなか、部分実験からは把握し難い。このため実大建物の構造実験は数多く実施されてきたが、いずれも実験のための間取り、形状、耐力壁配置などが理想的に配置されたものが研究対象の中心であった。1995年の阪神大震災を契機に耐力壁配置のバランスや偏心率の影響などが注目され、本研究では実際に居住できる建物、あるいは一般的に我が国各地にみられる間取り、形状の実大構造物を研究対象とし、耐力壁の配置、水平構面の影響、上下階の耐力壁配置の一致性、下屋部分の応力伝達など多岐にわたる項目について検討し、その挙動を弾性モデルを適用して推定することを試みた。

8. 2 供試実大住宅

8. 2. 1 供試実大住宅の概要

建築面積 146.7 m²、延べ床面積 220.8 m²の木造軸組構法による2階建て住宅 (Fig. 8. 2. 1: 立面図) に対して構造実験を実施した。本供試住宅は四方に下屋を有し、実験・解析のために単純化された形状ではなく、日本各地で見られる一般的な形状である。

柱にスギ105 mm角、梁にバイマツ105×(主に)240~300 mm、土台にバイツガ105 mm角を使用した。筋違いにはバイマツ2ツ割材を用い、ボルト併用箱型金物を用いて柱、梁、土台に木ネジによって緊結した。耐力壁の偏在の影響をみる前にコントロールとして耐力壁配置が均等である仕様 (Stage 1 = 平面図: Fig. 8. 2. 2) について構造実験を実施した。Fig. 8. 2. 3に耐力壁が偏在する実大住宅の平面概略図、および耐力壁 (筋違い) の配置を示した。いずれも図中上部が北の方位を示し、東西方向耐力壁 (筋違い壁: 太線) が比較的多く配されており、2重線は雑壁、間仕切り壁等を示している。また東西方向耐力壁のうち「」, 「」, 「」は図中左から荷重を与えたときにそれぞれ圧縮筋違い、引張筋違い、圧縮・引張筋違いの両方が施工されていることを

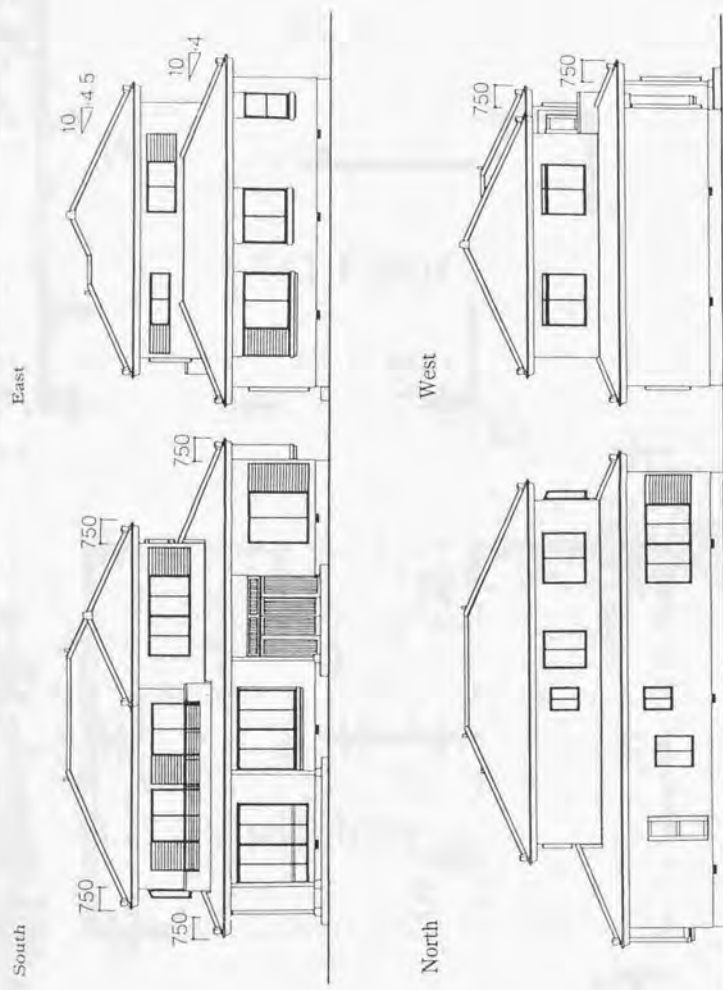


Fig. 8. 2. 1. The schematic elevation of tested full-sized 2-story Japanese conventional wooden house.



Fig. 8. 2. 2. Schematic plans of the tested house with shear walls layouts of spec. no. 1.

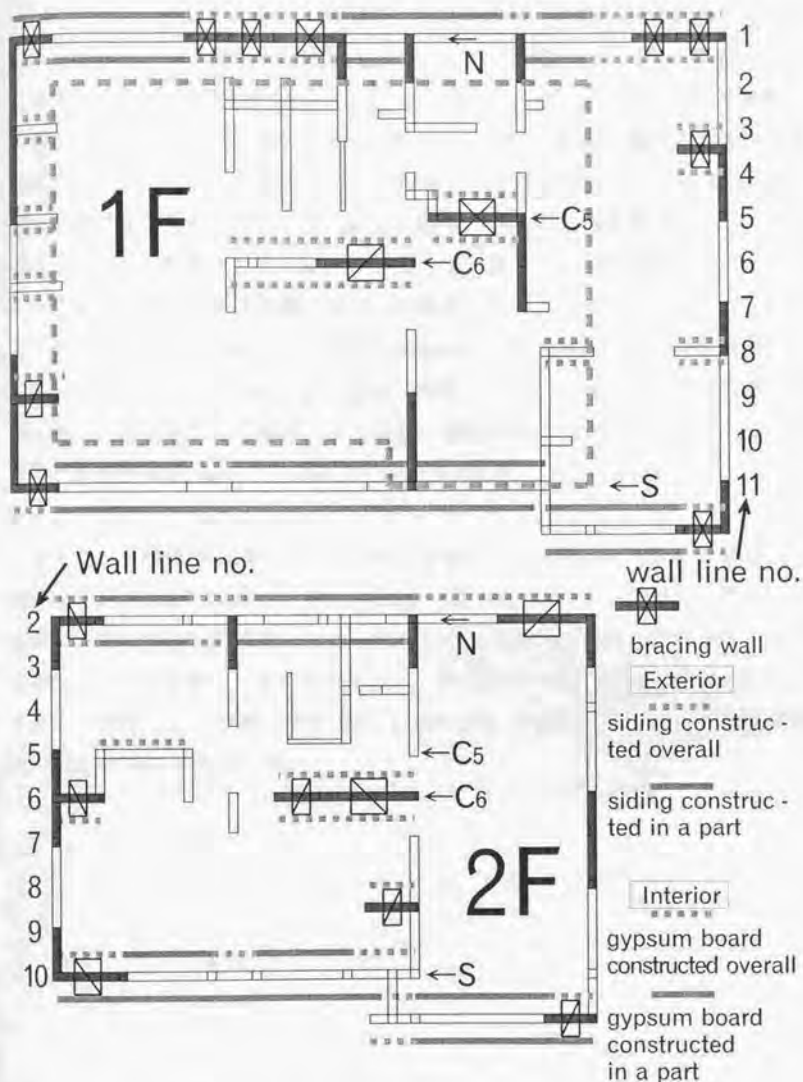


Fig. 8. 2. 3. Schematic plans of the tested house with a symmetric shear walls layouts of spec. nos.. 2-6.

Note : This figure also shows the position of walls with sheathings applied.

示している。また、その記号の幅はその壁長を示す。圧縮、引張筋違いは各階それぞれにおいて各壁線ほぼ同数になるように、配置されている。Stage 1～6で両者の合計は1階部分が26p分（ $1p = 909 \text{ mm}$ ；倍率2を乗じて、有効壁量は52p）で、建築基準法施行令第46条に定める必要壁量を満たす最低の壁量である。また、この2階部分には1階部分同様建築基準法施行令第46条に定める必要壁量を満たす最低の10.5p分の筋違い（同、有効壁量は21p）が比較的バランス良く配置されている。しかし、1階部分との位置関係はFig. 8. 2. 3に示す破線部分が2階外壁線であり、東西南北の4方向すべてが（1部を除いて）セットバックしており、2階の外壁線はいずれもほとんど1階外壁線と一致していないことも今回の供試建造物の特徴である。なお、南北方向の耐力壁は1階、2階を通じて比較的バランスよく配置されており、1階には25.5 p分（同、有効壁量は51p）、2階には10p分の筋違い（同、有効壁量は20p）が配されている。

さらに、建築基準法施行令第46条に定める必要壁量の約1.5倍の筋違いを比較的バランスよく配置した場合（Stage 7～12）の1、2階部分の平面概略図および耐力壁の配置をFig. 8. 2. 4に示した。1階には東西、南北方向それぞれ37p, 54p分の筋違い（倍率2を乗じて、有効壁量はそれぞれ74p, 108p）が、2階には東西、南北方向にそれぞれ15.5p, 17p分の筋違い（同、有効壁量は31p, 34p）が施工されている。

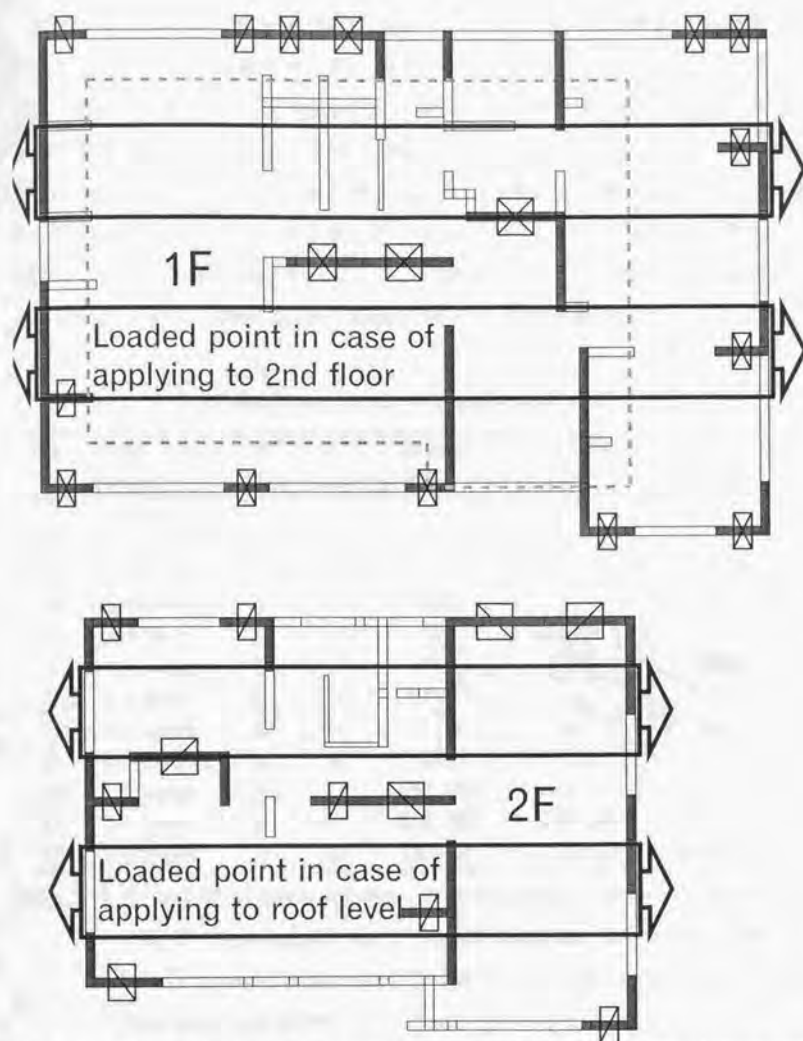


Fig. 8. 2. 4. Schematic plans of the tested house with 1.5 times quantity of shear walls of spec. nos., 7-12.

Note : This figure also shows the loading positions.

8. 2. 2 各ステージの建物の仕様

前述の Stage 1, 2 では耐力要素は軸組だけであるが、水平構面（2階床）、外壁サイディング、石膏ボード等を順次施工していった場合（Stage 3～6）について試験を実施した。各 Stage の施工状態をまとめて Table 8. 2. 1 に示した。なお水平構面にはベイマツ材根太を 303 mm 間隔で配し、Stage 3～7 では面材に 15 mm 厚のフローリング板を使用（以降、「単床」と称する）した。Stage 8～12 では根太に 12 mm 厚合板を釘打ちし、その上に 12.5 mm 厚石膏ボードを施工し、さらに 15 mm 厚フローリング板にて仕上げ（以降、「三重床」と称する）た。また、屋根には約 60 kgf/m^2 の日本瓦を葺いた。

Table 8. 2. 1. Specifications of tested house.

spec. no.	shear wall arrangement	floor* system	roof** tiles	sidings*** (overall)	sidings*** (openings)	gypsum*** boards
1	equal	-	-	-	-	-
2	asymmetric	-	-	-	-	-
3	asymmetric	S	O	-	-	-
4	asymmetric	S	O	EW	-	-
5	asymmetric	S	O	EW	EW	-
6	asymmetric	S	O	EW	EW	EW
7	1.5 times	S	O	-	-	-
8	1.5 times	3	O	-	-	-
9	1.5 times	3	O	EW	-	-
10	1.5 times	3	O	EW, NS	-	-
11	1.5 times	3	O	EW, NS	EW, NS	-
12	1.5 times	3	O	EW, NS	EW, NS	EW, NS

Notes : *) "S" and "3" of floors represent single sheathing employing flooring boards with 15 mm thickness and 3-layered sheathings employing the flooring boards, gypsum boards with 12.5 mm thickness, and plywood with 12 mm thickness, respectively.

**) "O" indicates roof in which roof tiles approximately 60 kgf/m^2 in weight, whereas "-" indicates no roofing has been installed.

***) "EW" and "NS" mean that sheathing was added to walls parallel and perpendicular to the load direction, respectively.

8. 2. 3 供試建物の偏心率と直下率

建築基準法施行令第 82 条では、木質構造と RC 構造などを混合させる建物を設計際など構造計算を行う場合には各階の偏心率 Re を以下のように計算するように規定されている。

各階の重心を $G (G_x, G_y)$ 、剛心を $K (K_x, K_y)$ とすると、東西 (EW) 方向、南北 (SN) 方向それぞれの偏心距離 e_x, e_y は、

$$e_x = K_x - G_x \quad (8.1)$$

$$e_y = K_y - G_y \quad (8.2)$$

と表せ、各方向の偏心率 Rex, Rey は次式で表せる¹⁴²⁾。

$$Rex = e_x \sqrt{\frac{\Sigma Dx}{Kr}} \quad (8.3)$$

$$Rey = e_y \sqrt{\frac{\Sigma Dy}{Kr}} \quad (8.4)$$

ここで Kr は重心周りの捻り剛性で、重心を原点とする $\bar{X}\bar{Y}$ 座標系において東西 (EW) 方向、南北 (SN) 方向各壁線の有効壁量を Dx, Dy とすると

$$Kr = \Sigma Dx \bar{Y}^2 + \Sigma Dy \bar{X}^2 \quad (8.5)$$

である。

また直下率は 2 階の耐力壁のうち、1 階の耐力壁にある割合と方向別に定義され¹⁴³⁾、次式によって示される。2 階の有効壁量を Dx_2, Dy_2 とし、1 階耐力壁にある有効壁量を $D'x_2, D'y_2$ とするとそれぞれ各方向の直下率 Rax, Ray は次のように表せる。

$$Rax = \frac{\Sigma D'x_2}{\Sigma Dx_2}, \quad Ray = \frac{\Sigma D'y_2}{\Sigma Dy_2} \quad (8.6)$$

以上に基づき供試構造物 1 階、2 階部分の偏心率および直下率を算出した。なお、自重、積載荷重、固定荷重等はほぼ均等に分布しているものとみなし、偏心距離を得る際、重心の代わりに図心を使用した。また、剛心周りのねじり剛性に床組の剛性は考慮されていない。

以上の偏心率を各ステージ毎に比較して Fig. 8. 2. 5 に示した。東西方向の耐力壁配置に依存する南北方向の偏心率を Stage 1 では極めて小さくするよう耐力壁を均等に配置することができたといえる。Stage 2 ~ 5 では1階部分の偏心率は 0.26 を越え、基準法施行令に定められている 0.15 (以降、基準値と称する) を大きく上回り、非常にバランスの悪い建物といえる。サイディングを施工していくと偏心率は徐々に上昇し 0.27 に達する。しかし、石膏ボードを施工することによって偏心は緩和され、Stage 2 の軸組のみの状態より低い 0.24 程度になった。このとき2階部分の偏心率は、耐力壁に変化のない Stage 2, 3 においては変化がないものの、サイディングを施工すると急激に大きくなり、基準値の 0.15 を上回ったが、雑壁にもサイディング施工を行うと多少緩和された。ここで「耐力壁のサイディングの施工」とは、筋違いは入っていないものの、開口部をもたず、小屋梁から屋根上面または床梁から土台まで施工できる部分に施工したことを示すものであり、そのなかでも通常の住宅において戸袋等のために施工されない部分を除くものである。このため筋違い配置の偏心が微小である2階部分においては Stage 3 で偏心率が大きく上昇したものと考えられる。また耐力壁以外の部分にサイディングを施工すると、2階の偏心は緩和され、1階の偏心がすすんだ理由は、Stage 4 においてサイディングが施工された部分の残りの北端壁長が1階の方が比較的多かったためといえる。また Stage 1 ~ 6 において南北方向の壁体にはいずれも筋違いのみの状態であるため、直交(東西)方向の有効壁量 ΣD_x の増加によるわずかなものとどまった。

施行令の最低基準の 1.5 倍の筋違いを配置した Stage 7 ~ 12 では、1階部分の偏心はある程度低く抑えられたものの、2階部分の南面に筋違いを配置する余地が少なく、偏心率の基準値 0.15 を越える高いものとなった。しかし、Stage 7 ~ 9, 11, 12 においては Stage 2 ~ 6 と床、壁などにほぼ同様の工事を施したが、偏心率の上昇下降傾向はほとんど同じであった。また、南北方向の耐力壁配置に依存する東西方向偏心率は南北方向耐力壁施工状態に変化のない Stage 7 ~ 9, 11, 12 においては Stage 2 ~ 6 同様、直交(東西)方向の有効壁量 ΣD_x の増加による微増にとどまった。Stage 10 では南北方向のサイディングを

施工したために筋違いの配置による偏りは2階においては軽減されたものの、1階では基準値 0.15 に達する大きな値を示した。これは西端壁線に全く開口部がないことが影響したものといえる。

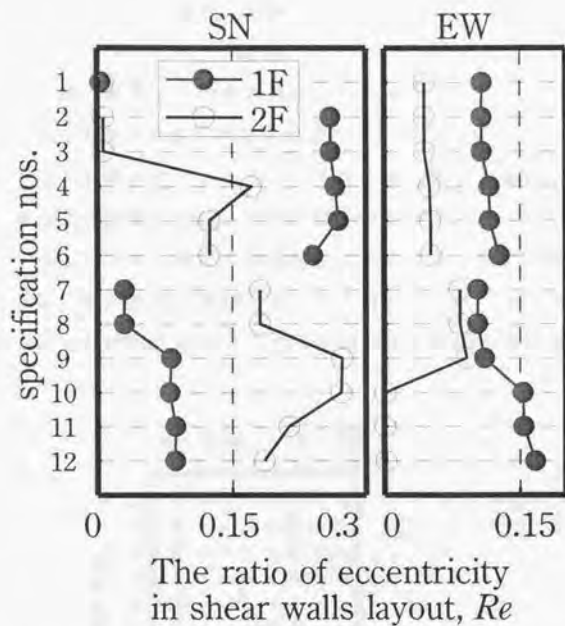
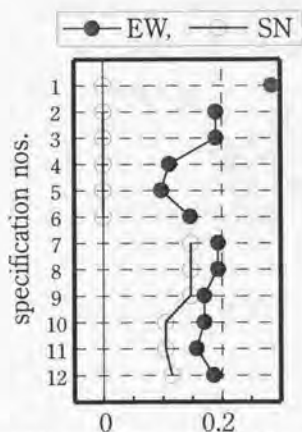


Fig. 8. 2. 5. The comparison of the ratio of eccentricity in shear wall layout.

また各ステージ毎の耐力壁の直下率を方向別に比較して比較して Fig. 8. 2. 6 に示した。いずれのステージにおいても施工状態によって多少の大小はあるものの、Stage 1～6 の南北方向の直下率が 0 であるのをはじめとして総じて極端に低く、0.15 前後である。概ね東西方向の上下階耐力壁は中通りのみ、南北方向は Stage 7～12 では南中央西（玄関左）のみで一致するもので、上下階が一致する外壁は殆どない。そのため外壁サイディングの施工とともに総有効壁量が増加して直下率は低下し、内壁の石膏ボード施工とともに多少回復する傾向にある。この直下率が 0.5 を下回ると構造的に問題がある¹⁸⁰⁾とされるが、本実験棟においてはそれを大きく下回り、上下階の不均衡さは強調できたといえる。しかも、杉山らの調査(1987)¹⁸⁰⁾では対象物件の半数以上がこれをクリアしていないことからしても、阪神の被災地にはこのような建物は数多く存在していたであろうし、国内各地に現存しているに違いない。そこでこれらのバランスの悪い住宅の力学的挙動を知ることに今回の実大構造実験の意義がある。



The wall quantity ratio of the upper story walls connected directly to the lower story walls to all upper story walls, R_a

Fig. 8. 2. 6. The comparison of the wall quantity ratio of the upper story walls connected directly to the walls downstairs to all upper story walls.

8. 3 振動実験方法

8. 3. 1 自由振動試験

Fig. 8. 3. 1における「←」および「↑」の方向に人間の力で蹴ることによって建物に衝撃を与え、自由振動を励起した。以降、「←」を東西(EW)方向、「↑」を南北(SN)方向の加振と称する。自由振動時の応答変位を小屋梁に設置したサーボ型加速度センサ(Fig. 8. 3. 1に示す①, ⑤)にて測定し、FFTアナライザにて周波数分析を行った。

8. 3. 2 強制振動試験

試験体の建物のほぼ重心の位置であるFig. 8. 3. 1における「↔」の位置の小屋梁の上に合板のテーブルを木ネジで緊結し、その上に重量約31 kgfの加振機を取り付けた。東西(EW)方向および南北(SN)方向に約0.03～0.04 Gの強制振動を与え、約2～20 Hzの間で周波数を0.1～0.2 Hzおきに順次変化させ、そのときの応答変位を小屋梁にとりつけたサーボ型加速度センサ(Fig. 8. 3. 1に示す①～⑧)および2階床梁にとりつけたサーボ型加速度センサ(Fig. 8. 3. 1に示す⑪～⑬)にて測定した。

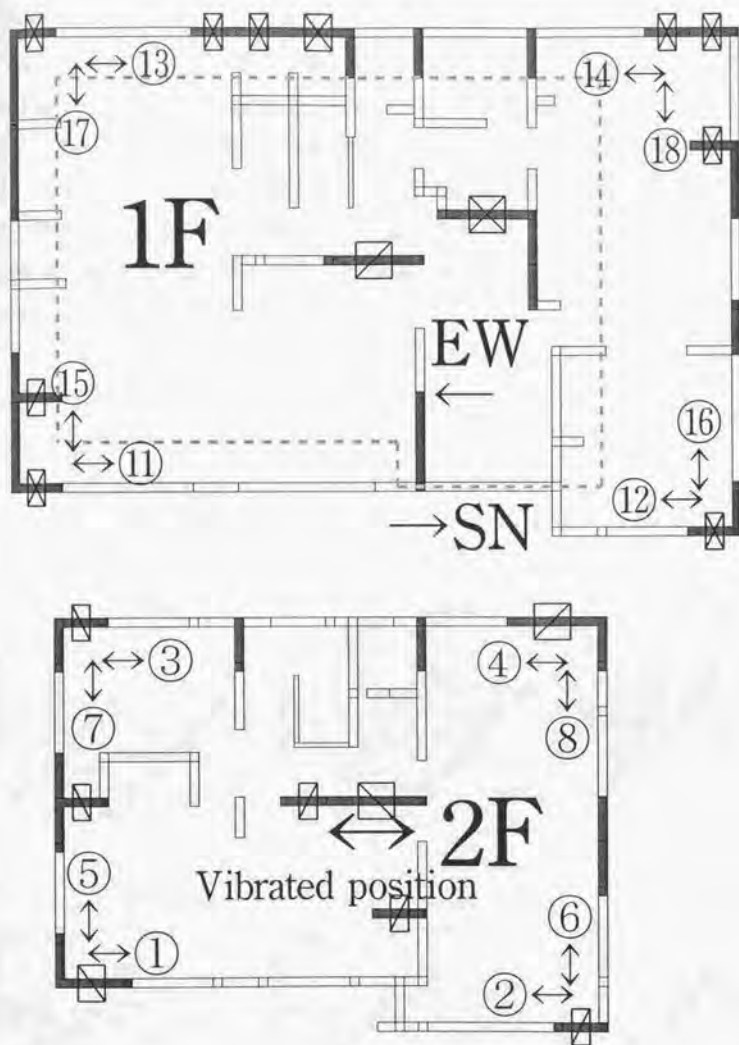


Fig. 8. 3. 1. Schematic diagrams of vibration tests method.

Notes : " \leftrightarrow " at center shows the exited position in forced vibration tests.

" \uparrow " and " \leftarrow " shows the exited position in free vibration tests.

Arrows with circled figure shows the measured point.

8. 4 振動試験の結果および考察

8. 4. 1 固有振動数と減衰定数

強制振動試験の結果得られた各ステージの共振曲線を Fig. 8. 4. 1 に示した。図中の 1EW は Stage および加振方向を示し、①～⑧は測定点を示す。Stage 1～6 いずれにおいても最大振幅が記録された周波数では南端部壁線（測定点①、②）の振幅は、北端部壁線（測定点③、④）の振幅より大きい値を示した。耐力壁配置の偏心を可能な限り排除した Stage 1 でも完全な並進振動のモードは得られなかったといえる。

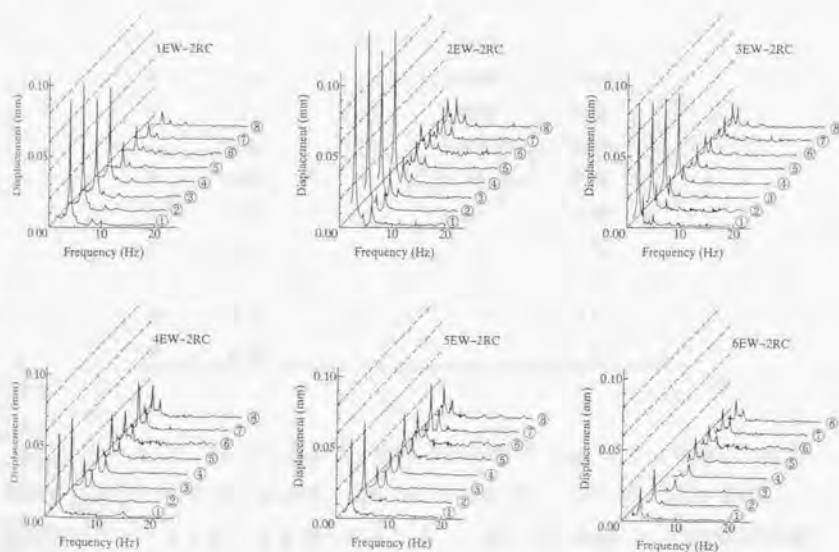


Fig. 8. 4. 1. Resonance curves of displacement response obtained by forced vibration tests in each specification.

自由振動試験によって得られた応答波形のに対して行った周波数分析から求まる基本周波数と強制振動試験の結果得られた共振曲線から求まる共振周波数はほぼ同じ値をとった。各ステージの最大振幅を与えるモードの自由振動基本周波数（恐らく 1 次固有振動数と同値である）が Table 8. 4. 1 のように得られた。また、EW 方向の減衰定数も併せて示した。また両者をステージごとに比較してそれぞれ Fig. 8. 4. 2, Fig. 8. 4. 3 に示した。

Table 8. 4. 1. Fundamental frequencies and damping factors
obtained by forced vibration tests.

Spec. nos.	EW direction			SN direction
	Fundamental frequencies	Damping factors		Natural frequencies
	(Hz)	ave. (%)	std. ($\times 10^{-2}$)	(Hz)
1	4.10	1.81	0.631	3.90
2	2.80	1.90	0.040	3.40
3	2.10	1.77	0.207	2.40
4	2.60	1.62	0.146	2.50
5	2.70	1.59	0.056	2.40
6	3.50	1.73	0.478	2.40
7	2.75	—	—	3.35
8	2.80	—	—	3.30
9	3.25	—	—	3.30
10	3.80	—	—	4.00
11	3.80	—	—	4.15
12	4.85	—	—	5.00

Stage 1 では 4.1 Hz あった東西方向固有振動数が Stage 2 では筋違いの配置のみ変化させたにもかかわらず、2.8 Hz まで大きく低下した。この理由は、耐力壁のバランスの悪さが影響したというよりむしろ、Stage 1 の振動試験後に行った $1/120$ rad までの東西方向の静的加力試験が供試住宅に接合部等に局部的な疲労破壊を生じさせた影響であると考えられる。さらに Stage 2 において 2.8 Hz であった東西方向固有振動数は Stage 3 では 2.1 Hz まで低下した。

一般的に床組を施工すると水平構面剛性の上昇が影響して、固有振動数は上昇するが、瓦も同時に葺いたためその重量が固有振動数を下げた結果となった。南北方向の固有振動数は 3.4 Hz から 2.4 Hz まで低下したことも屋根瓦重量の影響であり、静的加力試験による疲労の影響とはいえない。これは Stage 3 以降も同様の加力試験を行ったにも関わらず、固有振動数の低下が見られないからである。

以降、Stage 3～4 では東西方向で 0.5 Hz 固有振動数が上昇し、耐力壁部分のみに施工した外壁サイディングの影響がみられる。また、Stage 4～5 では固有振動数の上昇は 0.1 Hz にとどまり、雑壁部分に施工したサイディングの影響は小さいものであった。さらに、Stage 5～6 では石膏ボードを施工した影響が大きく、東西方向の固有振動数は 0.8 Hz 上昇した。以上より本実験の建物においても最大振幅を与えるモードにおける固有振動数は耐力要素の増加にともなって増加することが確認された。減衰定数は固有振動数の上昇下降傾向と逆の傾向を示した。

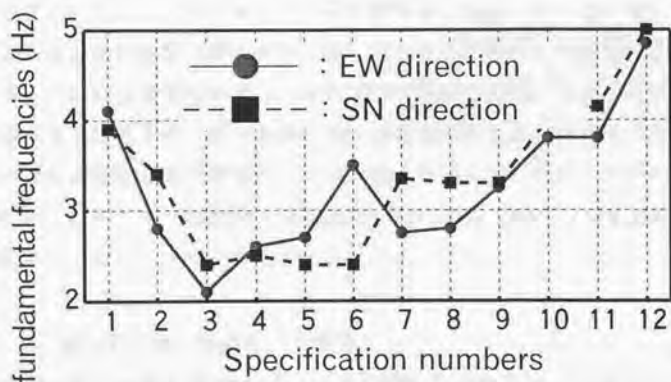


Fig. 8. 4. 2. Fundamental frequencies obtained by forced vibrations.

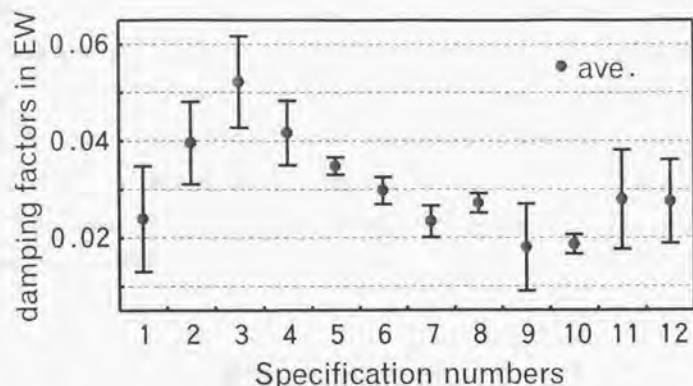


Fig. 8. 4. 3. Damping factors obtained by forced vibrations.

Stage 1～3においては最大振幅を示した周波数では東西方向（測定点①～④）に大きく振動し、南北方向（測定点⑤～⑧）にはほとんど振動しないという、並進振動に近いモードを示した。これに対し、Stage 4～6においては東西方向のうち南端部壁線（測定点①，②）が大きく振動し、北端部壁線（測定点③，④）の振幅は極端に小さく、南北方向では測定点⑤，⑦と測定点⑥，⑧では位相が正反対であり、捻れ振動で最大振幅を記録した。耐力壁の配置が均等であれば並進振動が最大振幅を示すのは明らかで、これは耐力壁配置の偏心が振動モードに関しては軸組のみの状態よりむしろ施工が進んだ状態の方に大きく影響することを示すものであるといえる。

8. 4. 2 動的変形量と振動モード形状

各測定点の最大振幅を各 stage 1～6 で比較して Fig. 8. 4. 4 に示した。前述のように Stage 1 の振動実験後の加力試験による試験体の疲労が影響し、Stage 2 で特に東西方向の振幅（①～④）が著しく増大した。以降、各ステージの耐力要素が増加するにつれて、全体的に東西方向の振幅は減少したのに対し、南北方向（⑤～⑧）はあまり変化がないかもしくは多少増加傾向にあった。東西方向の振幅のうちそれぞれ南端壁線（①，②）および北端壁線（③，④）は殆

と等しい変位を示し、壁線ごとに振動していることが明白である。

また南端壁線の変形量に対する北端壁線の変形量の差は、並進振動に近い Stage 1～3 であまり変化がなかった。これに対して偏心が大きい Stage 4, 5 では増大し、Stage 6 では多少小さくなる傾向にあった。Stage 4, 5 で施工されたサイディングは外壁のみであるため耐力要素の偏りが強調されるような結果となったが、Stage 6 では石膏ボードが内壁、間仕切り壁にも多く施工され、耐力要素の偏りが緩和されたためであると考えられる。

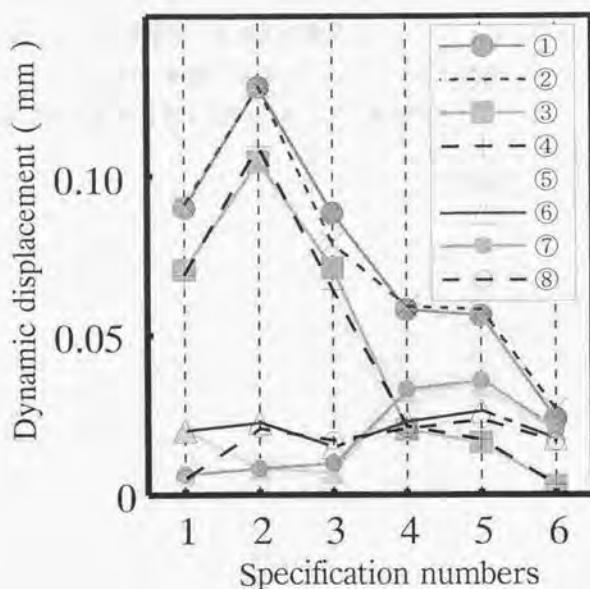


Fig. 8. 4. 4. Comparison of dynamic displacement of in spec nos. 1-6.

基本振動を与える振動モード形状はいずれも並進振動で、ねじれを伴う場合も確認された (Fig. 8. 4. 5)。また、回転振動、1, 2 階頂部の位相が逆であるモード (図中 2 次と称する) も確認され、それらの周波数も層剛性の上昇とともに上昇した。とくに 2 階頂部の変形形状をに着目する (Fig. 8. 4. 6) と、供試建物の偏心率が急上昇する Stage 4 で大きくねじれが入ってくることが明白である。これは開口部の多い南端壁線には外壁サイディングが少量しか施工されないためである。またこの Stage 4 ~ 6 の共振曲線¹⁾ から南端壁線と北端壁線の共振周波数の違いが認められた。測定点③、④ (北端壁線) では Stage 5 までは南端壁線の低い共振周波数 (2.7 Hz, 北は 4.3 Hz) が最も大きな振幅を与えていたが、Stage 6 では南壁線の共振周波数 (3.5 Hz) における振幅を北壁線の共振周波数 (4.9 Hz) における振幅が上回った。つまり、石膏ボードを施工すると南北端の壁線は異なる周波数で共振することが確認された。





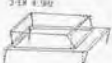


















	Translation	Rotation	Inversion
1	1-EX 4. 90° 		
2	2-EX 2. 90° 		
3	3-EX 2. 90° 	3-EX 2. 90° 	3-EX 4. 90° 
4	4-EX 2. 90° 	4-EX 4. 90° 	
5	5-EX 2. 90° 	5-EX 4. 90° 	
6	6-EX 3. 90° 	6-EX 4. 90° 	
7	7-EX 2. 90° 	7-EX 4. 90° 	7-EX 6. 90° 
8	8-EX 2. 90° 		8-EX 6. 90° 
9	9-EX 3. 90° 	9-EX 4. 90° 	9-EX 6. 90° 
A	A-EX 3. 90° 	A-EX 4. 90° 	
B	B-EX 3. 90° 		
C	C-EX 4. 90° 		

Fig. 8. 4. 5 Vibration mode shapes in each specification.

Note : Numbers on the left show the numbers of the stages.

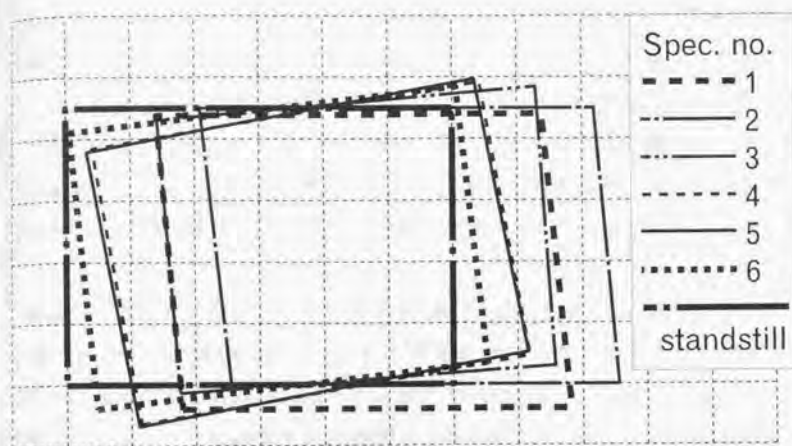


Fig. 8. 4. 6. Comparison of vibration mode shapes under fundamental frequency.

8. 4. 3 振動実験結果のまとめ

耐力壁の配置に偏心を有する木造軸組構法による2階建て実大住宅の振動実験を行った結果をまとめると以下のようになった。

- ① 屋根瓦を施工した場合を除いて各ステージの構造要素の増加と共に、建物の基本振動数は上昇した。
- ② 耐力壁配置の偏心をできる限り排除しても南北壁線の完全な並進モードは得られなかった。
- ③ 耐力壁配置に偏心を有する軸組、もしくは床組を付与した構造体では南北端の変形量に差があるものの、並進振動に近いモードが得られた。
- ④ 耐力壁配置に偏心を有する軸組に外壁サイディングや石膏ボードを施工すると最大振幅を与える振動モードは捻れ振動となった。
- ⑤ 外壁サイディングのみを施工するよりも石膏ボードまで施工した方が耐力要素の偏りは緩和されるようであった。

8. 5 静的水平載荷試験方法

各ステージに対して、2 階小屋梁 (R) および 2 階床梁 (F) に東西 (EW) 方向水平荷重を与えることによって静的加力試験を行った。荷重は Fig. 7. 1. 4 のように南北方向中心線から南北方向に $2p$ ずれた 2 点に幅 $2p$ の加力桁を介して与えた。また Stage 1～8 の一部については南北方向中心線上の 1 点に加力する場合についても試験を実施した。以上をまとめて以降、加力方式をそれぞれ R2, R1, F2, F1 加力と称する。荷重は建物に対して圧縮力 (+) 及び引張り (-) を与えた。

測定は耐力壁部分を中心に水平変位 60 点、鉛直変位 65 点、筋違いのひずみを 30 (Stage 7 以降は 42) 点、柱のひずみを 43 (同 50) 点で行った。なお、ひずみは部材の 4 面に曲げ相殺方式で歪ゲージを貼ることによって測定した。

載荷スケジュールは各水平変位測定点のうち最大値を示した点の見かけのせん断変形角 (rad) で制御し、 $+1/480$, $-1/480$, $+1/240$, $-1/240$, $+1/120$, $-1/120$ rad のサイクルを基本とした。ただし、Stage 6, 12 ではさらに $\pm 1/60$ rad まで加力し、Stage 9～11 では $\pm 1/240$ rad までで加力を止めた。

8. 6 静的水平載荷試験結果および考察

8. 6. 1 静的変形挙動

各 Stage における荷重と南北端壁線変位の関係を 2 階床梁に載荷した場合について Fig. 8. 6. 1 に、小屋梁に載荷した場合について Fig. 8. 6. 2 に示した。

耐力壁配置の偏在をできる限り排除した仕様 (Stage 1, 7) においては南北端壁線変形量に顕著な差は見られなかった。これに対して耐力壁偏在が著しい仕様においては南端壁線変位が北端壁線に比して大きな値を示した。供試住宅内の耐力要素が増加するにつれて許容せん断耐力は増加することが再確認された。

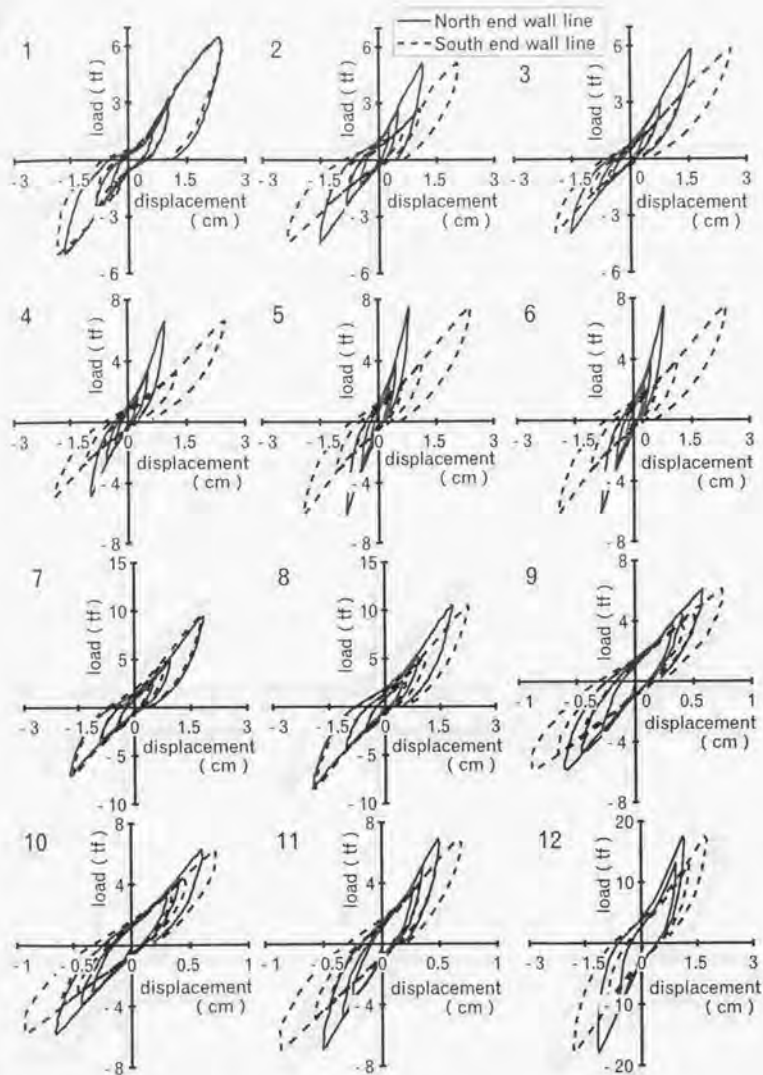


Fig. 8. 6. 1. Relationships between the load applied to the 2nd floor beam and the displacement in the north and the south end wall line in lower story.

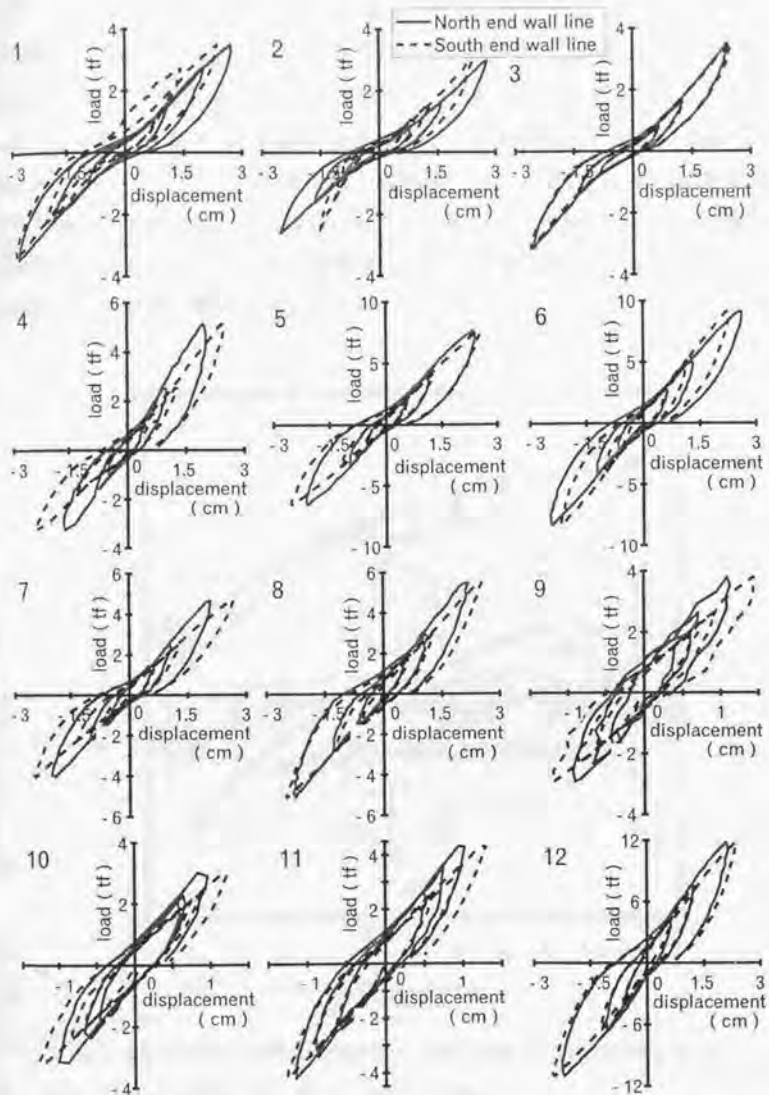


Fig. 8.6.2. Relationships between the load applied to the roof beam and the displacement in the north and the south end wall line in lower story.

8. 6. 2 変形量分布と下屋部分の変形

建物全体に与えた荷重 P と各壁線の変位 δ の関係から比例限度域内で回帰係数 δ/P を求め、F2, R2 加力時の 2 階床梁レベルの変形形状を各 Stage で比較してそれぞれ Fig. 8. 6. 3, Fig. 8. 6. 4 に示した。比較的バランスよく耐力壁を配した Stage 7 ~ 12 では南北端壁線の変形量の差は多少あるものの、各壁線はほぼ均等に变形しているのに対し、耐力壁が偏在する Stage 2 ~ 6 では南北端壁線の変形量の差が大きく、南端壁線(11)から北端壁線(1)へと各壁線毎に変形量が一部の場をを除いて減少した。

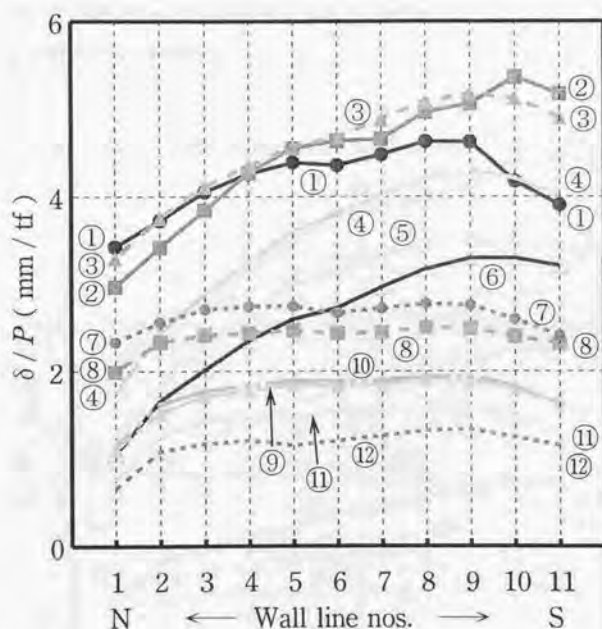


Fig. 8. 6. 3. Deflection profiles under the load applied to the 2nd floor beam.

Note : Circled figures show the specification nos.

南端壁線周辺 (10, 11) の変形量をそのすぐ内側の壁線 (9) と比較すると、2 階小屋梁を加力した際 (R2) には、大きいかもしれないがほぼ等しくなった。これに対して 2 階床梁を加力した際 (F2) にこれは小さくなり、とくに Stage 1 ~ 7 (①~⑦) では顕著で、変形形状も不連続であった。これは水平構面 (2 階床) が南北端壁線まで達しておらず、荷重を伝達するのが下屋部分の小屋組であることに由来しているためと考えられる。R2 加力時には 2 階壁組から下屋の小屋組を介して南北端壁線の 1 階壁組に荷重が伝わる。これに対して F2 加力時には下屋の小屋組は 2 階床梁より上部に位置し、反力がない上方へ向かって荷重は伝達されないため、壁線 9 の変形に壁線 10, 11 は追従しないと考えられる。これは 2 階床レベルにかかる水平外力は南側の壁線には伝達されにくい可能性を示唆するものである。

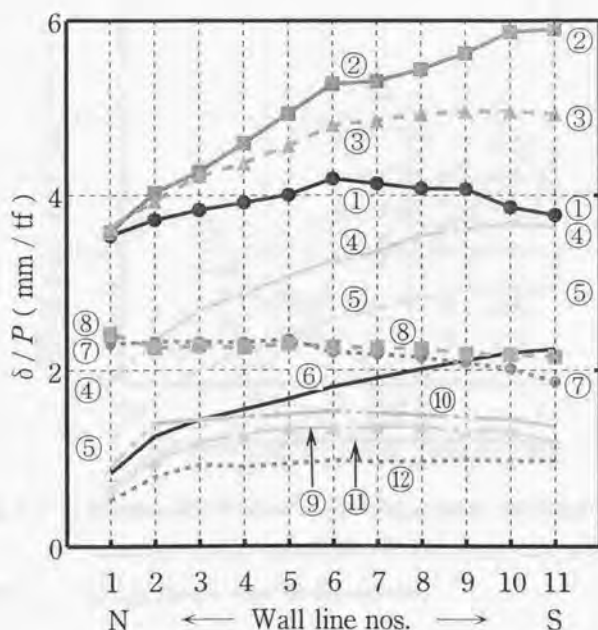


Fig. 8.6.4. Deflection profiles under the load applied to the 2nd floor beam.

Note : Circled figures show the specification nos.

8. 6. 3 偏心率と各壁線のせん断変形量分布の関係

各 Stage の偏心率と各壁線 δ/P の差異を示す標準偏差 (Fig. 8. 6. 5) および変動係数 (Fig. 8. 6. 6) を比較した。なお、図中の数字は Stage No. を示すものである。ここで変形量の標準偏差とは各壁線の変形量が均等であるか否かを示すもので、変形量の変動係数とは標準偏差の大小が変形量の絶対値に依存しているのではないかという危惧を取り除くものである。

偏心率の大小は各壁線の変形量の標準偏差、変動係数に対して Stage 2 ~ 6, Stage 7, 8, Stage 9 ~ 12 を巨視的に比較すれば正の相関関係にある。これは偏心率の上昇が壁線変形量に差異を与えることを示すものである。しかし、偏心率の算出に水平構面剛性、雑壁の影響を考慮に入れていないため、各々のグ

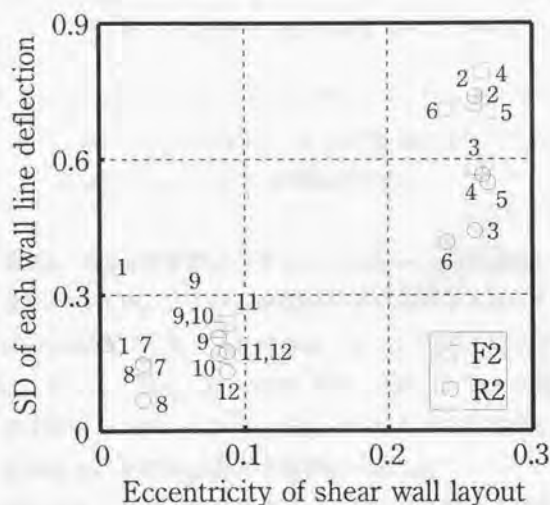


Fig. 8. 6. 5. Relationships between eccentricity of shear wall layout and standard deviation of deflection distribution in each wall line.

Note : Circled figures show specification nos.

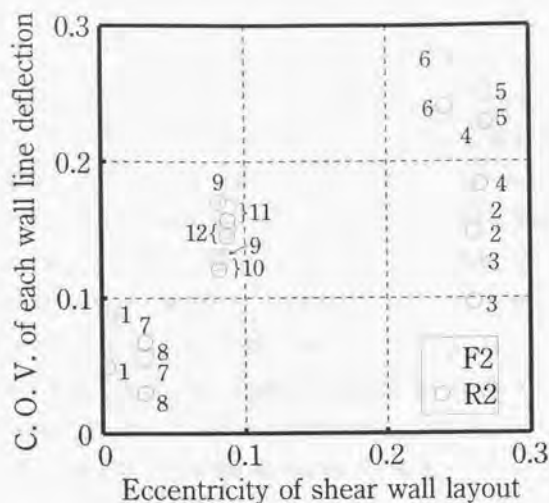


Fig. 8. 6. 6. Relationships between eccentricity of shear wall layout and coefficient of variation of deflection distribution in each wall line.

Note : Circled figures show specification nos.

ループ内で微視的には相関関係にあるとはいえない。特に Stage 2～5 では標準偏差は大差ないのに対し、それを各壁線の平均変形量で除した変動係数には比較的大きな差が表れてくる。これは Stage 2, 3 における絶対変形量が大きいため、Stage 4～8 と Stage 9～12 のグループ内だけしか一概に比較できないことを示すものでもある。しかし、Stage 4～8 では巨視的に偏心率と各壁線変形量の標準偏差、変動係数の大小関係は一致した。

以上より偏心率の大小はその差が大きいときには各壁線変形量の差異の大小を決定するものの、変形量分布の詳細まで決定するものではないといえる。

8. 6. 4 直下率と静的変形挙動

本供試体は前述の通り上下階の壁線の不一致が強調されたもので、東西方向の耐力壁で上下階が一致した箇所は中央通りの2p (1p = 909 mm) のみである。これに着目し、中央通りの2階に耐力壁が存在する1階耐力壁、およびこのすぐ隣の壁線で2階に耐力壁が存在しない1階耐力壁におけるF2加力時およびR2加力時の見かけのせん断変形角と真のせん断変形角を比較してそれぞれFig. 8. 6. 7, Fig. 8. 6. 8に示した。中央通り(C₆)とその1p北側の通りの耐力壁(C₅)の見かけのせん断変形角はほぼ等しいのに対し、真のせん断変形角は2階に耐力壁が存在するC₆が2階に耐力壁がないC₅よりも大きな値を示した。これは直上に耐力壁がない1階耐力壁の見かけのせん断変形のうち、回転変形の占める割合が大きいことを示すものである。F2加力時には建物の自重が2階の管柱を通じて1階の柱の引拔けを拘束しているといえる。

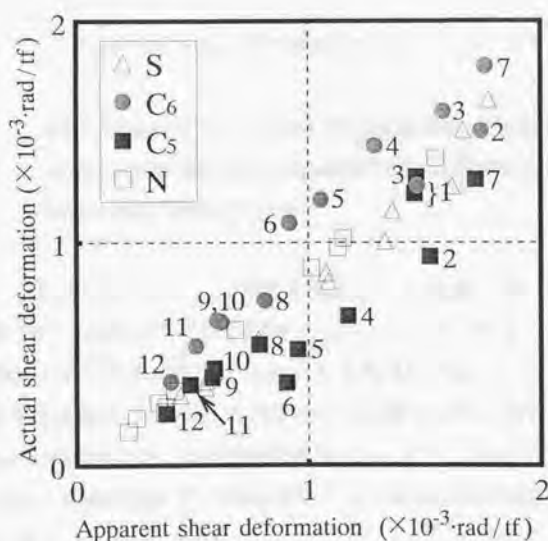


Fig. 8. 6. 7. Relationships between apparent and actual shear deformation
in lower story under the load applied to 2 points in 2nd floor beams.

Note: Figures show specification nos.

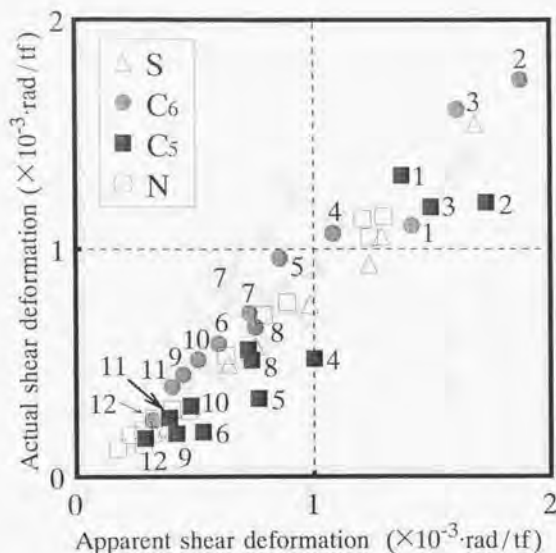


Fig. 8. 6. 8. Relationships between apparent and actual shear deformation
in lower story under the load applied to 2 points of roof beams.

Note: Figures show specification nos.

R2 加力時にはそれに加えて、1 階耐力壁直上の 2 階耐力壁に隣接する壁に入ったせん断力が 1 階柱の引き抜け拘束力となっていると考えられる。これらは 1 階柱脚部浮上がりの低減係数 β においても同様に評価された¹⁴⁾。

また、1 階南北端壁線 (S, N) の見かけのせん断変形角に対する真のせん断変形の割合は中央壁線の C_5 , C_6 の中間的な値を示した。これより、下屋部分の自重および 1 階小屋組を通じて 1 階耐力壁に入る鉛直荷重は両者の中間であることが推察し得る。

また、2 階部分の見かけのせん断変形角と真のせん断変形角を比較して Fig. 8. 6. 9 に示した。 C_5 , C_6 , S, N の大小関係は 1 階部分と等しく、2 階部分の転倒防止にも上下階耐力壁の一致は有効であることがわかった。

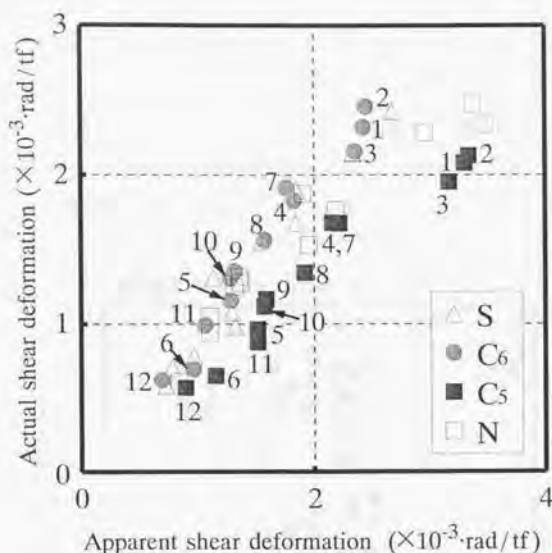


Fig. 8. 6. 9. Relationships between apparent and actual shear deformation
in upper story under the load applied to 2 points of roof beams.

Note : Figures show specification nos.

さらに見かけのせん断変形角を γ 、真のせん断変形角を γ_0 として、それぞれの C_5 に関する値の C_6 の値に対する比（見かけのせん断変形比： $\gamma(C_5)/\gamma(C_6)$ 、真のせん断変形比： $\gamma_0(C_5)/\gamma_0(C_6)$ ）を直下率と比較して Fig. 8. 6. 10（F2 加力時）、Fig. 8. 6. 11（R2 加力時）に示した。前述のように見かけのせん断変形比は直上耐力壁の有無に関わらず、各ステージともほぼ同じで 1 に近く、 C_5 と C_6 の見かけのせん断変形量はほぼ等しいといえる。これに対して真のせん断変形比は F2 加力時、R2 加力時ともに直下率に対して有為な正の相関が認められた。これは上下階の壁が一致した C_6 の壁量の総耐力壁量に対する比、つまり直下率が低いと C_5 では回転変形の割合が高くなることを示すもので、柱

脚の引き抜けが起こり易くなることを意味する。柱脚部が浮き上がることがどれだけの危険を生むかは周知の通りで、その危険性が直下率の低下とともに増大することを示唆する。

また前節で述べたように、Stage 6 で石膏ボード施工により直下率が改善されたものの、 C_6 の倍率上昇とともに柱脚の引き抜けは進んだ。これより、直上に耐力壁を有する 1 階耐力壁の倍率を闇雲に上げればいいというものでもないことがわかる。やはり慎重な構造計画が必要である。

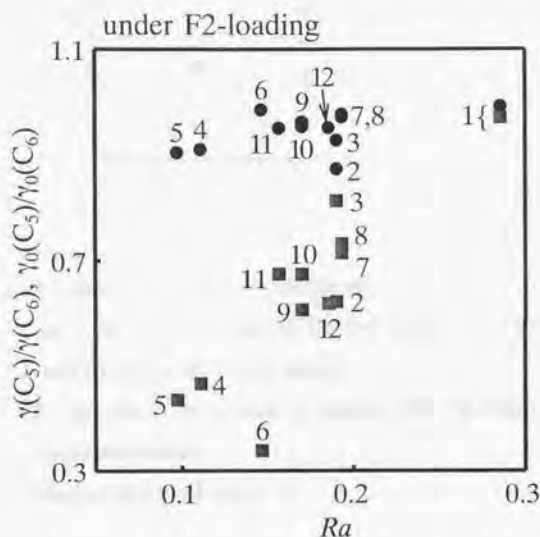


Fig. 8. 6. 10. Relationships between R_a and the ratio of shear deformation at the wall line of C5 to those at the wall line of C6 under the load applied to 2 points of 2nd floor beams.

Legend : ■ : the ratio of actual shear deformation, ● : the ratio of apparent shear deformation.

Note : Figures show specification nos.

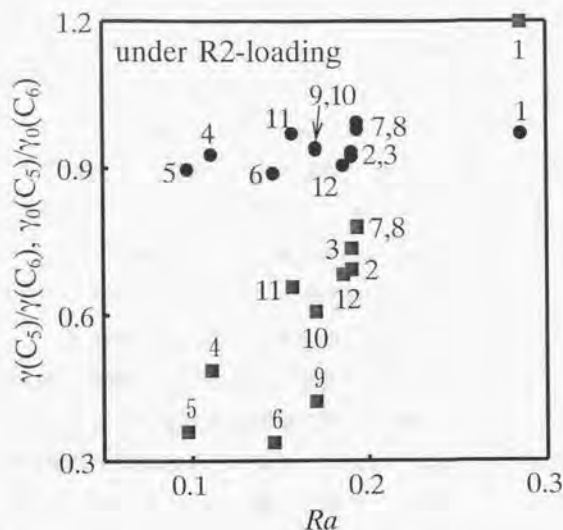


Fig. 8. 6. 11. Relationships between Ra and the ratio of shear deformation at the wall line of C5 to those at the wall line of C6 under the load applied to 2 points of roof beams.

Legend : ■ : the ratio of actual shear deformation, ● : the ratio of apparent shear deformation.

Note : Figures show specification nos.

さらに、杉山ら¹⁴⁾は直下率 0.5 を下回ることが耐震性能に問題があるとしているが、本実験の結果より Stage 1 では東西方向直下率は 0.3 程度で、直上の耐力壁の有無によるの見かけのせん断変形と真のせん断変形の差は非常に小さなものとなった。ただしこれより直下率 0.3 で安全であると結論づけるには、Stage 1 の耐力壁が筋違いのみによって構成されている点、その配置が他と異なる点等を考慮すると余りに早計である。これには今後更なる検討が必要不可欠である。

8. 6. 5 水平構面の影響

本実験では2階床構面の施工状態を根太のみで床面材料無し (Stage 1, 2)、フローリング板のみ (Stage 3~7)、三重床 (Stage 8~) の3通り¹⁴⁶⁾に変化させた。フローリング板の施工は変形の絶対量には大きな変化を与えないものの、各壁線の変形量のバラツキを F2 加力時には僅かながら、R2 加力時には比較的大きく低減した。フローリング板への構造用合板および石膏ボードの付与は、付与しない場合と比較して、F2 加力時は変形量を小さくするが、変形量の分布には殆ど変化を与えない。これに対して、R2 加力時には変形量のバラツキを僅かながら低減するものの、変形の絶対量には変化を与えないことがわかった。2階床梁に荷重を与えた場合、Stage 7, 8 では1階の耐力壁配置は均等であるため、変形量分布も水平構面剛性の大小に関わらず均等である。これに対して R2 載荷時は2階の偏心率が高いために、2階壁の荷重分担割合が不均衡であり、1階の各壁線に伝わる荷重も不均等であるが、水平構面の高剛性化がこれを均等化するものである。以上より、負担荷重の不均衡を水平構面の施工は大きく改善するが、三重床による床面材料の多層化 (高剛性化) の寄与は若干であり、面材料だけでなく落とし根太などの床根太施工方法からの抜本的な改善が望まれる。

8. 6. 6 許容耐力、最大荷重と余力

各 Stage における $1/120$ rad および $1/240$ rad 変形時の荷重を1階部分、2階部分について比較してそれぞれ Fig. 8. 6. 12, Fig. 8. 6. 13 に示した。壁体の施工を進めるにつれて耐力は上昇した。Stage 1~2 で耐力が低下した理由として耐力壁の偏在、Stage 1 の加力試験による疲労があげられる。しかし、本実験と並行して行われた振動実験^{146), 147)}や、本試験体を $1/10$ スケール模型によって再現した振動実験において固有振動数の低下が確認された¹⁴⁶⁾ので、疲労剛性低下分を差し引いても耐力壁の偏在は剛性を低下させると結論づけても良いと考えられる。

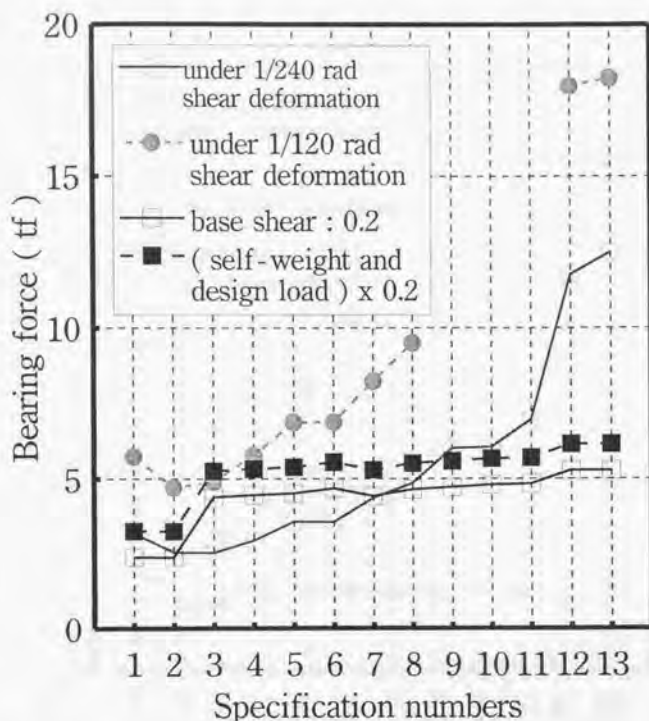


Fig. 8. 6. 12. Comparison of bearing force under the load applied to F2.

各仕様毎の総自重（1階下半分は除く）ならびにそれに積載荷重（ $60 \text{ kgf/m}^2 \times 2$ 階床面積： 74.1 m^2 ）を加えたもの 0.2 G をかけたものを Fig. 8. 6. 12 にあわせて示した。各 Stage の 2 階総重量（2 階床、下半分は除く）に 0.2 G をかけたものを Fig. 8. 6. 13 に示した。F2 加力に対して最大変形を有する壁線が $1/120 \text{ rad}$ に達したときの荷重はいずれも上回っており、その上回っている分が余力といえる。筋違いのみを考慮した設計耐力に対して内外壁のボード施工は、 40% 以上（積載荷重を考慮に入れると 24% 以上）の余力を有する（Stage 6）ことは明白である。また、2 階部分は 1 階部分以上に大きな余力を有する。

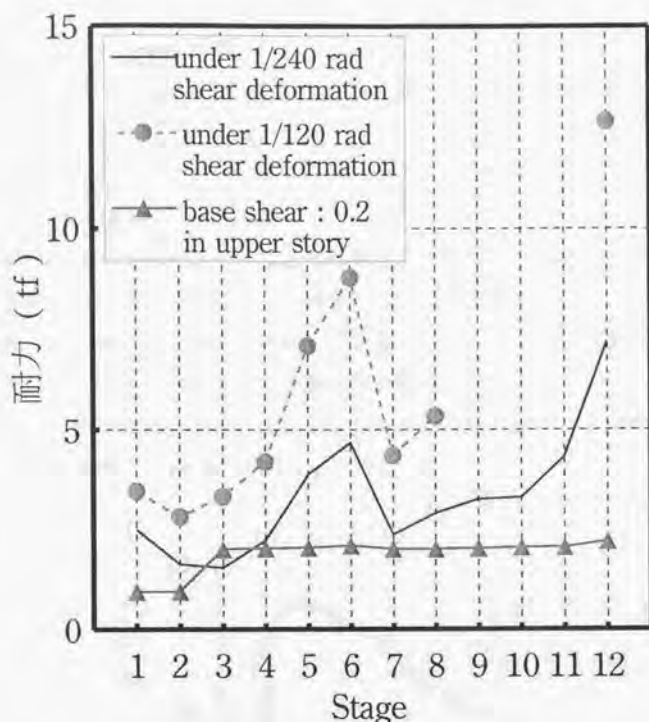


Fig. 8. 6. 13. Comparison of bearing force under the load applied to R2.

また Stage 12 では破壊するまで荷重を与えたが、最大変形を有する壁線の見かけのせん断変形角が約 $1/40$ rad で最大荷重 36.2 tf に達し、その後 $1/10$ rad まで変形させても倒壊はしなかった¹⁴⁹⁾。ここでは詳細をのべないが、6 箇所にホールダウン金物を用いた Stage 13¹⁵⁰⁾でも柱脚部の浮き上がりが減ったこと以外、上記の最大荷重やその時の変形角から破壊挙動に至るまで大きな相違はなかった。これはこのような間口の広い建物に対しては、ホールダウン金物は決定的な効果を示さないことを意味していると考えられる。この 1.5 倍の筋違と内外壁の面材施工 (Stage 12) は最大変形を有する壁線が $1/120$ rad に達したときの

で約 3.4 倍（積載荷重を考慮しても 2.9 倍）、破壊荷重では約 6.8 倍（同 5.8 倍）の耐力を有することになる。2 階部分については 1 階部分以上に余力がある。1995 年の兵庫県南部地震では 0.2 G の約 4 倍の加速度が入力されたが、このように筋違いを多めに配し、内外壁を面材施工すればそれにも充分耐え得ることが明らかになったといえる。

8. 6. 7 破壊挙動

本供試体（Stage 12）に対して通常の繰返し載荷後、引き続いて油圧ジャッキの最大ストローク（30 cm）に達するまで引張の載荷を続けることで破壊試験を行った。載荷は 2 階床梁に対して 2 点で行い、そのときの各点の変位を測定した。ロードセルが検出した荷重の合計値と 1 階の南端、中央、北端壁線の頂部変位の関係を Fig. 8. 6. 14 に示した。また、その際生じた損壊の箇所および様子を順を追って Table 8. 6. 1 に示した。

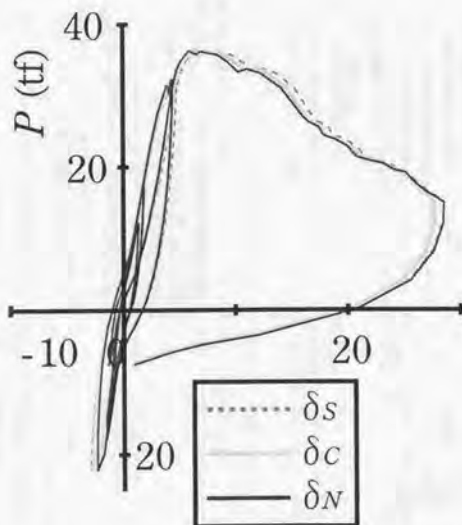


Fig. 8. 6. 14. Relationships between applied load and displacements in south end (δ_s), center (δ_c), and north end (δ_N) wall lines.

機械的接合部のスリップや「あそび」領域の摩擦などに由来するであろうと思われる「ミシミシ」という音は、微小荷重時から断続的に確認された。視覚的に変化が確認されたのは、各壁線の最大変位点の変形角が約 $1/240$ rad に達したころ、壁下地の継ぎ目に沿ってクロスにヨジレ、シワが、建具の障子には斜めのシワが確認された。これだけでは構造体にダメージが与えられたとは考えにくい。許容変形量の $1/120$ rad に達した頃、内装下地の石膏ボードは継ぎ目の箇所では水平方向に $2 \sim 3$ mm、鉛直方向に約 1 mm のズレが観察された。それと同時にクロスは入隅部でシワが発生し、鉛直方向では一部亀裂がはいった。また、柱脚部の浮き上がりが確認された (Photo 8. 1)。 $1/110$ rad に達した頃、建具の障子が面外に倒れた (Photo 8. 2)。

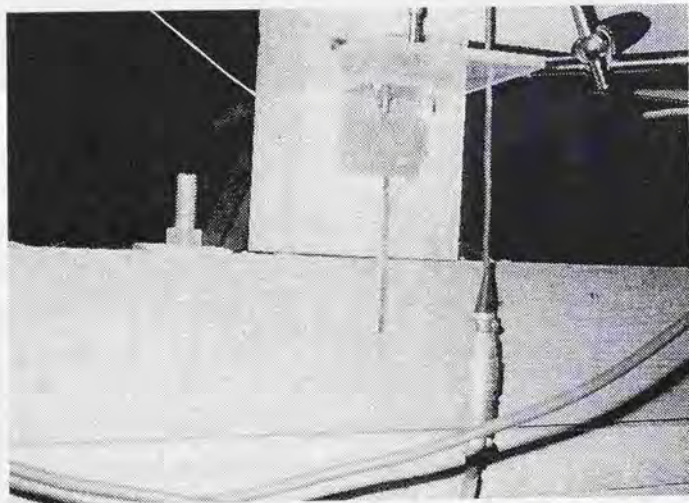


Photo 8. 1.

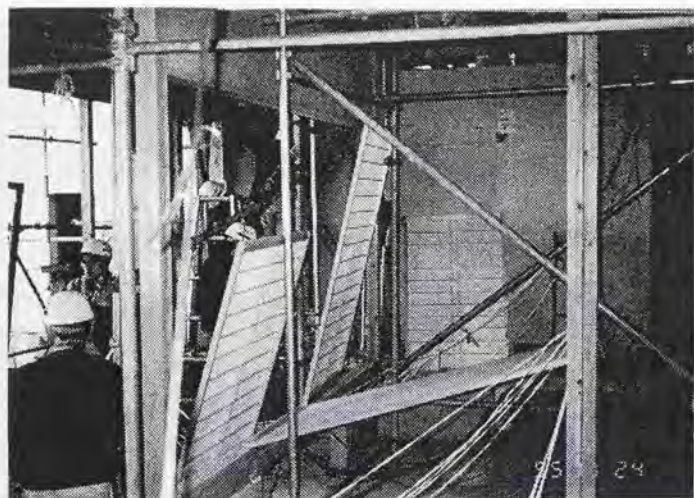


Photo 8. 2.

さらに、 $1/60$ rad に達した頃には、石膏ボードの隅部にクラックが入り、ビスはパンチングアウトするものがみられた。なお、このときの石膏ボードの水平方向のズレは約 10 mm に達していた。さらにクロスは鉛直方向の亀裂が大きくなり、壁－壁および壁－天井の入隅部には亀裂が確認された。またこのとき、外壁のサイディングは土台～梁まで全面にはったものは回転変形 (Photo 8. 3) し、南側のボード切り込みによる開口部の隅部には亀裂が入り (Photo 8. 4)、端部には割れが入った (Photo 8. 5)。

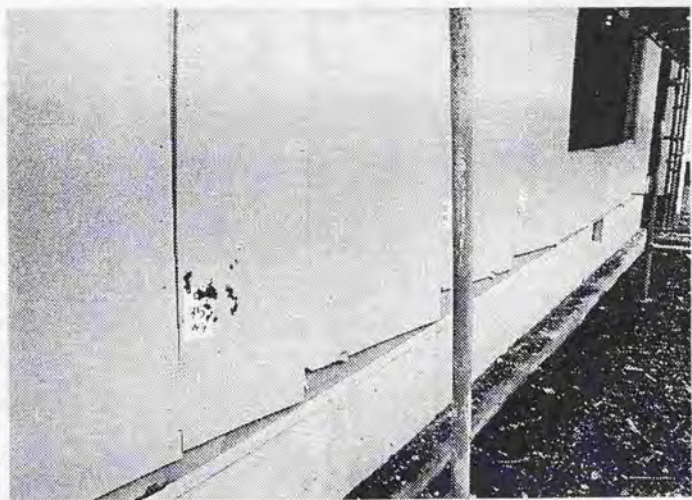


Photo 8. 3.

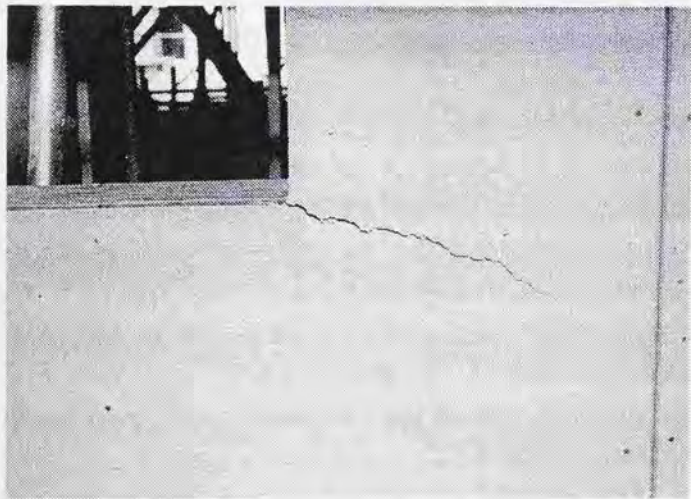


Photo 8. 4.

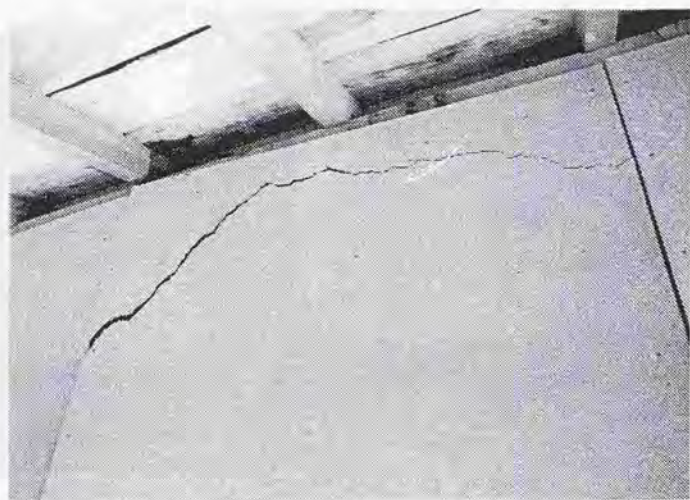


Photo 8. 5.

そして、中央付近の壁線が各壁線の内最も大きく変形し、 $1/48$ rad に達した際には筋違いの引き抜け（2箇所）と座屈破壊（2箇所）がほぼ同時に発生した。筋違いの引き抜けには2種類存在し、土台から抜けるものの柱とは一体のままであるもの（Photo 8. 6）、土台からも柱からも抜けてしまうもの（Photo 8. 7）が存在することがわかった。これは恐らく、積載荷重による鉛直方向拘束力が大きいと両方から引き抜け、小さいと柱が筋違いに追従するためであるか、もしくは引き抜け防止を目的とした角金物があれば、両方から引き抜けることになり、カスガイのみでは柱が筋違いに追従して抜けるためと推測される。また、筋違いの座屈は必ずしも材の長軸方向中央で座屈破壊するとは限らず（Photo 8. 8）、純粋な曲げ破壊のモード（Photo 8. 9）が観察されるのは極稀であった。ほとんどは軸方向中央付近の節もしくはそれによる目切れによって破壊した（Photo 8. 10）。なお、このとき石膏ボードは筋違いの座屈によって面外へ押し出された。



Photo 8. 6.

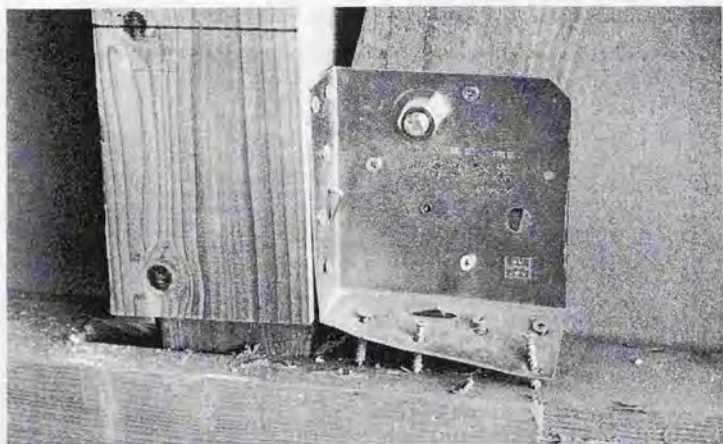


Photo 8. 7.



Photo 8. 8.

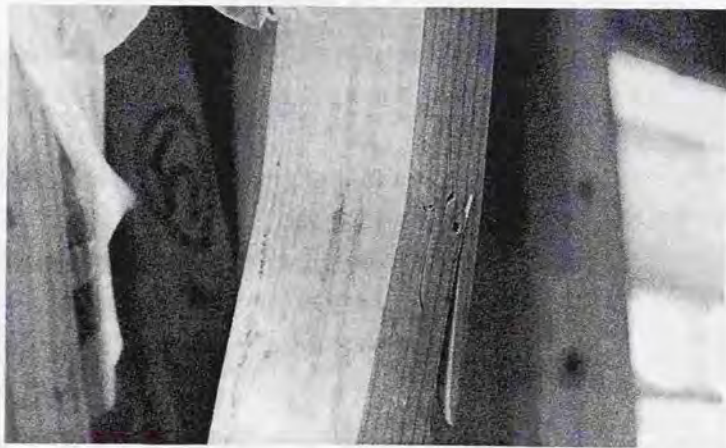


Photo 8. 9.



Photo 8. 10.

最大荷重 36.23 tf に達したとき、C が最大変形で $1/42$ rad、S、N がそれぞれ $1/46$, $1/76$ rad の変形角を示した。北端壁線の変形量が極端に少ないことが確認された。

中央壁線変形角約 $1/35$ rad までに、中央壁線の筋違いは殆どすべて引き抜けもしくは座屈破壊によって、機能しなくなった。それと同時に外壁サイディングが面外に座屈割れを起こした (Photo 8. 11) ことが観察された。応力が集中していた中央付近の壁線がせん断抵抗力を失ったため、外周部に大きな負担荷重が増大したことに起因すると考えられる。



Photo 8. 11.

最大荷重以降、荷重は低下する傾向にあるものの、中央壁線変形角 $1/30$ rad、南端壁線変形角 $1/33$ rad に達した際、窓枠サッシが面外に倒れ (Photo 8. 12)、柱の引き抜けはより顕著であることが確認された。

さらにせん断変形角 $1/20$ rad 付近に達したとき、内装石膏ボード、外壁サイディングはかなり大きなものとなり、特に柱の引き抜けは短ほぞがほぞ孔から抜けてしまうほど大きなものとなった (Photo 8. 13)。



Photo 8. 12.



Photo 8. 13.

最後にせん断変形角 $1/10$ rad まで載荷を続けると、荷重は最大荷重の $1/3$ 程度まで低下し、腰壁、垂壁付近の柱に、窓台、まぐさ等によって曲げ応力が入り、折損した (Photo 8. 14, Photo 8. 15) ことが確認された。

また、載荷試験後、建物内部を注意深く観察すると、前述以上に破壊箇所が発見された。通し柱が折損しているのが確認された (Photo 8. 16, Photo 8. 17)。さらに、圧縮筋違いが働いた箇所、幾つかの土台や梁が圧壊しており、それによって最初に施工した位置から踏み外しているものも確認された (Photo 8. 18)。

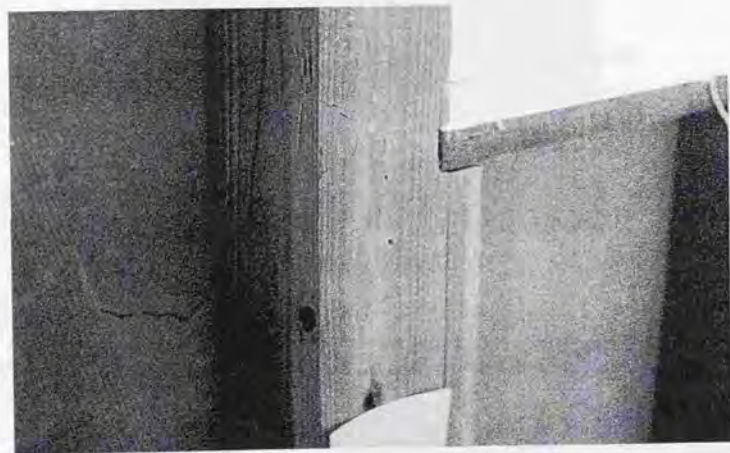


Photo 8. 14.

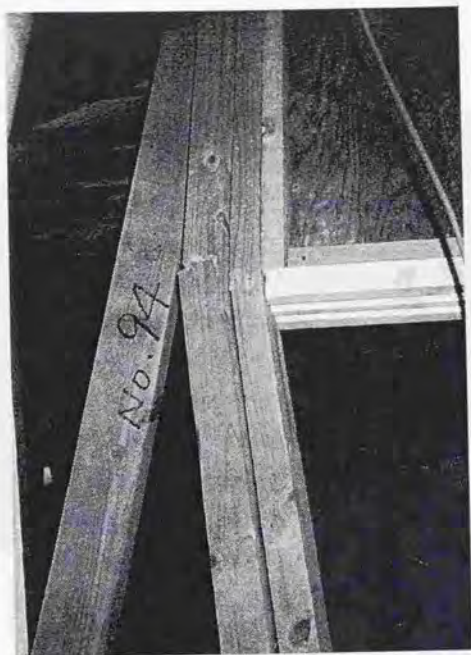


Photo 8. 15.

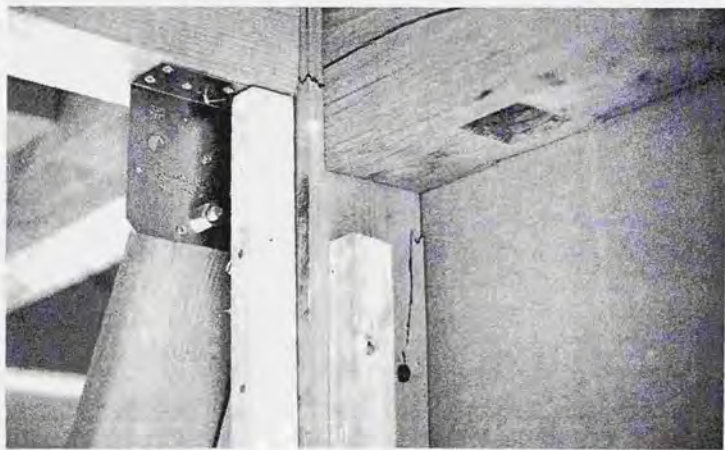


Photo 8. 16.



Photo 8. 17.



Photo 8. 18.

8. 7 弾性モデルを用いた荷重分担挙動の解析

8. 7. 1 弾性モデルの組立

Fig. 8. 7. 1 のように種々の仕様の壁体から構成される各壁線のせん断バネ定数を1階部分については K_i ($i=1, 2, \dots, 11$)、2階部分については k_i ($i=2, 3, \dots, 10$) とした。また i 壁線と $i+1$ 壁線間の2階床組の水平面内せん断剛性値を G_i ($i=1, 2, \dots, 10$)、小屋組の水平面内せん断剛性値を g_i ($i=2, 3, \dots, 9$) とした。これらを用いて2階床梁に載荷した場合 (F2 載荷: 載荷位置は既報の壁線の釣合い方程式 (8. 1) をたてた。

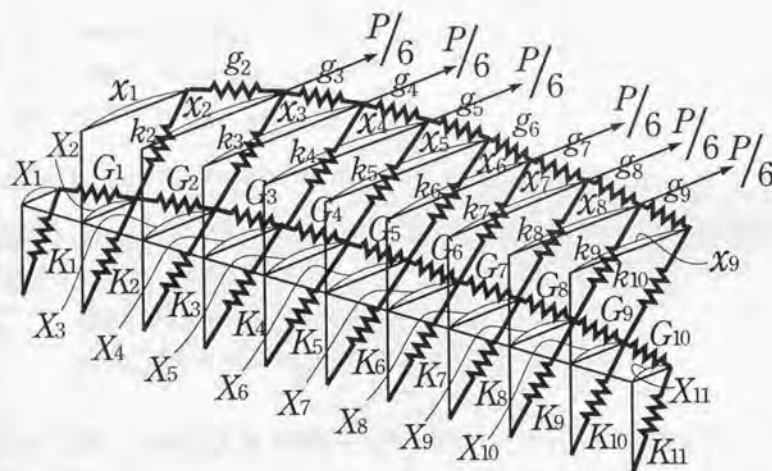


Fig. 8. 7. 1. The elastic model assembled by shear springs substituted for walls and diaphragms.

$$K_i X_i - G_i (X_{i+1} - X_i) + G_{i-1} (X_i - X_{i-1}) = P_i \quad (8. 1)$$

ここで P_i : i 壁線に作用する水平外力

X_i : i 壁線の変位

これを 11 の壁線について併記し、マトリックス表示すると次式 (8. 2) になる。
 ただし、建物の 2 階端部床梁の間隔 $4p$ ($= 3636 \text{ mm}$) 離れた 2 点に载荷された
 場合を解析対象とし、与えられた全体荷重 P は载荷した 2 点に均等に作用し、
 さらにそれが 3 つの壁線に均等に入力されたと仮定した。

$$[K] \{d\} = \{P_1\} \quad (8. 2)$$

ここで

$$[K] = [A_1] + \text{diag} \{ [B_1], 0 \} + \text{diag} \{ 0, [B_1] \}$$

$$= \begin{pmatrix} 0 & & & \\ \cdot & A1 & & \\ \cdot & & & \\ \cdot & & & \\ 0 & \cdots & 0 \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 & \cdots & 0 \\ \cdot & & \\ \cdot & & \\ \cdot & A1 \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$[A_1] = \text{diag} \{ K_i | i=1, 2, \dots, 11 \}$$

$$[B_1] = \text{diag} \{ G_i | i=1, 2, \dots, 10 \}$$

$$\{d\} = \{ X_i | i=1, 2, \dots, 11 \}$$

$$\{P_1\} = \frac{1}{6} \{ 0, 0, P, P, P, 0, P, P, P, 0, 0 \}$$

また、2 階小屋梁に载荷した場合 (R2 载荷) の 1, 2 階の壁線の釣合方程式を
 それぞれ式 (8. 3), (8. 4) に示した。

$$K_i X_i - k_i (x_i - X_i) - G_i (X_{i+1} - X_i) + G_{i-1} (X_i - X_{i-1}) = 0 \quad (8. 3)$$

$$k_i (x_i - X_i) - g_i (x_{i+1} - x_i) + g_{i-1} (x_i - x_{i-1}) = P_i \quad (8. 4)$$

これを 1 階 11 壁線と 2 階 9 壁線について併記し、マトリックス表示すると次
 式 (8. 5) になる。

$$[K'] \{\delta\} = \{P_2\} \quad (8. 5)$$

ここで

$$[K'] = \begin{bmatrix} [K_{11}] & [K_{12}] \\ [K_{21}] & [K_{22}] \end{bmatrix}$$

$$[K_{11}] = [A_1] - \text{diag} \{ 0, [A_2], 0 \}$$

$$+ \text{diag} \{ [B_1], 0 \} + \text{diag} \{ 0, [B_1] \}$$

$$-\begin{pmatrix} 0 & & \\ & B_1 & \\ & & \\ & & \\ 0 & \cdots & 0 \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 & \cdots & 0 \\ & & \\ & & \\ & & B_1 \\ 0 & & \end{pmatrix}$$

$$[K_{12}] = \begin{pmatrix} 0 & \cdots & 0 \\ & A_2 & \\ 0 & \cdots & 0 \end{pmatrix}$$

$$[K_{21}] = [K_{12}]^T$$

$$[K_{22}] = [A_2] + \text{diag} \{ [B_2], 0 \} + \text{diag} \{ 0, [B_2] \}$$

$$-\begin{pmatrix} 0 & & \\ & B_2 & \\ & & \\ & & \\ 0 & \cdots & 0 \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 & \cdots & 0 \\ & & \\ & & \\ & & B_2 \\ 0 & & \end{pmatrix}$$

$$[A_2] = \text{diag} \{ k_i \mid i=1, 2, \dots, 10 \}$$

$$[B_2] = \text{diag} \{ g_i \mid i=2, 3, \dots, 9 \}$$

$$\{\delta\} = \{X_1, X_2, \dots, X_i, \dots, X_{11}, x_2, x_3, \dots, x_{10}\}$$

$$\{P_2\} = \frac{1}{6} \{0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, P, P, 0, P, P, P, 0\}$$

8. 7. 2 入力データ

各壁線のパネ定数 K_i は、Fig. 8. 7. 2 に示すような仕様に対して行った耐力壁単体の水平せん断加力試験¹³⁾から得られた真のせん断剛性値 (Table 8. 7. 1) を壁線内の耐力壁仕様に基いて合計した和を用いた。ただし表中の数字はすべて異なる試験体であり、例えば試験体 SB = S + B として求めている。

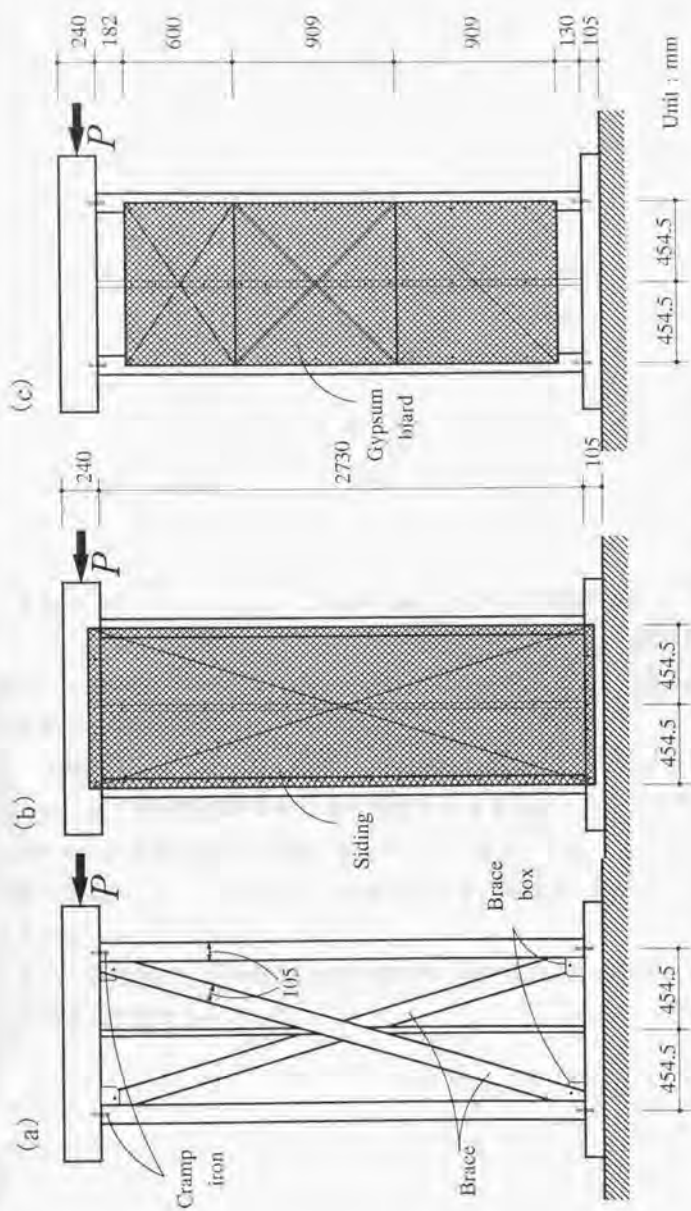


Fig. 8. 7. 2. Schematic diagrams of alone shear wall employing (a) only brace, (b) brace and siding, and (c) brace and gypsum board.

Table 8. 7. 1. Specifications and shear stiffness of tested alone wall.

Specimen	Bearing elements			Shear Stiffness (tf / cm)
	No. of brace	No. of siding	No. of gypsum	
A	1	—	—	115.3
B	2	—	—	230.7
SB	1	1	—	399.3
S	—	1	—	168.6
SPB	1	1	1	369.8
PPB	1	—	2	377.5
PP	—	—	2	206.8
SP	—	1	1	282.7

床組構面のバネ定数 G_i は、3636 mm 四方の軸組構法による実大床組 (Fig. 8. 7. 3) を Table 8. 7. 2 に示す仕様に変化させ、水平せん断加力試験⁽⁵¹⁾に供し、得られた真のせん断剛性値 (Table 8. 7. 2) を耐力要素ごとに分割し、各壁線間の要素配置数を考慮した積和を用いた。

ここで軸組のみの試験体の変形は 2 本の桁の片持梁としての変形量がほとんどを占め、梁、桁接合部の変形は僅かであることがわかった。これにより 3636 mm 四方の供試体上端の変形量に対して、下端梁から 909 mm の地点の変形は材料力学的に 11 / 128 であることは既知なので、剛性値にはそれで除したものをを用いた。

また、小屋組のせん断剛性には床組のせん断剛性のうち、軸組と火打ちのみ仕様のせん断剛性を入力した。

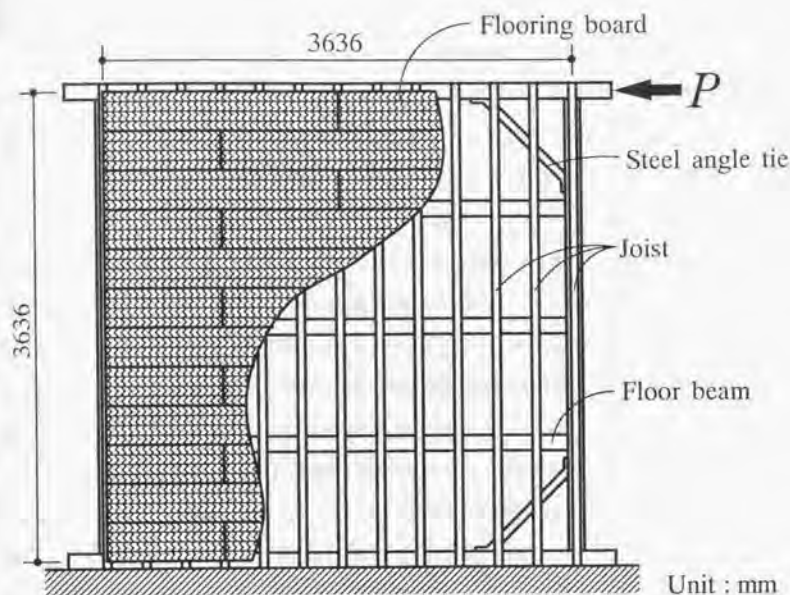


Fig. 8. 7. 3. Schematic diagrams of alone floor system.

Table 8. 7. 2. Specifications and shear stiffness of tested alone floor system.

frame	Bearing elements					Shear stiffness (kgf/cm)
	Steel angle tie	Joist	Flooring board	Plywood sheathing	Gypsum board	
0	—	—	—	—	—	69.94
0	0	—	—	—	—	207.3
0	0	0	—	—	—	213.5
0	0	0	0	—	—	1473
0	0	0	0	0	0	1615

Notes : "0" indicated that the bearing elements was built in the specimen.

"—" indicated that the elements was not built in it.

8. 7. 3 弾性モデルの適用結果

式(8.5)を解いて F2 載荷時の各壁線の単位荷重あたりの変形量の推定値を得、その平均値と実大実験より得られた各壁線変形量の平均値を比較して Fig. 8. 7. 4 に示した。その結果両者は Stage 6, 11 などを除き、よく一致した。このことから、1 階各壁線のパネ定数 K_i および 2 階床組せん断剛性 G_i の入力はほぼ妥当であったことが看取される。Stage 6 では、石膏ボードを施工した単体壁のせん断剛性が通常よく知られている数値¹⁸⁾より大きく得られ、そのまま解析モデルに入力したために実験値が解析値より大きく得られたと考えられる。また Stage 11 では面材を施工した直交壁を考慮に入れなかったため、解析値が実験値を下回った。すなわち、軸組構造物の剛性に対する直交壁の面材施工の寄与は少なくはないことが明らかになった。

また、F2 載荷時の各壁線の変形量の解析値と実験値を Stage ごとに比較して Fig. 8. 7. 5 に示した。Stage 1 ~ 4, 7 などにおいて両者はほぼ一致、または近い値を示し、変形量分布は本解析手法によってほぼ推定され得ることが明らかになった。

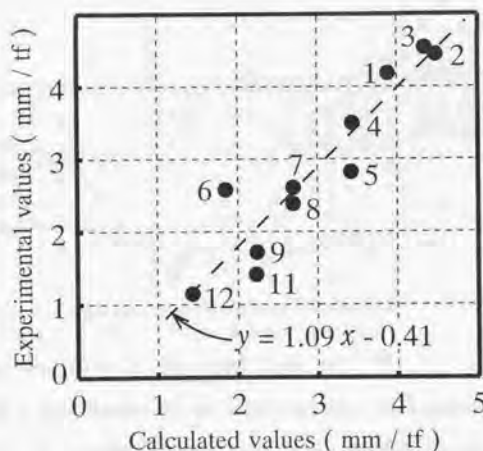


Fig. 8. 7. 4. Relationships between the experimental and the calculated average displacement of all wall line in the 1st floor per unit load applied to the 2 points of the 2nd floor beam.

Note : Figures show the specification numbers.

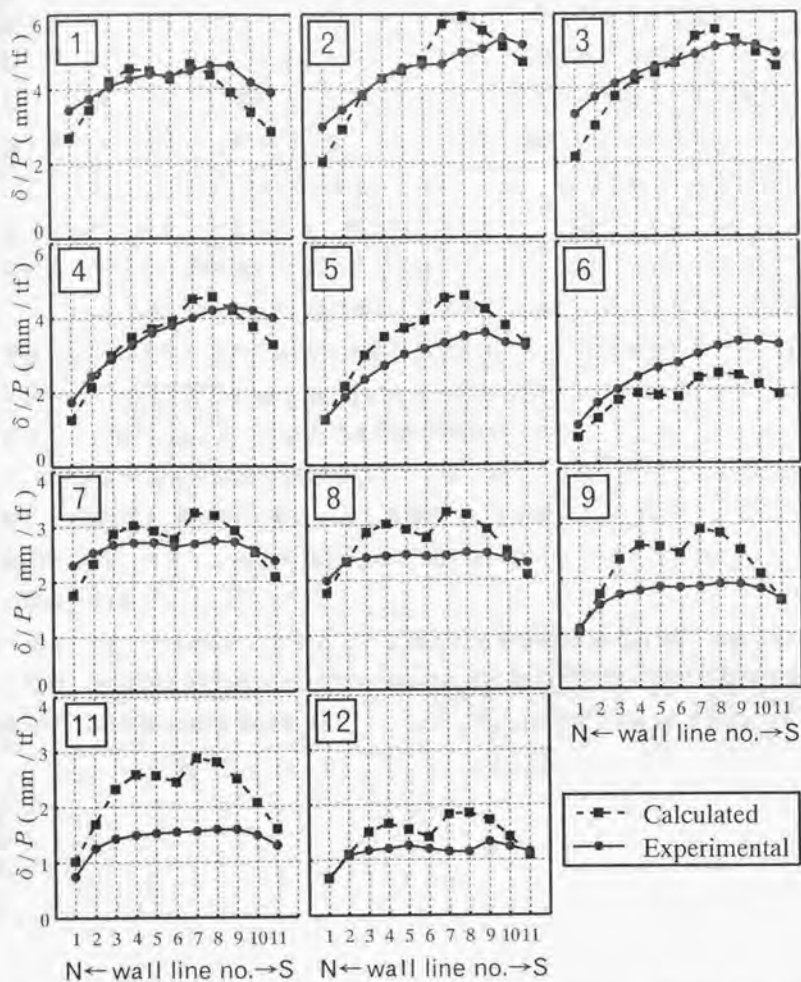


Fig. 8.7.5. Relationships between the calculated and the experimental deformation profiles per unit load applied to the 2nd floor beam..

Notes : Boxed figures show the specification numbers.

Stage 5, 6, 11 では両者の値に多少開きがあるが、開口部を含む雑壁に施工したサイディングの剛性を考慮に入れなかったために計算値が実験値を上回ったもので、種々の開口部剛性推定法を適用すれば改善されると思われる。雑壁の軸組構造体の剛性への寄与も小さくはないことが明確である。

また、Stage 12 においては、前述の石膏ボード壁の過大評価による解析値の過小が認められるはずであるが、直交壁の無視によって過大である Stage 11 の解析値と相殺し、実験値との差は奇しくも小さくなった。

次に、式(8.2)を解いて R2 載荷時の 1, 2 階の各壁線の単位荷重あたりの変形量の推定値を得、その平均値と実大実験より得られた各壁線変形量の平均値を比較してそれぞれ Fig. 8. 7. 6, Fig. 8. 7. 7 に示した。両者は前述のような理由から、1 階の Stage 6, 11 などでは多少差があるものの、ほぼ一致した。とくに 2 階の変形量の実験値と解析値はよく一致した。このことから、2 階各壁線のせん断剛性 k_i および小屋組のせん断剛性 g の入力値も妥当であったことが明白である。つまり、屋根構面のせん断剛性は小屋梁面のせん断剛性のみでほぼ評価されることがわかった。

前述のように Stage 6 は石膏ボードを施工した単体壁の過大評価、Stage 11 は直交壁の面材施工を考慮に入れなかったことにより、解析値と実験値に多少の差が生じたものと考えられる。

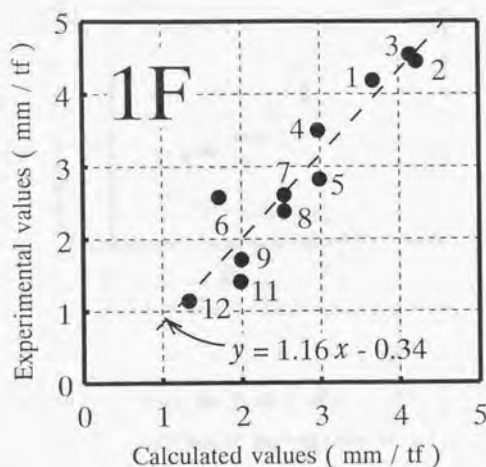


Fig. 8. 7. 6. Relationships between the experimental and the calculated average displacement of all wall lines in the 1st floor per unit load applied to the 2 points of the roof beam.

Note : Figures show the specification numbers.

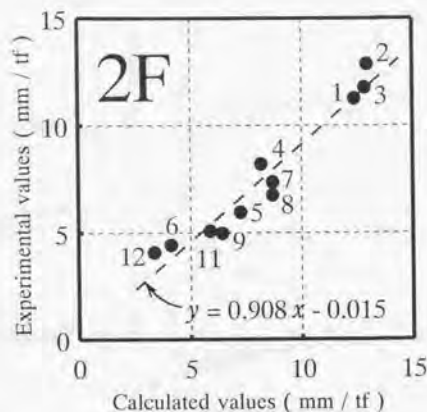


Fig. 8. 7. 7. Relationships between the experimental and the calculated average displacement of all wall lines in the 2nd floor per unit load applied to the 2 points of the roof beam.

Note : Figures show the specification numbers.

さらに、R2 载荷時の各壁線の変形量の解析値と実験値を Stage ごとに比較して Fig. 8. 7. 8 に示した。各 Stage ごとに上段、下段がそれぞれ 2 階、1 階の絶対変形量で、2 階の変形は 5 つの壁線についてのみ測定したためプロットが 5 点しかない。Stage 1 ~ 4, 6 などにおいて両者はほぼ一致、または近い値を示し、変形量分布は本解析手法によってほぼ推定され得ることが明らかになった。Stage 5 で実験値と解析値の差が大きくなり、Stage 6 で小さくなったのは、F2 载荷時と同じ傾向であり、雑壁の無視、石膏ボード壁の過大評価に起因すると思われる。

実験に供した建物は 1 階の南北端が下屋になっており、実験ではそれらの 1P 内側の壁線との変形量の差が比較的大きなものであった。これを解析値は表現していない。解析の際に下屋の剛性に単床仕様の床組せん断剛性の半分の値を入力したが、これが過大評価であること示唆している。

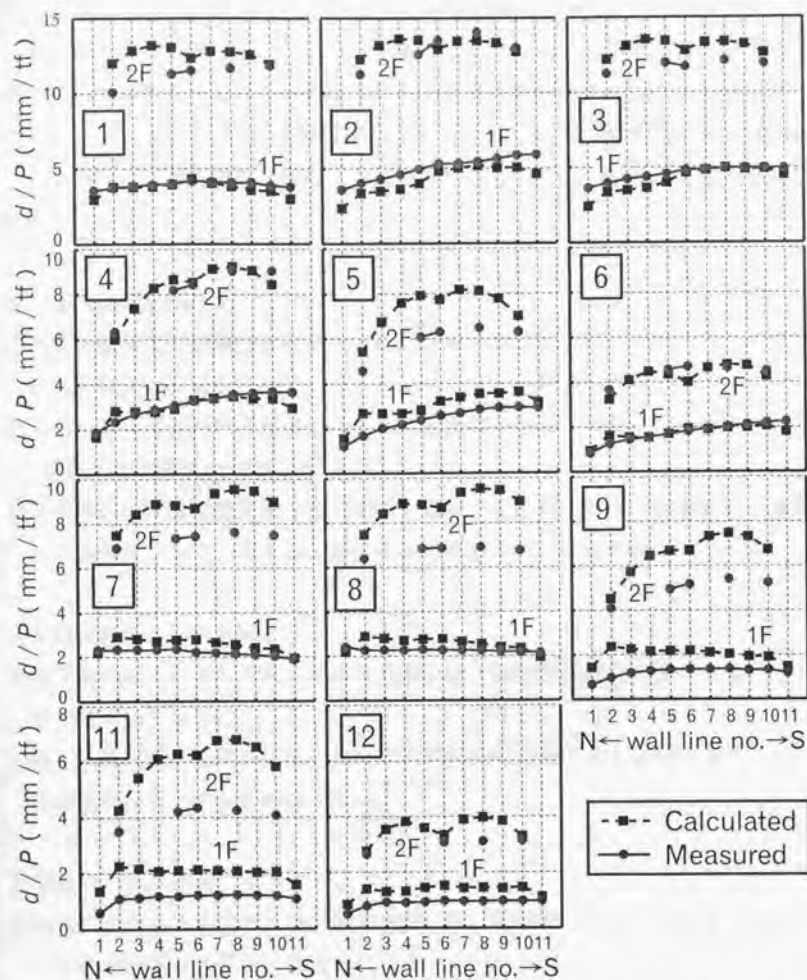


Fig. 8. Relationships between the calculated and the experimental deformation profiles per unit load applied to the 2 points of the roof beam..

Notes : Boxed figures show the specification numbers. The upper and lower plots show the profile of the 2nd floor and the 1st floor, respectively.

8. 8 静的加力試験および弾性モデルの適用に関するまとめ

大開口面積を南面に有し、かつ、下屋を4面に有して上下階壁線の多くが一致しない木造軸組実大住宅建物の水平せん断載荷試験結果のうち、振動実験によって「8. 4. 3 振動実験結果のまとめ」において、記されたことが結論として得られ、静的載荷試験によって得られたことを括めると以下のようなった。

耐力壁の偏在に関して、

- ①各壁線変形量の差異は偏心率の大小に巨視的には依存するものの、その詳細は偏心率では評価されない。
- ②2階小屋梁載荷時に下屋部分はその直近内側の壁線に追従して変形するが、2階床梁載荷時には追従しない。
- ③水平構面の有無は変形量分布の均等化に大きく影響するが、床面材料の複層化の寄与は小さく、根太施工方法等からの抜本的な高剛性化が望まれる。

上下階壁線の不一致に関して、

- ①直下率の低下とともに直上に耐力壁がない1階壁の柱脚部の浮き上がりは大きくなる。
- ②直上に耐力壁を有する1階の耐力壁の高剛性化は直下率を改善するものの、柱脚部の浮き上がりを低減しない。

許容耐力・余力に関して、

- ③筋違い本数のみに基づく設計耐力に対して、内装用・外装用面材まで施工したときの実際の許容せん断耐力には20～40%の余力を保有する。
- ④筋違いを基準法施行令の必要壁量の1.5倍配し、内装用・外装用面材等を施工すると、許容耐力で3倍前後、最大荷重で5～6倍の余力を有する。

また、木造軸組実大建物の耐力壁、水平構面単体のせん断剛性から静的変形挙動を推測するために、せん断バネで構成される弾性モデルの適用を試みた。得られた解析値と実験値を比較した結果、次のことが得られた。

- ①変形量の実験値と解析値は近い値を示し、解析手法および壁体、床組単体試験データに基づくせん断剛性入力方法の妥当性が検証された。特に屋根構面のせん断剛性は小屋の梁組のせん断剛性にほぼ近いことが分かった。
- ②解析のために単純化されていない軸組構法構造物の各壁線変形量は同手法によってほぼ推定し得る。
- ③腰壁や垂れ壁などにサイディングボードを施工した場合、そのせん断剛性は無視し得ない。
- ④加力方向に直交する壁に施工したサイディングボードの建物のせん断剛性への寄与は少なくない。
- ⑤下屋のせん断剛性は本報における単床仕様のせん断剛性の半分以下である。

まず、固有値解析について述べる。T字型接合部モデルの片持ち梁として計算した計算値と実験値の間には相関は認められなかったのに対して、接着剤を用いた試験体を除き、固有値解析による計算値と実験値との間には有意な相関が認められた。このことよりT字型モデルの接合部の振動性状を解析するためには半剛節の挙動を加味することが必要不可欠であり、木質トラス等のモーメント抵抗の比較的小さい接合部の動的解析には極めて有効な手段であるといえる。しかし、非線形挙動を示す接合部に関しては接合係数の算出方法等に、その定量的評価についてまだ検討の余地を残している。つまり非線形挙動において変化する剛性値を、解析においてどのように評価するか慎重に検討する必要がある。また、接着剤を用いた接合部等、非常に大きな剛性を示す接合部等には接合係数を求める実験の方法及び、梁全体の振動モードに検討の余地を残す。つまり振動試験の荷重領域に相当する荷重に置ける変位を正確に測定する方法、もしくは大きな振幅の振動試験を行うこと等を検討するべきである。

以上の予備の検討の上に本手法を実大木質平行弦トラスについて適用した。実験値に対して接合部が剛であるとして固有値解析を行った結果得られた固有振動数はまったく相関が認められないのに対して、半剛節挙動を考慮にいった剛性マトリックスをもとに行った固有値解析の結果得られた固有振動数は有為な相関が認められ、振動モードも酷似したものが得られた。このことは、木質トラスの動的解析には接合部の半剛節挙動を考慮することが必要不可欠であり、固有値解析による固有振動数の推定が木質トラスの振動解析において非常に有効な手段であることを示唆するものである。

次に減衰挙動の解析について述べる。本手法で解析し得たのは、接合部の粘弾性による減衰機構のみで、摩擦による減衰機構は推定できなかった。本手法をさらに発展させればこれについても解析し得るものなのか、摩擦というものの評価方法を考え直さないで解析できないのか、または釘による機械的接合というものが摩擦によるものではなく接合部の「あそび」によるものなのかということも含めて、今後さらに検討する必要がある。また非線形挙動を示す接合

部について微小な変形領域では、線形に近い挙動を示し、静的加力試験から得た履歴減衰定数（損失エネルギー）は本研究で得たものより小さい値をとるはずである。このため計算に用いた履歴減衰定数は振動時の減衰定数よりも大きな値を用いたことになり、計算結果が大きな値を示したと考えられる。接合部の静的加力試験において微小な変形領域での変位の測定を可能にし、損失エネルギーを得る実験方法を開発できれば、さらに妥当性を得ることになると考えられる。木質トラスの減衰挙動は、その構造自体がT字型接合部モデルと比較して、部材が多く非常に複雑な構造となっているため、自由振動の減衰波形等に再現性があまりなく、動的試験の実験値の評価が困難である。また、本来動的試験より得られる減衰定数と有為な相関をもたずである接合部の静的加力試験における履歴減衰もバラツキは大きく、推定を試みるに至らなかった。接合部の履歴減衰定数を得る実験方法を慎重に検討すべきである。

以上の結果を用いて行った応答解析結果について述べる。接合部の半剛節挙動を考慮して組み立てた剛性マトリックス、および接合部の履歴挙動と固有値解析の結果得られる固有モードを考慮して組み立てた減衰マトリックスを用いて応答解析を行う手法を、接着、粘着、釘着接合部のモデルおよび軸組フレーム模型に適用した。同手法による衝撃荷重下の動的応答値は実際に衝撃力を与えた際の応答値と近い値が得られた。このことにより同応答解析手法は木質フレーム構造体の動的応答挙動の推定に有効であることが示唆された。

また、従来用いられてきた木質接合部の指数近似法では、木質接合部特有の「あそび」の挙動が表現し得ないことがわかった。これに対して「あそび表現係数」を従来からの手法に加味することで、「あそび」を近似することに成功した。

軸組構法による筋違い耐力壁の動的破壊試験を行った結果、以下のことが得られた。

- ① 供試したすべての筋違い耐力壁は破壊こそすれ、なかなか倒壊には至らなかった。
- ② 供試したすべての筋違い耐力壁は筋違いに圧縮力が作用する方向よりも、

引張力が作用する方向に大きくせん断変形した。その結果、破壊はいずれも筋違いに引張力がはたらく方向で生じた。これは本実験の仕様における座屈抵抗力が、筋違い端部接合のせん断耐力よりも勝ったことによると考えられる。

- ③ 柱脚接合部の破壊は柱頭接合部の破壊より優先的に生じるわけではない。
これは柱頭接合部の補強を怠って柱脚接合部の補強のみを施しても意味をなさないことを示唆するものである。
- ④ 壁長の違いに基づく筋違いの土台・柱との交差角度の差異は、筋違いの破壊箇所、破壊形態を変える可能性がある。
- ⑤ 金属疲労による接合具の折損は、静的加力試験では減多に発生しないが、動的繰返し载荷を与えた場合にはめずらしくない。
- ⑥ 軸組耐力壁中の筋違いの座屈荷重は、動的荷重下でもオイラーの座屈荷重にほぼ等しい。
- ⑦ 筋違いは座屈後、曲げ破壊にはなかなか至らず、曲げ破壊強度の文献値を超えて、耐えている可能性も否めなかった。これは動的荷重に対する曲げ破壊抵抗力は静的荷重下と異なる可能性を示唆するものである。
- ⑧ ツツ割以下断面の筋違いでは、ボルトで緊結する場合、静的荷重下では報告例の少ない端部割裂破壊に至る可能性が高い。これは割裂破壊が高速荷重に弱いことを裏付けるものといえる。
- ⑨ ホールダウン金物で柱脚補強を行った場合、柱の引き抜けて筋違いの負担力を軽減しない可能性があり、端部割裂破壊へ至らしめる可能性が高くなる。

南面に大開口を有するために耐力壁が偏在し、かつ上下階壁線の一致する割合が極端に低い木造軸組実大住宅建物は、我が国にもよく見られる。これを水平せん断載荷試験に供し、各部位・部材の変形量・ひずみを測定して得られた結果をまとめると以下になった。

- ① 耐力壁の偏在が著しい場合においても、壁量から推定される許容せん断耐力は保有している。
- ② 各壁線変形量の差異は偏心率の大小に巨視的には依存するものの、その詳細

は偏心率では評価されない。

- ③ 2 階小屋梁載荷時に下屋部分はその直近内側の壁線に追従して変形するが、2 階床梁載荷時には追従しない。
- ④ 直下率の低下とともに直上に耐力壁がない 1 階壁の柱脚部の浮き上がりは大きくなる。
- ⑤ 直上に耐力壁を有する 1 階の耐力壁の高剛性化は直下率を改善するものの、柱脚部の浮き上がりを低減しない。
- ⑥ 水平構面の有無は変形量分布の均等化に大きく影響するが、床面材料の複層化の寄与は小さく、根太施工方法等からの抜本的な高剛性化が望まれる。
- ⑦ 筋違い本数のみに基づく設計耐力に対して、内装用・外装用面材まで施工したときの実際の許容せん断耐力には 20 ～ 40 % の余力を保有する。
- ⑧ 筋違いを基準法施行令の必要壁量の 1.5 倍配し、内装用・外装用面材等を施工すると、許容耐力で 3 倍前後、最大荷重で 5 ～ 6 倍の余力を有する。

耐力壁が偏在する木造軸組構法による 2 階建て実大住宅の振動実験を行った結果をまとめると以下ようになった。

- ① 屋根瓦を施工した場合を除いて各ステージの構造要素の増加と共に、建物の基本振動数は上昇した。
- ② 耐力壁配置の偏心をできる限り排除しても南北壁線の完全な並進モードは得られなかった。
- ③ 筋違いが偏在する軸組、もしくは床組を付与した構造体では南北端の変形量に若干の差があるものの、並進振動に近いモードが得られた。
- ④ 筋違いが偏在する軸組に外壁サイディングや石膏ボードを施工すると最大振幅を与える振動モードは捻れ振動となった。
- ⑤ 外壁サイディングのみを施工するよりも石膏ボードまで施工した方が耐力要素の偏りは緩和されたが、石膏ボードを施工すると南北端の壁線は異なる周波数で共振した。

木造軸組実大建物の耐力壁、水平構面単体のせん断剛性から静的変形挙動を推測するために、せん断バネで構成される弾性モデルの適用を試みた。得られ

た解析値と実験値を比較した結果、次のことが得られた。

- ①変形量の実験値と解析値は近い値を示し、解析手法および壁体、床組単体試験データに基づくせん断剛性入力方法の妥当性が検証された。特に屋根構面のせん断剛性は小屋の梁組のせん断剛性にほぼ近いことが分かった。
- ②解析のために単純化されていない軸組構法構造物の各壁線変形量は同手法によってほぼ推定し得る。
- ③腰壁や垂れ壁などにサイディングボードを施工した場合、そのせん断剛性は無視し得ない。
- ④加力方向に直交する壁に施工したサイディングボードの建物のせん断剛性への寄与は少ない。
- ⑤下屋のせん断剛性は本報における単床仕様のせん断剛性の半分以下である。

以上のような、木質フレーム構造体の非線形力学応答に関して有用な知見を得たので、今後残された検討課題を究明し、木質構造独自の新しい耐震、耐風設計手法を構築してゆく所存である。

謝 辞

本論文は、東京大学修士課程、博士課程並びに同助手時代の比較的長期間の研究成果の一部をまとめたものであり、実験、研究遂行および論文作成に際して、大変多くの方々にお世話になった。

まず、本学名誉教授で、現九州大学教授の大熊幹章博士には、ときに八角形のテーブルを囲んで研究者の心構え、ものの見方を基礎からご指導いただいた。特に「学会は研究の他流試合である」との訓示が印象的である。ここに深謝申し上げます。

次に、本学教授の有馬孝礼博士には、材料力学・構造力学の面白味を手ほどきいただくを始め、卒論生として実験手法を学び、実大実験の測定、データ整理まで、実に多くのことをご指導いただいた。ときに細部の計算等に固執して、大局を見失いがちであった自分を助けていただいた。心より御礼申し上げます。

また、本学教授の太田正光博士には、学部学生のプログラムの授業を通じて計算プログラムの面白さを教授していただいたのに始まり、当初は他講座に所属したものの、縁あって教授、助手として日々ディスカッションする機会に恵まれ、大変有意義であった。さらに本論文をまとめるにあたり、とかく遅延気味の小生のペースを見事にコントロールして下さった。厚く御礼申し上げます。

本学助教授の安藤直人博士には、「木造住宅論」を皮切りに、常に交流を持たせていただき、斬新な発想をもつてものの考え方、見方の異质性、多角的な視野を持つことの重要性を説いていただいた。大学しか所属したこと無かった小生に公私にわたりいろいろな面で学ばせていただいた。厚く御礼申し上げます。

本学助教授の信田聡博士には、公私ともに大変お世話になった。研究分野は多少異なるものの、何と言っても助手業を手ほどきいただいた。ある時はまた助手として、またある時は研究会事務局として困っているときにはいつも優しいご助言を賜り、その度に救われた気分になった。心より御礼申し上げます。

本学千葉演習林講師の中村昇博士には、小生の学生時代の木質材料学研究室助手として、様々な手ほどきをして頂きました。うまく走らない固有値解析のプログラムを一晩で動かしていただいたことは今でも忘れられません。秋田県の木材高度加工研究所での振動台実験にはご多忙中時間を割いていただき、絶大なるご助力を賜りました。誠に感謝の念に絶えません。

また、本学名誉教授の岡野健博士には、ときに木材物理学の立場から、素朴でかつ考えさせられるご質問を賜り、有意義でした。厚く御礼申し上げます。

本学助教授、佐藤雅俊先生には、建築研究所転任時のみならず、公私にわたり誠にお世話になりました。心より御礼申し上げます。

建設省建築研究所主任研究員の中島史郎博士には、研究分野が極近いこともあり、学生時代からいろいろなことをご指導いただき、現在も公私にわたって一方ならぬお世話になりました。建設省建築研究所転任後も上司として御世話になり、誠に感謝の念に絶えません。

秋田県立大学講師の岡崎泰男博士には、学生時代から現在まで大変御世話になった。特に振動台実験に際しては、試験機の貸与、制御およびそれらの手配等多岐にわたってご尽力いただいた。厚く御礼申し上げます。

株式会社木下工務店の園田里見博士には修士課程同輩として、その後も社会人博士課程として、公私にわたり良き相談相手として一方ならぬ御世話になった。心より御礼申し上げます。

軸組構法住宅建物の実大実験に際しては、平野茂氏、古沢信氏をはじめとする株式会社一条工務店の関係諸氏には実験の機会いただき、また、測定、データ整理にもご助力いただいた。ここに深く御礼申し上げます。

木質平行弦トラスの実大実験に際しては、岡田圭一郎氏をはじめとする三井ホームコンポーネント株式会社の関係諸氏には実験材料の提供、製造方法の教授をしていただいた。ここに深く謝意を表します。

何と言っても、木質材料学研究室の先輩諸氏並びに学生諸氏には日頃研究室生活をおくるにあたり、本当に御世話になった。特に鈴木兼二氏と西山誕生氏に際して遠路上野原の地に延べ半年以上滞在していただき、軸組構法実大実験にご尽力いただき、感謝の念に絶えません。両氏以外にも、試験体作製作業の補助、実験補助にはじまり、ときには研究室の雑用にまでご助力頂いた先輩、学生諸氏がいることを忘れてはいません。また、ときに八角形のテーブルを囲むなどして交わしたディスカッションも大変有意義で、研究生活上のみならず、人生を歩む上で大変重要なことを学ばせていただいた。本来なら御一方ずつ氏名をあげて御礼申し上げますなければならないところだが、割愛させていただく。本当に本当に有り難うございました。

最後に、研究や仕事で息詰まったとき、辛いときに心の支えとなってくれた妻裕美に感謝いたします。

1998年6月12日

植本敬大

文 献

- 1) 三橋規宏：「森とCO₂の経済学」，p.14-20, PHP 出版，1997.
- 2) 大熊幹章：「炭素ストック，CO₂ 収支の観点から見た木材利用の評価」木材工業，53(2)，54-59, 1998.
- 3) 有馬孝礼：「木材利用は地球環境を救うーエコマテリアルとしての木材製品ー」山林，1305，2-10, 1993.
- 4) 有馬孝礼：「木質資源のカスケード型利用の評価」，第 47 回日本木材学会大会研究発表要旨集，p.471, 1997.
- 5) 杉山英男：「地震と木造住宅」，p.24-119, 丸善，1996.
- 6) 坂本 功：「地震に強い木造住宅」，p.57-62.
- 7) 有馬孝礼：Timber Engineering News, 木質構造研究会, No. 23, 22-28, (1995).
- 8) 有馬孝礼，槌本敬大ほか 3 名：森林文化研究，No. 16, 191-208 (1995).
- 9) 杉山英男，河合直人：日本建築学会大会学術講演梗概集，1987, p. 1385-1386.
- 10) 平野 茂ほか 4 名：日本建築学会大会学術講演梗概集，1990, p. 209-210.
- 11) 杉山英男，内迫貴幸：木材学会誌，37 (7), 598-604 (1991).
- 12) 安村 基ほか 2 名：日本建築学会大会学術講演梗概集，1988, p. 9-10.
- 13) 山口修由ほか 5 名：日本建築学会大会学術講演梗概集，1988, p. 11-12.

- 14) 河合直人ほか：日本建築学会大会学術講演梗概集，1988, p. 13-14.
- 15) 中島史郎，有馬孝礼：木材学会誌，38 (5), 433-411 (1992).
- 16) 鈴木秀三ほか 2 名：日本建築学会大会学術講演梗概集，1988, p. 23-24.
- 17) 田辺平学，狩野春一：「木造柱梁接合部の強度並びに剛度に関する研究」，日本建築学会論文集，1936, p. 129-138.
- 18) 大熊幹章：「木材および木質材料の曲げにおける両端の支持条件について」，木材学会誌，15 (1), 40-42 (1969).
- 19) 大熊幹章，徳田迪夫，平井信二：「木質材料の曲げにおける支持条件に関する研究」，材料，Vol. 20, No. 218, 1971.
- 20) 安藤直人，平田俊次，平田信也，大熊幹章：「支持条件が棚板の剛性に及ぼす影響について」，木材工業，35 (6), 256-260, (1980).
- 21) 秦 正徳，小松幸平，佐々木光：「半剛接骨組としての木製棚の構造解析」，木材学会誌，23 (9), 434-439 (1977).
- 22) 秦 正徳：「3 次元半剛節骨組としての木製椅子の構造解析」，木材学会誌，31 (10), 807-813 (1985).
- 23) 秦 正徳，佐々木光：「釘打ちパネルのせん断変形と釘点の力学的伝達挙動の解析 (第 1 報)」，木材学会誌，33 (1), 12-18 (1987).
- 24) 佐々木康寿，三浦伸二，竹村富雄：「メタルプレートトラスの非線形半剛節構造解析」，木材学会誌，34 (2), 120-125 (1988).

- 25) 佐々木康寿、竹村富男：「メタルプレートトラスの非線形半剛節構造解析－各種平行弦トラスの場合－」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1988、p. 143.
- 26) 河合直人：「中規模木造用在来型柱－梁接合部の曲げ試験」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990、p. 111-112.
- 27) 竹村富雄、宮部陽子：「木造軸組の柔構造解析（Ⅰ）」、日本木材学会大会研究発表集、1991、p. 247.
- 28) Kikuchi, S., : " Stress and Deformation of Timber Frames with Semi-Rigid Joints. ", Proceedings, 1991 International Conference on Timber Engineering, Vol. 2, Forest Product Research Society, Madison, Wisconsin, p. 383-390, 1991.
- 29) Gizejowski, M. A. and Mansell, M. G., : " Stability and Reliability of Semi-Rigid Timber Trusses. ", 1991 International Conference on Timber Engineering, Vol. 2, Forest Product Research Society, Madison, Wisconsin, p. 375-382, 1991.
- 30) 中島史郎、有馬孝禮、中村 昇：「木質構造の振動機構に関する研究（Ⅰ）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990、p. 179-180.
- 31) 中島史郎、有馬孝禮、中村 昇：「木質構造の振動機構に関する研究（Ⅱ）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991、p. 85-86.
- 32) 中島史郎、有馬孝禮：「木造建築物の振動機構（第1報）」、木材学会誌、37(12)、1144-1149 (1991).
- 33) 中島史郎、有馬孝禮：「木造建築物の振動機構（第2報）」、木材学会誌、37(12)、1150-1156 (1991).

- 34) 尾内俊夫：「ネイルプレートの耐力に関する実験的研究 引張力に対する使用木材の圧縮強度との関係について」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993、p. 941-942.
- 35) 尾内俊夫：「ネイルプレートの耐力に関する実験的研究 (その 2 使用木材の圧縮強度とせん断耐力の関係)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1994、p. 23-24.
- 36) 尾内俊夫：「木材トラスの接合部に関する実験的研究 ネイルプレートと合板ガゼット釘の比較実験」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990、p. 151-152.
- 37) 斎藤透：「ネイルプレート接合による平面トラスの実験的研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995、p. 65-66.
- 38) 北野祥児、定方哲：「木質系立体トラスユニットの接合部に関する研究 (小径間伐材利用による木質系立体トラス構造に関する実験的研究)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991、p. 55-56.
- 39) 川原重明、原田真樹他：「アルミ製ボールジョイントを用いた集成材立体トラスの研究 (その 1) 接合部の引張及び圧縮性能」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1997、p. 53-54.
- 40) 杉浦英樹、定方哲：「トラス部材における鋼板挿入式 2 面せん断ボルト接合に関する実験的研究 (ピラミッド型骨組で構成された木造立体トラス版に関する実験)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993、p. 1003-1004.
- 41) 佐々木康寿、新実恵司、竹村富男：「材端形状を考慮した平行弦トラスの曲げ性能」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1989、p81.

42) 福留重人、宮田修他：「集成材平行弦トラスの曲げ性能」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1990、p. 413.

43) 槌本敬大、中村昇：「木質トラスの振動解析～接合部の違いによる振動特性～」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1991、p. 249.

44) 槌本敬大、中村昇、有馬孝禮：「木質トラスの振動性状の解析」、木材学会誌、41(2)、143-150、1995.

45) 槌本敬大、有馬孝礼、中村昇：「木質トラスの振動解析(Ⅱ)～固有値解析と減衰定数～」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1992、p. 224.

46) 槌本敬大、有馬孝礼：「木質トラスの振動解析(Ⅲ)～動的応答～」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1993、p. 23.

47) 内迫貴幸、中村昇：「接合部にゆるみを有する木造立体トラスの力学性状」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1991、p. 248.

49) 内迫貴幸、徳田迪夫他「立体トラス床パネルの強度性能」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1993、p. 7.

48) 日比優介、佐々木康寿他：「木質複合板に関する研究～トラスパネルの試作とその強度的性質」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1994、p. 394.

50) 内迫貴幸、徳田迪夫他：「立体トラス床パネルの振動特性」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1994、p. 386.

51) 八尋耕亮、定方哲他：「立体トラス部材の接合部の強度と変形挙動の実験～杉と圧縮成形加工した杉について～」、日本木材学会大会研究発表要旨集、

1994, p. 385.

52) 内迫貴幸、徳田迪夫他：「立体トラス床の構造解析」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1995、p. 218.

53) 内迫貴幸、杉浦美奈子：「トラス置換モデルを用いた軸組構法の構造解析」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1996、p. 210.

54) 佐々木康寿、入山朋之他：「トラス構造による木造軸組の水平せん断性能」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1996、p. 209.

55) 五十田博、坂本功他：「木造軸組構法の耐力壁のパネル化に関する研究 その1 実験の概要」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991、p. 113-114.

56) 平野陽子、坂本功他：「木造軸組構法の耐力壁のパネル化に関する研究 その2 実験結果と考察」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991、p. 115-116.

57) 金井頼利、半谷裕彦：「形態制御トラス構造のアクチュエータ配置理論」、日本建築学会構造系論文集 第475号、1995、p. 111-117.

58) Ronald W. Wolfe : " Metal-plate connections loaded in combined bending and tension ", Forest Products Journal, 1990, 40 (9), p. 17-23.

59) Robert H. McAlister : " Tensile loading characteristics of truss plate joists after weathering and accelerated aging ", Forest Products Journal, 1990, 40 (2), p. 9-15.

60) Robert H. McAlister, Timothy D. Faust : " Load/deflection parameters for metal-plate connectors in yellow-poplar and sweetgum structural lumber ", Forest Products Journal, 1992, 42 (3), p. 60-64.

- 61) Jorge Daniel De Melo Moura, Cedric Bastian et al : " The influence of wood density on metal-plate connector mechanical behavior under cyclic loading ", Forest Products Journal, 1995, 45 (11/12) , p. 74-82.
- 62) Rakesh Gupta, K. G. Gebremedhin : " Resistance distributions of a metal-plate-connected wood truss ", Forest Products Journal, 1992, 42 (7/8) , p. 11-16.
- 63) T. D. Skaggs, F. E. Woeste et al : " Safety factors for metal-plate-connected wood trusses : theoretical design versus test specifications ", Forest Products Journal, 1994, 44 (9) , p. 11-18.
- 64) D. Shrestha, S. Cramer et al. : " Simplified models for the properties of dimension lumber and metal-plate connectors at elevated temperatures ", Forest Products Journal, 1995, 45 (7/8) , p. 35-42.
- 65) Douglas C. Stahl, Steven M. Cramer et al : " Behavior of metal-plate-connected trusses with square-end webs ", Forest Products Journal, 1996, 46 (6) , p. 78-84.
- 66) E. George Stern, J. Daniel Dolan, et al. : " Bridge plate girder assembled with continuous connector plates ", Forest Products Journal, 1996, 46 (4) , p. 69-75.
- 67) Ronald Wolfe : " Structural Performance of light-frame truss-roof assemblies ", International Wood Engineering Conference, 1996, (3) p. 263-268.
- 68) Mario Orland Ricalde-Camacho, Victor Ruben Ordonez-Candelaria : " Three dimensional trusses for the aquarium of Veracruz, Mexico ", International Wood Engineering Conference, 1996, (3) p. 331-335.

- 69) Laura K. Brantley, Kenneth J. Fridley, et al. : " Resistance of wood Members and connections to dynamic loading ", International Wood Engineering Conference, 1996, (3) p. 106-113.
- 70) Trent C. Nagele, Kenneth J. Fridley : " Dynamic embedment of metal plate connections ", International Wood Engineering Conference, 1996, (3) p. 91-97.
- 71) Robert N. Emerson, Kenneth J. Fridley : " Resistance of metal-plate-connected truss joints to dynamic loading ", Forest Products Journal, 1996, 46 (5) :83-90.
- 72) 安藤直人、平野 茂 : 「木質構造による立体架構の振動性状 (1)」, 日本木材学会研究発表要旨集, 1986, p. 93.
- 73) 安藤直人、平野 茂 : 「木質構造による立体架構の振動性状 (2)」, 日本木材学会研究発表要旨集, 1986, p. 94.
- 74) 有馬孝禮、岡部 実、丸山則義 : 「柱・梁から成る基本軸組に耐力壁パネルを組み込んだ構造耐力に関する研究 (第2報)」, 木材学会誌, 34(10), 813-819 (1988).
- 75) 山口修由、西山 功、安村 基、室田達郎、坂井英明、阿部市郎 : 「総3階建枠組壁工法住宅の実大構造実験 (その3)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988, p. 11-12.
- 76) 河合直人、中村 寛 : 「民家の強制振動試験」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988, p. 13-14.
- 77) 前川秀幸、鈴木秀三、朝倉 均 : 「枠組壁工法による3階建模型建物の水平加力試験 (第2報)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988, p. 19-20.

78) 前川秀幸、河合直人：「民家の振動特性に関する研究（その1）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989、p. 35-36.

79) 中島史郎、有馬孝禮：「中層木造建築物の振動特性（第1報）」、木材学会誌、36(4)、291-296（1990）.

80) 中島史郎、有馬孝禮、中村 昇、市川淳一郎：「八角形の水平構面を有する木造建造物の振動性状」、木材学会誌、37(2)、128-134（1991）.

81) 後藤正美、鈴木 有：「実大木造住宅の水平加力および自由振動試験」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990、p. 203-204.

82) 中島史郎、有馬孝禮、中村 昇：「中層木造建築物の振動特性（Ⅲ）」、日本木材学会大会研究発表要旨集、1990、p. 420.

83) 中村 昇、中島史郎：「模型における水平構面の剛性が躯体の振動性状に及ぼす影響」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991、p. 87-88.

84) 有馬孝禮、中村 昇、丸山則義、岡部 実：「木質構造における力の伝達と振動性状に及ぼす水平構面と耐力壁の偏在の影響」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989、p. 39-40.

85) 河合直人、前川秀幸：「民家の振動特性に関する研究（その2）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989、p. 37-38.

86) 中村 昇、有馬孝禮、市川淳一郎：「八角形平面を持つ建物の振動実験」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989、p. 33-34.

87) Tuomi, R. L. and McCutcheon, W. J., : " Testing of a Full-Scale House under Simulated Snowloads and Windloads. ", Research paper FPL 234, U. S. Department of

88) 杉山英男、野口弘行、鈴木秀三：「桝組壁工法を用いた実大建物における耐力要素の挙動とその分析（第1報）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1974、p. 1525-1526.

89) 杉山英男、野口弘行、鈴木秀三：「桝組壁工法を用いた実大建物における耐力要素の挙動とその分析（第2報）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1974、p. 1527-1528.

90) 杉山英男、野口弘行、鈴木秀三：「桝組壁工法を用いた実大建物における耐力要素の挙動とその分析（第3報）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1974、p. 1529-1530.

91) 杉山英男、菊池重昭、野口弘行：「実大建物加力試験を通してみた桝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、Vol. 247、p. 11-23、1976.

93) 野口弘行、杉山英男：「桝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）」、日本建築学会論文報告集、Vol. 248、p. 1-12、1976.

92) 野口弘行、杉山英男：「桝組壁工法建物内における層せん断力の流れについて（第2報）」、日本建築学会論文報告集、Vol. 261、p. 13-23、1977.

94) 鈴木秀三、杉山英男、竹村喜次：「桝組壁工法実大建物における耐力壁の挙動分析（第1報）」、日本建築学会論文報告集、Vol. 269、p. 49-59、1978.

95) 鈴木秀三、杉山英男、竹村喜次：「桝組壁工法実大建物における耐力壁の挙動分析（第2報）」、日本建築学会論文報告集、Vol. 271、p. 15-26、1978.

- 96) Boughton, G. N. and Reardon, G. F. , : " Simulated Cyclone Wind Tests on a Timber Frame House " , Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference, Auckland, New Zealand, Vol. II , Timber Design Theory, Institution of Professional Engineers, Wellington, New Zealand, p. 527-534, 1984.
- 97) Buchanan, A. , : " Wood Properties and Seismic Design of Timber Structures " , Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference, Auckland, New Zealand, Vol. II , Timber Design Theory, Institution of Professional Engineers, Wellington, New Zealand, p. 462-469, 1984.
- 98) McDowall, C. G. , : " Qualitative Assessment of Whole House Structural Response to Lateral Wind Loads " , Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference, Auckland, New Zealand, Vol. I , Timber Construction, Institution of Professional Engineers, Wellington, New Zealand, p. 519-526, 1984.
- 99) Sugiyama, H. , Ando, N. , Uchisako, T. , Hirano, S. , Nakamura, N. , : "Full-Scale Test on Japanese Type of Two-Story Wooden Frame House Subjected to Lateral Load", Proceedings, 1988 International Conference on Timber Engineering, Vol. 2, Forest Product Research Society, Madison, Wisconsin, p. 55-61, 1988.
- 100) 杉山英男、安藤直人、内迫貴幸、平野 茂、中村 昇 : 「在来構法木造住宅の実大水平加力試験 (第 1 報)」 , 木材学会誌, 37(4)、316-323 (1991).
- 101) Sadakata, K. , : " Study on Evaluation of a Seismic Performance of Neoconventional Wooden Frame Structures Assembled by using Highly Ductile Connecting Fittings " , Proceedings, 1988 International Conference on Timber Engineering, Vol. 2, Forest Product Research Society, Madison, Wisconsin, p. 73-81, 1988.
- 102) Sakamoto, I. , Ohashi, Y. , and Shibata, M. , : " Theoretical Analysis of Seismic

Response of Wooden Dwellings in Japan ", Proceedings of the Pacific Timber Engineering Conference, Auckland, New Zealand, Vol. II, Timber Design Theory, Institution of Professional Engineers, Wellington, New Zealand, p. 454-461, 1984.

103) 室田達郎、安村 基、坂井英明、阿部市郎：「総3階建て枠組壁工法住宅の実大構造実験（その1）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1988、p. 7-8.

104) 杉山英男、平野 茂、有馬孝禮、中村 昇、古沢 信：「在来軸組構法木造3階建て住宅の実大実験に基いた水平加力抵抗要素の評価」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990、p. 207-208.

105) 平野 茂、古沢 信、杉山英男、有馬孝禮、中村 昇：「在来軸組構法木造3階建て住宅の実大実験における建物全体の挙動」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990、p. 209-210.

106) 古沢 信、平野 茂、杉山英男、有馬孝禮、中村 昇：「在来軸組構法木造3階建て住宅の実大構造実験 局部変形と分布」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990、p. 211-212.

107) 安村 基、室田達郎、永松 恒：「大断面木造3層建物の実大構造実験（その1）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990、p. 213-214.

108) 安村 基、室田達郎、永松 恒：「大断面木造3層建物の実大構造実験（その2）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990、p. 215-216.

109) 岡部 実、丸山則義、有馬孝禮：「柱・梁から成る基本軸組に耐力壁パネルを組み込んだ構造耐力に関する研究（第1報）」、木材学会誌、31(8)、648-656（1985）

110) 中島史郎, 安藤直人: 「湾曲ストレスト・スキン・パネルの水平せん断性能」, 木材学会誌, 35(1), 63-71 (1989)

111) Naik, T. R., Kaliszky, S., and Soltis, L. A., : " Lateral-Torsional Response of Low-Rise Timber Buildings ", Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, Response of Structures, San Francisco, California, p. 663-670, 1984.

112) Gupta, A. K. and Kuo, G. P., : " Modeling of a Wood-Framed House ", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 2, p. 260-278.

113) Moody, R. C. and Schmidt, R. J., : " Lateral Loading of Wood Frame House : Analysis and Performance ", Proceedings, 1988 International Conference on Timber Engineering, Vol. 2, Forest Product Research Society, Madison, Wisconsin, p. 62-72, 1988.

114) Schmidt, R. J. and Moody, R. C., : " Modeling Laterally Loaded Light-Frame Buildings ", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 1, p. 201-217, 1989.

115) 安村 基, 室田達郎, 阿部市郎: 「総3階建て枠組壁工法住宅の実大構造実験(その2)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988, p. 9-10.

116) Kawai, N., Sugiyama, H. and Matsumoto, T., : " The Hand Calculation Method Calculating the Distribution of Horizontal Force to Shear Walls by Considering the Effect of Shear Rigidity of Floor ", Proceedings, 1990 International Conference on Timber Engineering, Vol. 2, Forest Product Research Society, Madison, Wisconsin, p. 510-517, 1990.

117) 杉山英男, 内迫貴幸: 「実大建物試験より求めた合板張り木造床の面内剛性」, 木材学会誌, 37(7), 598-604 (1991).

118) 辻野哲司、小泉章夫：「2 層釘着梁の非線形曲げ解析」、木材学会誌、29 (9):553-557, 1983.

119) 辻野哲司：「釘着片面パネルの非線形曲げ解析」、第 35 回日本木材学会大会研究発表要旨集、p.101, 1985.

120) 神谷文夫：「木質釘着パネルの非線形曲げ解析第 1 報—基本モデルとしての釘着梁の解析—」、林業試験場研究報告、No.329, 121-142, 1984.

121) 神谷文夫：「木質釘着パネルの非線形曲げ解析第 2 報—釘着梁理論の釘着パネルへの適用—」、林業試験場研究報告、No.329, 143-165, 1984.

122) 辻野哲司、平井卓郎：「鋼板側材を用いたボルト接合部の非線形荷重—すべり関係（第 1 報）有限要素法による数値解析」、木材学会誌、29 (12):833-838, 1983.

123) 平井卓郎：「鋼板側材を用いたボルト接合部の非線形荷重—すべり関係（第 2 報）弾性床上の梁理論による数値解析」、木材学会誌、29 (12):839-844, 1983.

124) 平井卓郎：「鋼板側材を用いたボルト接合部の非線形荷重—すべり関係（第 3 報）—計算方法の改良—（英文）」、木材学会誌、31 (3): 165-170, 1985.

125) 平井卓郎：「半剛節接合部を持つ木造フレームの変形挙動—（1）釘打ちガセット接合工法による梁およびラーメン型フレームの曲げ変形—」、北海道大学農学部演習林研究報告、44 (1): 297-326, 1987.

126) 小松幸平：「接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組構造の解析（第 1 報）—解析法の誘導—」、木材学会誌、34 (7): 581-589, 1988.

127) 小松幸平, 前田典昭, 堀江和美: 「接合具の非線形特性を考慮に入れた集成材骨組構造の解析 (第 2 報) - 実験による検証 -」, 木材学会誌, 35 (3): 201-211, 1989.

128) 槌本敬大, 有馬孝禮: 「木質骨組の非線形応答解析 (I) - 接合部の非線形挙動のモデル化 -」, 第 44 回日本木材学会大会研究発表要旨集, p.387, 1994.

129) 下関正義: 「マトリックス材料力学」, p.52-65, サイエンス社, 1985.

130) 秦 正徳, 小松幸平, 佐々木 光: 同上, 23 (9), 434-439 (1977).

131) Mario Paz 原著; 木村欽一訳: 「パソコンで解く 振動と力」, 丸善, 1989.

132) 柴田明德: 「最新耐震構造解析」, 森北出版, p.66-72, 1991.

133) 田治見宏: 建築振動学, コロナ社, 1965.

134) Mario Paz: "Structural dynamics - Theory and Computation - 4th ed.", p.205-217, Chapman & Hall, 1997.

135) 小堀与一: 「実用振動計算法」, 工学図書, 1973.

136) 中島史郎: 「木造軸組構造壁体と構造躯体の動的解析」, 東京大学博士論文, p.152-156, 1991.

137) A. Filiatraut: "Static and dynamic analysis of timber shear wall", Canadian J. of Civil Eng., 17, 643-651, 1990.

- 138) A. Filiatraut, R. O. Foschi : " Finite-strip free vibration analysis of wood floors ", J. of Structural Eng., 116 (8), 2127-2142, 1990.
- 139) 日本建築学会編：「木質構造設計規準・同解説」，技報堂，pp.240-246, 1973.
- 140) 成田敏基，槌本敬大：第 49 回日本木材学会大会研究発表要旨集，p.217, 1998.
- 141) 農林省林業試験場編：木材工業ハンドブック，丸善，1958.
- 142) (財)日本住宅・木材技術センター："3 階建て混構造住宅の構造設計の手引き"，p.175-186, 1993.
- 143) 杉山英男，河合直人：日本建築学会大会学術講演梗概集，1987，p. 1385-1386.
- 144) 西山誕生，槌本敬大ほか 5 名：日本建築学会学術講演梗概集，C-1, 123-124, 1996.
- 145) 槌本敬大：木材工業，51(4)，162-165, 1996.
- 146) 槌本敬大，平野茂，古沢信，有馬孝礼：日本建築学会関東支部研究報告集 (構造系)，105-108, 1995.
- 147) 槌本敬大ほか 3 名：日本建築学会学術講演梗概集，C-1, 125-126, 1996.
- 148) 鈴木兼二，槌本敬大ほか 5 名：日本建築学会学術講演梗概集，C-1, 127-128, 1996.

149) 平野茂、植本敬大他2名：日本建築学会学術講演梗概集，C-1，119-120，1996.

150) 植本敬大：“木造住宅の耐震性—地震被害と実大実験からわかったこと—”，日本建築学会構造委員会。木質構造運営委員会編，p.57-68，1996.

151) 大石照美、寒竹信ほか：第46回日本木材学会大会研究発表要旨集，P.235-236，1997.

152) 例えば，(社)日本ツーバイフォー建築協会：枠組壁工法構造計算指針，p.416，1992.

<参考文献>

・ Yuji Noga (建築家、一色建築事務所所長)：Timber Frame Architecture in Japan — Its Past, Present & Future：国際木質構造会議 (ロンドン) 梗概集，1991.

・ Michael H. Triche (Alabama 大学 Civil Engineering 助教授)，Stanley K. Suddarth (Purdue 大学森林資源学部 Wood Engineering 名誉教授)：Advanced Design of Metal Plate Connectoe Joints：Forest Product Journal 38 (9)：7-12，1988

・ H C Fu, M Seckin：Behavior of New And Forty Year Old Member Connections in Timber Warren Truss：国際木質構造会議 (ロンドン) 梗概集，1991.

・ 前田展昭：木製トラスの設計と実用化；ウッドイエージ，39 (9)，1991

・ 宮島寛 ((社) 北方林業会会長)：どう進むか、これからの林産業—森林資源との関連において。39 (3)，1991

・ 杉山英男、河合直人：日本建築学会大会学術講演梗概集，1987，p. 1385-1386.

・ 中島史郎、有馬孝礼：木材学会誌，38 (5)，433-441 (1992).

・ 鈴木秀三ほか2名：日本建築学会大会学術講演梗概集，1988，p. 23-24.

