

木質パネル構造に関する研究 (第3報)

解析的手法による耐力壁の評価法

神谷 文夫⁽¹⁾・平嶋 義彦⁽²⁾畑山 蟻男⁽³⁾・金谷 紀行⁽⁴⁾

Fumio KAMIYA, Yoshihiko HIRASHIMA, Yoshio HATAYAMA and
Noriyuki KANAYA : Studies on Wood-Panel Construction (III)
Evaluation of a shear wall by analytical method

要 旨 : 本報は、面材を釘打ちして構成した耐力壁の性能を合理的に評価する方法の一つとして、面材を張り付けている釘接合部の荷重-変位曲線などから、壁の剪断性能を解析的に評価することを試みたものである。

対象とした壁は、スギ間伐木の製材で枠を組み、これに厚さ 7.5mm の構造用合板を釘打ちしたものである。

間伐木を利用した建物では、乾燥に伴う狂いの対策として、未乾燥状態のうちに施工を完了させてしまう方法が採られている。しかしながら、このような施工法は、枠材の乾燥に伴って釘接合部にゆるみを生じ、壁の剪断性能を低下させることが予想される。

本研究の前半では、釘接合部の一面剪断試験を行って、その接合特性の母集団を推定するとともに、枠材の乾燥による接合性能の低下を調べた。後半では、これらの実験データを基に、耐力壁の剪断性能を計算した。その結果、枠材の乾燥による耐力の低減係数として 0.6 を得た。また、マルチプルメンバの考え方を導入して、下限品質を考慮した低減係数は不要であるとの結論を得た。以上から、上記仕様による耐力壁の倍率(許容剪断力)として、2.5 を提案した。

1. は じ め に

面材を枠材、あるいは柱・梁に釘打ちして、面材の剪断抵抗に耐力を期待する耐力壁は、各種面材の開発と共に盛んに用いられるようになり、最近では枠組壁工法だけでなく、在来工法にもみられるようになってきた。本研究の対象である、スギ間伐木を利用した 7×7 工法も構造用合板を用いた耐力壁で構成されている⁽¹⁾⁽²⁾。

この種の耐力壁では、面材を張り付けている釘が、その耐力壁に負荷される水平力の全てを伝達するので、その接合部の剛性と強度が、耐力壁の剪断性能を大きく左右することになる。したがって、こうした接合部の特性を調べることは、耐力壁の性能を把握する上で、非常に重要なテーマとなる。

こうした面材の釘接合特性についての研究は、古くから行われてきたが、まだよく整理されておらず、また量的にも不十分である。今日、構造用として用いられている面材の種類は多く、しかも釘接合部の特性に影響を与える因子も多くあるので、系統的な実験を計画する必要がある。

ところで、釘接合部の特性と、接合によって構成された耐力壁の性能との関連が捉えられなければ、釘接合の研究は十分に生かされないであろう。筆者らは、この目的の下に、耐力壁の剪断性能を釘接合部の剪断特性などから解析的に求める理論を誘導した⁽³⁾。

本研究では、スギ間伐木を利用した耐力壁を対象に、前半では、釘接合部の剪断特性のバラツキや、材料の比重や含水率がその特性に及ぼす影響などを実験的に調べ、後半では、その結果を基に、上述の理論を用いて、耐力壁の剪断性能を解析的に評価することを試みた。

2. 研究の背景と問題点

面材の釘接合部の特性に影響を与える因子は多いが、それらを列挙すると、

- (1) 材料条件——杵材、面材の比重や含水率など。
- (2) 施工条件——打ち込み速度や釘頭のめり込み程度など。
- (3) 釘打ち時、あるいはその後の環境条件——含水率変化によるゆるみや、乾燥による割れなど。
- (4) 荷重の履歴——繰り返し荷重や継続荷重。
- (5) 劣化——釘の錆や、杵材・面材の劣化。

などがある。

ところで、現行の壁倍率（許容剪断力）の評価方法は、実大規模の壁単体を試験して、実験的に算定する方法である。しかしながらこの試験は、試験体や装置が大型となり、試験費用がかさむために、大量の実験を行うことができない。ちなみに、建設省総合プロジェクト²⁾の中で提案された耐力壁の試験方法では、試験体数を4とし、バラツキによる低減係数3/4を乗じて、壁倍率を算定することになっている。これは、木材の許容応力度等が、実に大量の試験データから算定されているのに比べると、非常に荒い扱い方である。この程度の試験体数では、そのときの材料条件等に、算定結果が大きく左右される。例を示すと、厚さ7.5mmの構造用合板を張った杵組壁工法の耐力壁の、建設省総合プロジェクト²⁾での壁倍率は2.78であるが、筆者らの実験では、3.81³⁾、4.27⁴⁾といった値がでている。これは、主として材料条件（比重など）の違いによると推察される。

このように、壁単体の実大実験から、耐力壁の性能を正確に求めることは事実上不可能であり、このことが、小型で容易な釘接合部の試験を行って、解析的手法で耐力壁の性能を評価しようと試みる所以である。

なお、今回の研究では、考慮する影響因子として、上記の(1)と(3)をとりあげた。

3. 釘接合部の試験

3.1 試験体と試験方法

合板を添板とし、スギ間伐木製材を主材とする釘接合部の、一面剪断試験を行った。合板は、厚さ7.5mmの構造用合板（ラワン、1級）で、釘はCN 50（コーティングなし）を使用した。主材は心持材であり、釘は、ほぼ半径方向に打たれることになる。

試験は、母集団を推定し、比重等の影響を調べる試験と、主材の含水状態（生材か乾燥材か）の影響を調べる試験の、二つのシリーズから成っている（Table 1 参照）。各試験について以下に説明する。

a. 母集団を推定する試験

筆者らは、スギ間伐木を利用した耐力壁について、過去に実験的研究⁵⁾を行ったが、そのときの試験体製作にあたって、多くのスギ間伐木製材と合板とを使用した。これらの材料は、品質が広範囲にバラついており、再使用することにより、本研究に好都合な材料となった。

Table 1. 釘接合試験体の比重と含水率
Specific gravity and moisture content of nailed joint test specimens

試験体 Test specimen	試験体数 Number	主 材 Stud			合 板 Plywood	
		比 重 Specific gravity in air dry	含 水 率* Moisture content (%)		比 重 Specific gravity in air dry	含 水 率* Moisture content
			釘 打 時 At nailing	試 験 時 At testing		
T	97	0.23~0.56	14~17	14~17	0.44~0.61	9~13
W-W	7	0.43~0.48	17~19	17~19	0.54~0.58	9~12
W-D	7	0.41~0.48	17~19	14~15	0.54~0.58	9~12
D-D	7	0.41~0.48	14~15	14~15	0.54~0.58	9~12

* 全乾法による。Obtained by oven dry method.

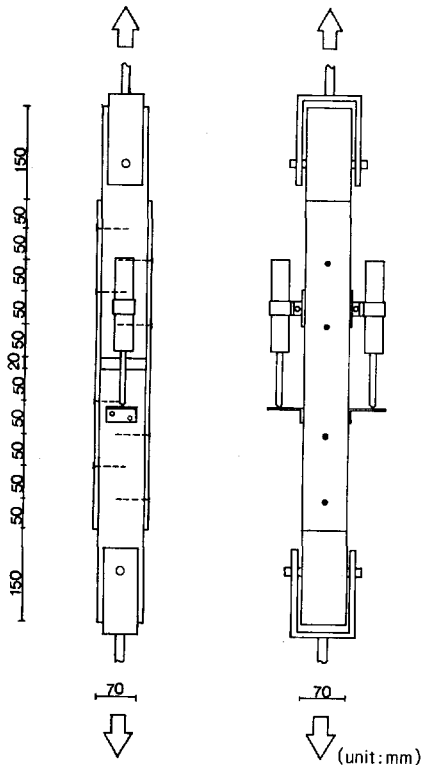


Fig. 1. 釘接合部の一面剪断試験
(試験体T)

Nailed joint test for test specimen, T.

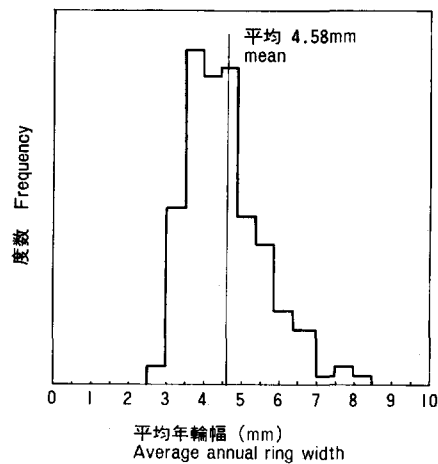


Fig. 2. スタッドの平均年輪幅の分布
Frequency distribution of averaged annual ring width of the studs.

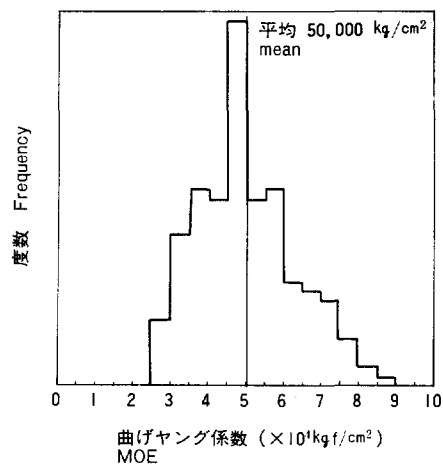


Fig. 3. スタッドの曲げヤング係数分布
Frequency distribution of MOE of the studs.

試験体を解体して得られた縦桹（断面 7×7 cm, 長さ 266 cm）から任意に 100 本を選び、これを所定の寸法に切断して、釘接合試験体（Fig. 1 に示す）の主材として。この間伐木は福島県の産で、参考として生材時における平均年輪幅と曲げヤング係数の分布を Fig. 2, 3 に示した。材料をとり出す元となった耐力壁は、桹材が生材であるうちに製作され、約 3 か月間、屋内において自然乾燥させた後、試験に供したので、釘接合試験体の主材となったときの含水率は、平均で 14.8% と、ほぼ安定した状態であった。なお、この桹材は心持ちであるために、1～2 本の比較的大きな割れが入っていた。添板は、この割れの入った面を避けて打ちつけた。

添板は、壁試験体を解体して得られた 55 枚（寸法 $910 \times 2,730$ mm）の合板から、それぞれ 1～2 組を切り出した。その際、桹材が接していた部分は避けるようにした。

試験は、引張型（Fig. 1, Photo. 1 参照）とし、試験体製作後 3～11 日の間に行った。なお、この試験を以後記号 T であらわすこととする。

b. 含水状態の影響を調べる試験

間伐木製材は、乾燥によって大きな狂いが生じる。狂いがあると、施工に不都合を生じるので、 7×7 工法では、生材状態のうちに施工を完了させてしまう方法を探っている。また、桹組壁工法や在来工法でも、最近では木材を未乾燥のまま用いるのが普通になってきた。

このように、未乾燥状態で打たれた釘接合部は、乾燥にともなって、割れやゆるみが生じ、接合の剛性や強度が低下することが予想される。

ここでは、釘打ち時、および試験時の乾燥状態を考慮して、次の三つの試験条件を設定した。① 未乾燥材に釘打ちし、3 日後に試験する（試験体記号を W-W とする）。② 未乾燥材に釘打ちし、屋内に 5 か月間（4 月～9 月）放置して乾燥させた後、試験する（W-D）。③ 材料を②と同じ条件で乾燥させた後、釘打ちし、3 日後に試験する（D-D）。

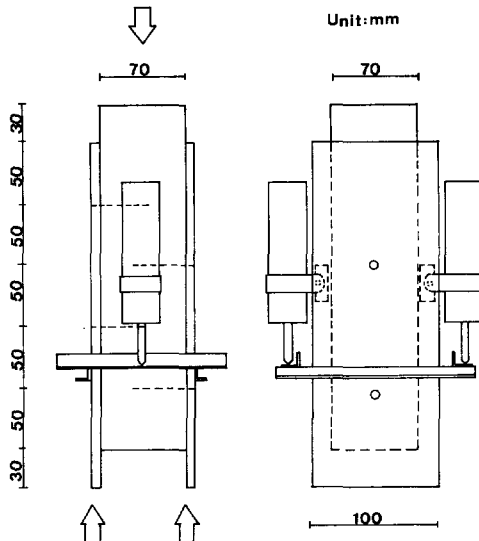


Fig. 4. 釘接合部の一面剪断試験（試験体 W-W, W-D, D-D）

Nailed joint test for test specimens, W-W, W-D and D-D.

試験体は、Fig. 4 および Photo. 2 に示すように圧縮型とした。T シリーズの試験と異なり圧縮型に変更した理由は、引張型試験では、添板－主材間の迂り量が 2 枚の添板で異なり（各釘の変形が一定にならない）、また、各釘の抵抗力が異なることから、試験体の中央附近に偏心モーメントが発生し、“く”の字型の変形を生じたからである。圧縮型の場合、各釘の変形量は比較的一定に保たれると思われる。ただし、引張型と圧縮型のいずれの方法によっても試験結果に大きな違いはないとの報告⁷⁾があるので、試験法の変更による影響はないものとみなした。

縦桹の長さは約 2.7 m であるが、試験体の主材は 28 cm と短い。乾燥による水分の蒸発は、木口面から最も多く行われるので、長さの短い釘試験体では、乾燥は急速に行われると予想され

る。この対策として、②、③の試験体では、主材の両木口面を、シリコン樹脂のシーリング材でシールした。

この試験に用いたスギ間伐木は、徳島県の産で、伐採後約9か月経た丸太2本から、Fig. 5 のように木取った。丸太のままでの放置期間が長く、製材時の含水率は17~18%と

低かったが、これは心材部が大部分を占めているためもある。この含水率から、この材料が生材であるとはいいがたいが、①の試験(W-W)を終了した時点で、割れはまだ見られなかったもので、ここでは未乾燥材として扱うこととした(Photo. 3 参照)。

3.2 釘接合部試験の結果と考察

3.2.1 バラツキと比重の影響

Fig. 6 は、T シリーズの試験体の各変位(主材と合板とのり)時における釘剪断力の最大値、平均値(このデータを記号 T-M で表わす)、下限5パーセンタイル値(同、T-5)、最小値を示したものである。これをみると、スギ間伐木の釘接合剪断耐力(以下、釘剪断力と称す)は広範囲のバラツキを有していることがわかる。

このバラツキは、主として主材および合板の品質に起因していると思われる。そこで、主材および合板の比重を説明変数として、重回帰分析を行った。重回帰式は

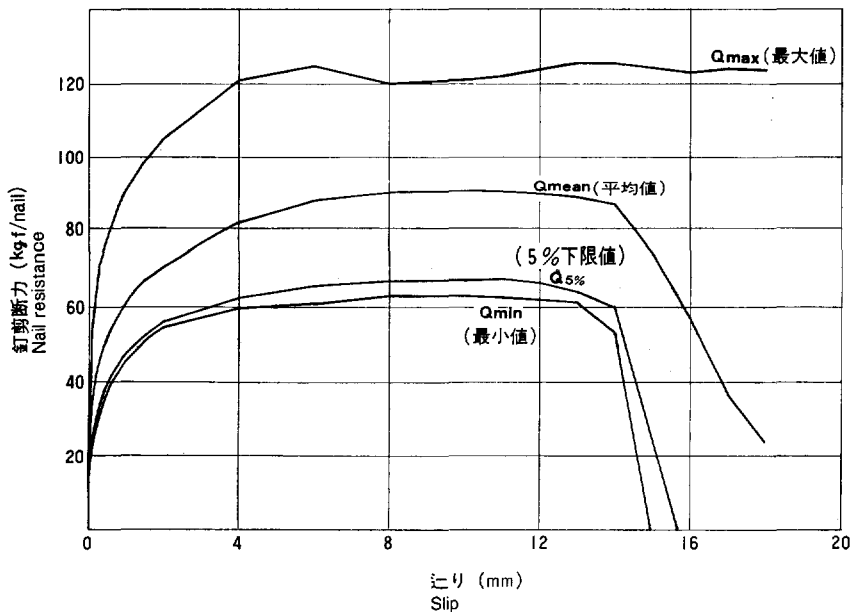


Fig. 6. T試験における釘剪断力—りり曲線
Load-slip curves for test specimens, T.

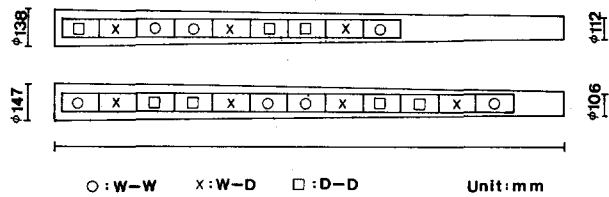


Fig. 5. W-W, W-D, D-D 試験体スタッドの
木取り方法

Sampling method of test specimens, W-W,
W-D and D-D.

$$Y = b_p X_p + b_s X_s + b_0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$Y = Q_s, Q_{\max} \text{ or } \delta(Q_{\max})$$

である。

ここで、 b_p 、 b_s は偏回帰係数、 b_0 は偏回帰定数、 X_p 、 X_s はそれぞれ合板、主材の比重、 Q_s は変位 δ mm 時の釘剪断力 (kg f/本)、 Q_{\max} は最大釘剪断力 (kg f/本)、 $\delta(Q_{\max})$ は Q_{\max} 時の変位 (mm) である。

分析の結果を Table 2 に示した。偏回帰係数の検定結果は、ごく一部の場合を除き、5% の危険率で有意であった。

各変位時における、釘剪断力の回帰係数、回帰定数を Fig. 7 にプロットした。偏回帰係数 b_p 、 b_s は、

Table 2. 重回帰式の回帰係数および相関係数

Regression coefficients and correlation coefficient

$$Y = b_p X_p + b_s X_s + b_0$$

Y	b_p	b_s	b_0	R	Y	b_p	b_s	b_0	R
$Q_{0.05}$	61.9	34.5	- 20.6	0.489	Q_{10}	147.5	119.5	- 37.2	0.500
$Q_{0.1}$	85.5	50.9	- 33.1	0.566	Q_{11}	152.4	111.1	- 36.4	0.493
$Q_{0.2}$	83.1	59.8	- 27.8	0.570	Q_{12}	153.1	83.6	- 26.1	0.430
$Q_{0.4}$	87.3	70.8	- 26.2	0.595	Q_{13}	168.8	57.7	- 25.4	0.406
$Q_{0.6}$	89.3	77.5	- 24.8	0.607	Q_{14}	173.8	29.7	- 18.8	0.379
$Q_{0.8}$	92.4	80.5	- 23.9	0.610	Q_{15}	221.4	-188.4	31.6	0.425
$Q_{1.0}$	95.4	84.2	- 24.0	0.611	Q_{16}	189.3	-293.8	73.8	0.417
$Q_{1.5}$	93.0	97.8	- 22.2	0.587	Q_{17}	352.2	-304.8	- 29.4	0.507
Q_2	94.4	95.2	- 18.2	0.578	Q_{18}	337.6	-131.2	-104.7	0.374
Q_4	108.3	126.2	- 27.1	0.569	Q_{\max}	161.3	135.0	- 46.3	0.524
Q_6	123.5	141.2	- 35.8	0.563	$\delta(Q_{\max})$	18.7	- 17.1	8.4	0.290
Q_8	142.4	134.5	- 40.9	0.539					

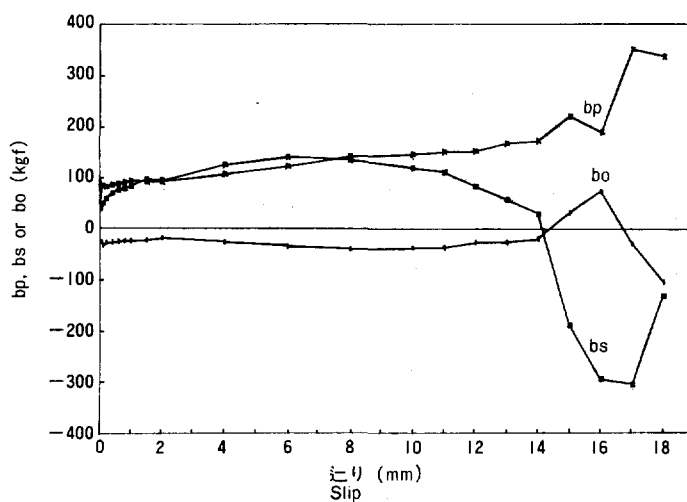


Fig. 7. 回帰係数と回帰定数の変化

Variation of regression coefficients and constant.

釘接合耐力における, 合板, 主材の貢献度を示していると考えられる。また, Y を Q として, 式 (1) を変位 δ で微分すれば,

$$\frac{dQ}{d\delta} = \frac{db_p}{d\delta} X_p + \frac{db_s}{d\delta} X_s \quad \dots\dots\dots (2)$$

が得られ, 偏回帰係数の微分値, $db_p/d\delta$, $db_s/d\delta$ (Fig. 7 におけるプロットの傾き) は, 変位の進行にともなう釘剪断力の増減 (Fig. 6 の曲線の傾き) における, 合板, 主材の貢献度を示すことになる。したがって, Fig. 6 と Fig. 7 を合わせてみていけば, 釘接合部の変形メカニズムを示唆する興味ある知見が得られる。

まず偏回帰定数 b_0 は, 合板, 主材の比重がゼロのとき $Q=0$ なので, 本来ゼロになるべきである。しかし, b_0 はゼロではなく, これは合板, 主材の比重だけで説明しきれない部分があることを示しているが, 幸にして, 変位 0~14 mm の区間ではほぼ一定なので, 以下の推論の妨げにはならないであろう。

はじめに, 初期変位 0~1 mm の区間についてみる。後に述べるが, 壁に許容荷重が働くとき, 合板を張り付けている釘の変位は, ほぼこの範囲にある。その意味で非常に重要な区間である。まず偏回帰係数をみると, $b_p > b_s$ である。したがって, この区間では, 主材より合板の比重を高くした方が, 釘剪断力は増す。次に微分値であるが, Fig. 6 にみるように, この区間は, 変位の進行にともなう釘剪断力の増加割合が急速に減少していく過程にある。微分値は $db_s/d\delta > db_p/d\delta$ で, 釘剪断力の増加割合の低下を押えるには, 主材の比重を高くすれば効果が大きいことを示している。

次の区間 1~8 mm では, $b_p \approx b_s$ で, 釘剪断力における貢献度は, 合板, 主材とも同程度である。しかしながら, 微分値をみると, $db_p/d\delta$ はほぼ一定であるが, $db_s/d\delta$ は徐々に減少し, 6 mm 附近でゼロになり, それ以後は負に転じている。これは, 変位が進行しても釘剪断力が上昇しないことを示している。

変位 8 mm 以上の区間では, b_p は同じ程度の上昇を続けるが, b_s は急速に減少していき, 変位 14 mm を越えると負に転じる。実験における接合部の終局的な破壊は, 釘頭による合板のパンチングシアであったが, b_p , b_s の傾向はこの破壊形態をよく物語っている。すなわち, 合板の比重が高いほど, パンチングシアに対する抵抗力が強いので釘剪断力は高く, 主材の比重が高いほど, 少ない変位で荷重が高くなるので, 合板がパンチングされるときの変位は小さくなる。その結果, この変位区間における接合耐力の減少となる。

同じことが, $\delta(Q_{max})$ の回帰式からも窺える。すなわち, $b_s < 0$ で, 主材の比重が高いほど小さな変位で最大荷

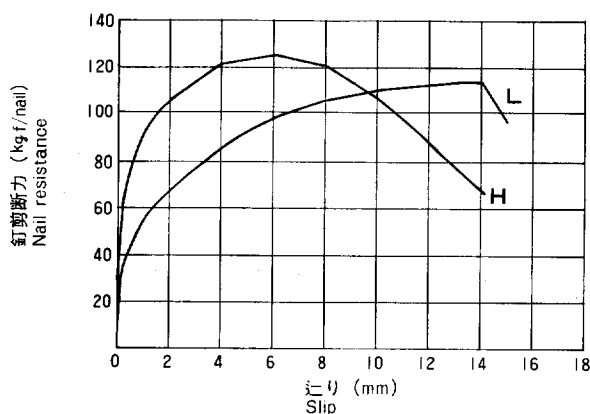


Fig. 8. 主材比重の影響による釘接合特性の違い
Two typical load-slip curves of nailed joint.

H ; 主材比重 0.557, 合板比重 0.513

L ; 主材比重 0.389, 合板比重 0.513

Specific gravity H ; Stud 0.557, Plywood 0.513

L ; Stud 0.389, Plywood 0.513.

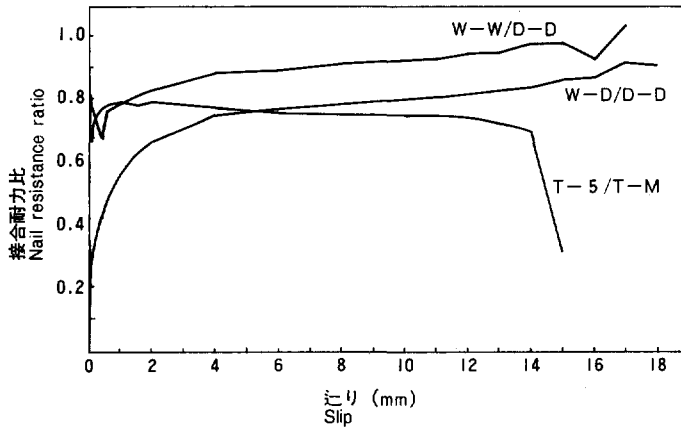


Fig. 9. 各変位時における釘接合耐力比
Plots of nail resistance ratio.

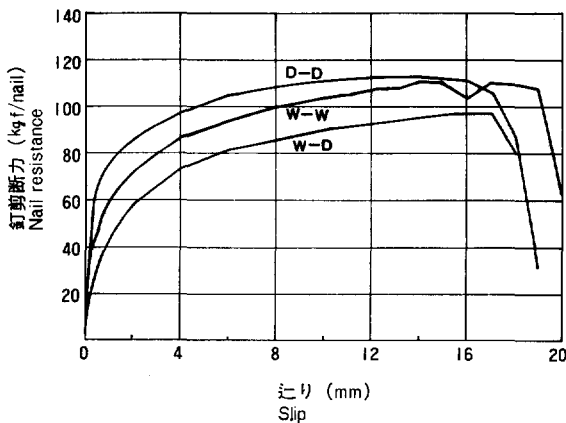


Fig. 10. 含水状態が釘接合部特性に及ぼす影響
Effect of stud moisture content on
load-slip curve of nailed joint.

下限 5 パーセントイル値の比を Fig. 9 の T-5/T-M に示した。

3・2・2 含水状態の影響

3 種類の条件下における試験結果を Fig. 10 に示した。

釘剪断力の大きい順は、D-D (乾燥材、釘打後すぐ試験) > W-W (未乾燥材、釘打後すぐ試験) > W-D (未乾燥で釘打ち、乾燥後に試験) となるが、特に注目すべきは、W-D における初期耐力の低さである。

Fig. 9 に D-D を基準として、W-W, W-D の釘剪断力比をプロットした。これを見ると、変位 0~2 mm の範囲で、W-W/D-D は 0.7~0.8, W-D/D-D は 0.2~0.7 となっている。

W-D で初期耐力が低い理由は、釘がスプリングバックを生じて、合板と主材の間に 1 mm 前後の間隙が生じたことが大きい (Photo. 5)。また、釘を打った場所に、乾燥にともなう割れが入ったことも影響していよう (Photo. 4, 5)。なお、W-D 試験体で、釘の錆はほとんどみられなかった。

乾燥に伴う釘剪断力の減少は、壁の許容耐力算定にあたって考慮すべき重要な問題である。

重に達することを示している。

以上の推論をよく示す代表的な $Q-\delta$ カーブを Fig. 8 に示した。合板の比重は同程度 (0.513) であるが、主材の比重は、H が 0.557, L が 0.389 である。H は L が最大釘剪断力に達する半分以上の変位で最大釘剪断力に達している。釘剪断力は、変位 10 mm 以下で $H > L$, 変位 10 mm 以上で $H < L$ となっている。

Q_{max} の回帰式では、 $b_p \approx b_s$ で、合板、主材の貢献度は同程度である。

最後に、全試験体の平均値に対する

4. 解析的手法による耐力壁の評価

この項では、前項の釘接合部試験の結果を基に、耐力壁の剪断性能の評価を行った。

4.1 壁の理論式

ここで用いる理論⁹⁾について簡単に説明する。この理論は、耐力壁の純粋な剪断を扱っており、計算結果は、タイロッドを用いた方法で試験されたときの荷重と、剪断歪み γ (見掛けの剪断歪みより壁の回転変形を差し引いた歪み) との関係に相当する。

壁の剪断歪み γ は、面材自身の剪断歪み γ_s と、面材-枠材の釘接合部の迂りによって生じる剪断歪み γ_N との和として求められる。

$$\gamma = \gamma_s + \gamma_N \quad \dots\dots\dots (3)$$

γ_s は、面材内に剪断力が等しく分布すると仮定して、初等力学の公式から求められる。

γ_N の誘導は、本理論の最大のポイントとなっており、力の釣り合い条件と変形の適合条件から計算するのであるが、釘接合部の荷重と変位の関係が非線形であるために、コンピュータを用いる繰り返し計算法によることとなる。しかしながら、面材の寸法比が2～3の場合、机上で計算が可能な近似式を適用することもできる。

間伐木を使用した耐力壁に対する、理論の適合性を Fig. 11 に示した。試験体および実験値は、既に報告した研究⁹⁾の中の記号 T₃-2PO のものである。

4.2 評価の対象とする壁の構成

耐力壁の剪断性能は、その構成方法によって影響を受けると予想される。あらゆる構成の壁について検討することは、問題の焦点をぼかしてしまうことにもなるので、ここでは対象とする壁の構成を数種類にしばった。

まず面材の張り方であるが、横張りよりも縦張りの方が一般的であるので、縦張りとした。

次に壁高であるが、7×7工法では2.73 mとなっている。しかし場合によっては2.42 m も考えられなくはない。また合板寸法は、3×9 (910×1,820 mm) あるいは3×8の1枚張り、(3×6)+(3×3) あるいは(3×6)+(3×2)の継ぎ張りが考えられる。これらの影響を調べたのが Fig. 12 である。釘データは T-M、合板の剪断弾性定数は 4,000 kg f/cm²、釘間隔は外周で 100 mm、中通りで 200 mm とした。また合板を継ぎ張りした壁では、1枚の合板を張った部分毎に計算し、縦枠の曲げ変形は無い (剪断歪みが各部分について同じ) との条件の下で、剪断力を合成した。グラフは、変形が大きくと若干の違いがあるが、問題と

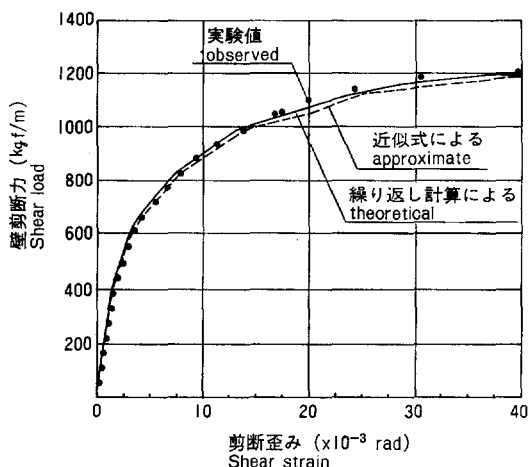


Fig. 11. 理論の適合性
Validity of the theoretical procedure for predicting racking performance of wall.

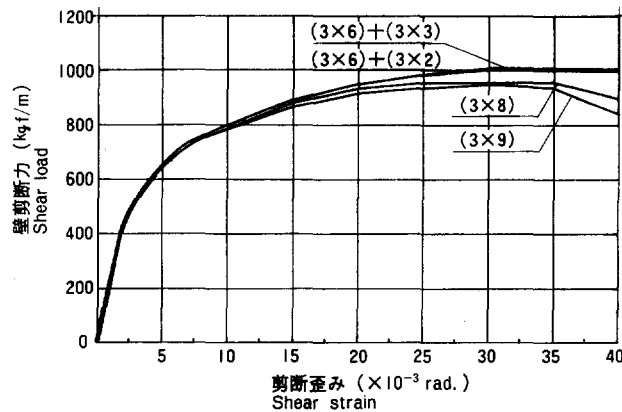


Fig. 12. 壁高および合板の張り方の影響
Effect of wall height and application of plywood.

Table 3. 計算した耐力壁の面内剪断性能
Calculated results of wall racking behavior.

壁 構 成* Wall construction				釘データ Nail data	γ = 1/300 rad のとき when γ = 1/300 rad			
記 号 Mark	縦枠間隔 Stud spacing (mm)	釘 間 隔 Nail spacing (mm)			剪 断 力 Shear load (kgf/m)	耐 力 比 Load ratio	δ _c (mm)	γ _N /γ
		外 周 Perimeter	中 通 り Inter-mediate					
A	303	100	200	T-M	602	1	0.474	0.349
				T-5	499	0.828	0.629	0.460
				W-W	566	0.813	0.529	0.388
				W-D	414	0.595	0.756	0.553
				D-D	696	1	0.337	0.247
B	455	100	200	T-M	543	1	0.550	0.412
				T-5	480	0.885	0.708	0.508
				W-W	523	0.816	0.571	0.433
				W-D	377	0.588	0.793	0.589
				D-D	642	1	0.404	0.304
C	455	150	150	T-M	384	1	0.783	0.583
				T-5	309	0.805	0.844	0.664
				W-W	378	0.806	0.793	0.589
				W-D	269	0.574	0.947	0.709
				D-D	469	1	0.659	0.493

* 合板は $910 \times 2,730 \text{ mm}$ を縦張りした。

Size of plywood is 3' by 9' and it's application is vertical.

なる $1/300 \text{ rad}$ 附近では、ほとんど差が無いことを示している。したがって、ここでは壁高を 2.73 m とし、合板寸法は 3×9 とした。

釘間隔、縦枠間隔を考慮して、最終的に Table 3 に示す3種類 (A, B, C) の壁を計算対象とした。縦枠間隔 303 mm の構成は、開口部に隣接して配置されたときの、風圧力に対する曲げ剛性を考慮したものである。また合板の剪断弾性定数は、木構造設計基準の推奨値、 $4,000 \text{ kg f/cm}^2$ を使用した。

4.3 耐力壁の評価

耐力壁の剪断性能を評価する式として、式

$$P = K_1 \cdot K_2 \cdot \dots \cdot K_n \cdot P_0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

を考える。ここで、 P は評価された耐力、 $K_1 \sim K_n$ は低減係数、 P_0 は基準となる耐力で母集団の平均値である。

低減係数としては色々考えられようが、条件によらず必ず関係するものだけを選ぶと、下限品質を求める低減係数 (K_L とする) と、乾燥にともなう低減係数 (K_D とする) の二つになる。したがって、許容耐力を求める式は、

$$P = K_D \cdot K_L \cdot P_0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

となる。

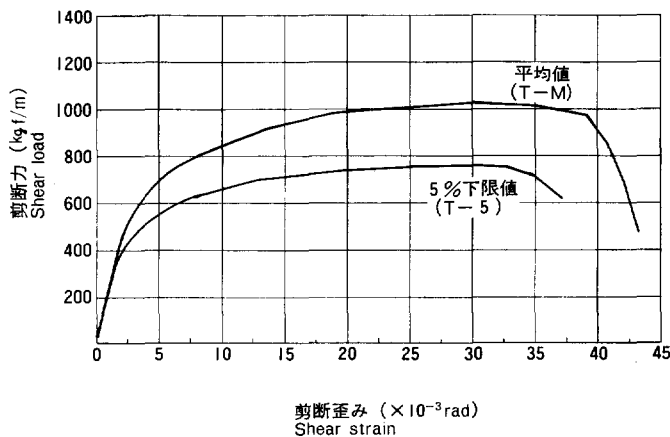


Fig. 13. 計算した壁の面内剪断性能 (壁構成B, 釘データ T-M, T-5)
Calculated load-strain curves of wall (construction; B, nail data; T-M and T-5).

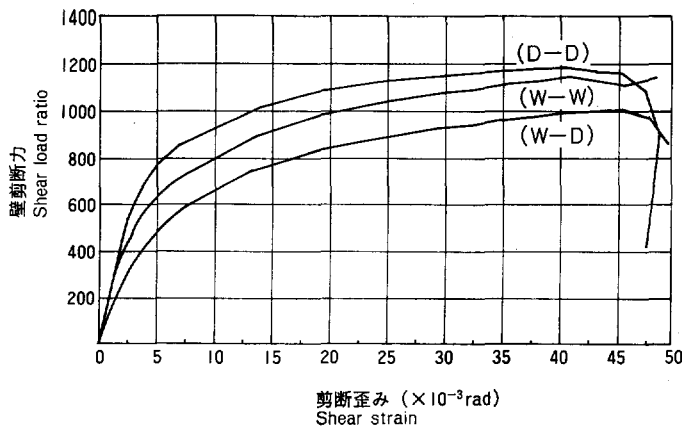


Fig. 14. 計算した壁の面内剪断性能 (壁構成B, 釘データ W-W, W-D, D-D)
Calculated load-strain curves of wall (construction; B, nail data; W-W, W-D and D-D)

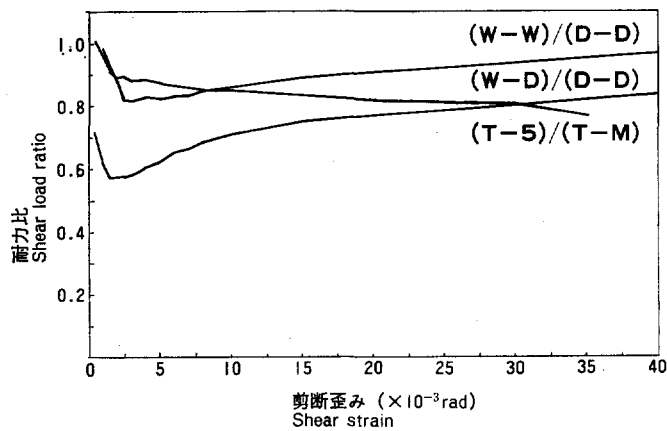


Fig. 15. 耐力比と剪断歪みの関係 (壁構成 A)
Shear load ratio vs. shear strain (construction; A).

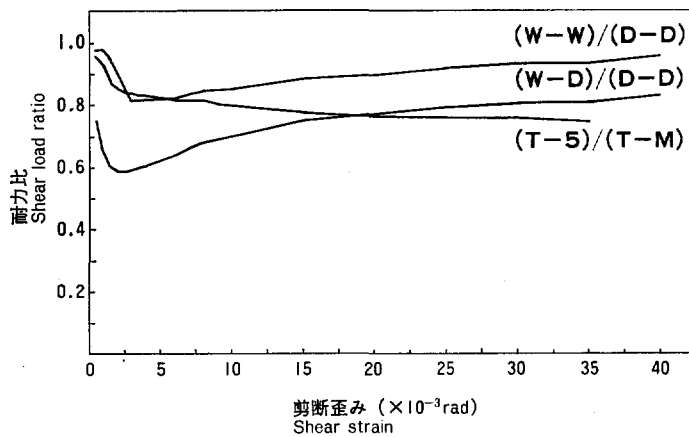


Fig. 16. 耐力比と剪断歪みの関係 (壁構成 B)
Shear load ratio vs. shear strain (construction; B).

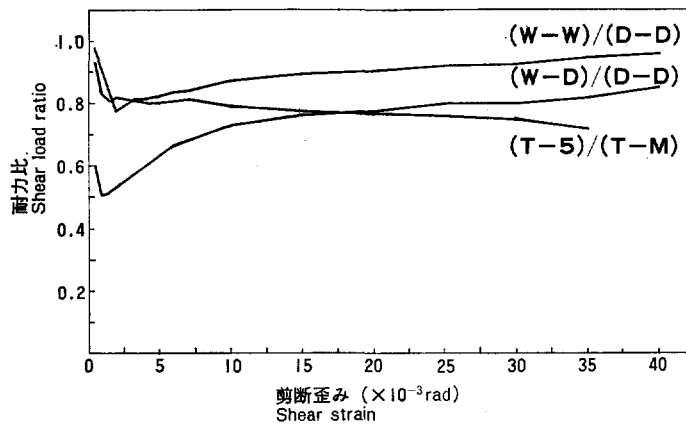


Fig. 17. 耐力比と剪断歪みの関係 (壁構成 C)
Shear load ratio vs. shear strain (costruction; C).

耐力壁の剪断性能は、釘接合部の剪断特性と面材（ここでは合板）の剪断弾性定数とから計算されるが、ここでは合板の剪断弾性定数は、接する枠材の含水状態による影響を受けないものと仮定した。したがって、低減係数 K_D , K_L は、釘接合部だけに關する係数となるが、釘接合部の試験だけでは求め得ない。その理由は、接合部の剪断特性が非線形をなすために、一概に接合耐力の比を求めることができず、さらに、壁の剪断歪みは、面材自体の剪断歪みを含むために、釘接合部の迂りによる剪断歪みに一次比例しないからである。すなわち、低減係数 K_D , K_L は、各条件における釘接合部のデータをインプットして、その条件での壁の剪断特性を計算し、それらを比較することによって求めなければならない。

計算した壁の剪断特性の例を Fig. 13, 14 に示した。また、条件の違いによる耐力の比を各構成の壁について Fig. 15~17 に示した。ここで、釘データ, T-M を用いて計算した壁の剪断耐力を (T-M) の様にカッコを付けて表わすこととする。

グラフをみれば明らかなように、耐力比は剪断歪みに對して一定ではない。釘接合部データとして平均値を用いた場合に対する、5% 下限値を用いたときの耐力比 (T-5)/(T-M) は、剪断変形が進むにつれて減少傾向を示す。また、乾燥状態に対する未乾燥状態の耐力比 (W-W)/(D-D)、乾燥による耐力低減 (W-D)/(D-D) は、壁の構成によって、剪断歪み $1 \sim 4 \times 10^{-3}$ rad 附近で最小となる。この原因は、釘接合部の初期耐力の低さにある (Fig. 9 参照)。最小値での歪みは、構成 $A > B > C$ の順に小さい。これは釘本数が少なくなる順である。

壁の許容耐力は、剪断歪みが $1/300$ rad のときの耐力を基準に定められる。Table 3 には、このときの剪断力、各条件におけるその比、コーナ釘 (合板を止めている釘の中で最大の迂りを生ずる) の迂り δ_c , γ_N/γ (釘の迂りによって生じる剪断歪みの、壁全体の剪断歪みに占める割合) などを示した。

δ_c は、 $0.34 \sim 0.95$ mm の範囲にあり、多くの釘を打った構成の壁であるほど、また、釘接合部耐力が高いほど小さくなる。 γ_N/γ は、 $0.25 \sim 0.71$ の範囲にあり、当然ながら δ_c とは比例の関係にある。 δ_c の範囲は、釘接合部の試験を行うときに重要な参考データとなる。すなわち、静的な試験に限らず、接合部の繰返し荷重や動的な荷重に対する性能を調べるときは、与える変位をこの範囲で設定すれば良い。 δ_c は、壁の構成や釘接合部耐力の他に、面材の厚さや剪断剛性の影響を受ける。しかしながら、 δ_c と γ_N とは強い相関があるので、それらの影響を考慮に入れても、その最大にとりうる値を推定することができる。すなわち、 3×6 または 3×9 の合板を用いた場合、 δ_c のとりうる値は 1.4 mm 程度である。

Table 4. 基準耐力, 低減係数および壁倍率
Basic load, factors and allowable load

壁構成 Wall construction	P_0 (kgf/m)	K_L	K_D	P (kgf/m)	壁倍率* Multiplier
A	602	0.83 (1)	0.60	300 (361)	2.31 (2.78)
B	543	0.89 (1)	0.59	285 (320)	2.19 (2.46)
C	384	0.81 (1)	0.57	177 (219)	1.36 (1.68)

(): $K_L = 1$ としたとき。When $K_L = 1$.

*: 許容耐力はこの値に 130 kgf/m を乗じて得られる。

Allowable load (kgf/m) is obtained by multiplying this value by 130.

T シリーズの釘接合部の試験結果を、同接合部性能の母集団とみなす。また、下限品質係数 K_L を、仮に、5% 下限の釘データ、T-5 を用いて求めることにする。したがって、1/300 rad 変形時における (T-M) が P_0 に、(T-5)/(T-M) が K_L になる。また、T シリーズの試験はほぼ乾燥状態で行われたので、1/300 rad 変形時における (W-D)/(D-D) が K_D になる。

これから壁の許容耐力を計算すると、Table 4 のようになる。壁構成の違いによって、 K_L は 0.8~0.9、 K_D は約 0.6 である。1/300 rad の変形が、丁度 (W-D)/(D-D) の最小値に相当する変形であることに注目されたい。壁倍率としては、最終的に 1.36~2.31 が得られる。

ここで低減係数 K_L について考える。下限 5 パーセンタイルの釘データを用いて壁耐力を評価することは、その壁を構成する全ての枠材が揃って下限品質のものであることを意味する。

建物全体で考えれば、床面積 100 m² で、200 本位の枠材を使用することになるが、その 200 本の枠材が全て下限品質である確率は、きわめて小さくなる。このように何本かの部材が協力して抵抗するときの下限品質の考え方は、床などの曲げ性能を評価するとき、マルチプルメンバとして許容応力度を 15% 上げて設計する例がある⁸⁾。

しかしながら、壁の場合、床の様に局部的な荷重を受けるのではなく、水平力を均等に負担すると考えられる。この場合の問題は、統計的に次のように説明される。いま、釘接合部の耐力が、平均値 μ 、分散 σ^2 の分布に従うとする。建物の耐力壁が n 本の枠材で構成されているとすれば、耐力壁の剪断性能は、母集団から釘接合耐力を任意に n 個取ったときの平均値 \bar{x} を用いて計算される。この \bar{x} は、母集団の分布に関係なく、平均値 μ 、分散 σ^2/n の正規分布に従うことが知られている。したがって、建物内の耐力壁全体の剪断性能の 5 パーセンタイル下限値は、

$$\mu - 1.64 \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

の釘データを用いて計算される。實際上、 σ は μ の 15% 程度であり、 n は通常 100 以上と考えられるので、上式の与える値は、平均値 μ にほとんど等しくなる。すなわち、壁の剪断性能にマルチプルメンバの考えを導入すれば、下限品質係数は事実上不要となる。

同じ結論を導く別の考え方がある。すなわち、壁倍率は強度でなく一種の剛性であるから、最大耐力に対する安全率が別に保障されておれば、平均値を用いて設計するのに不都合はないという考え方である。

いずれにせよ、母集団を推定するに足る実験から、壁の剪断性能を評価するには、平均値をもってすればよく、下限品質係数は不要であるというのが筆者らの提案である。

$K_L = 1$ として評価した壁倍率を、Table 4 のカッコ内に示した。標準構成の B の場合、約 2.5 となった。

なお、T シリーズの釘接合部の試験結果が、母集団とみなせるか否かは別の論議である。乾燥にともなう低減係数 K_D も、初期の含水率や乾燥期間が異なれば、別の値となるかもしれない。したがって、ここで評価した壁倍率は一つの試算値と考えるべきである。しかし、計算の基礎となったデータには、従来の評価法より、量的および質的に多くの配慮が払ってあるので、現時点では最も信頼性のある値であると考えられる。

5. 結 論

面材を釘打ちして構成した耐力壁の面内剪断性能をより合理的に評価するために、種々の影響因子を考慮した釘接合部の一面剪断試験を行い、その結果を基に、解析的に壁の剪断耐力を評価することを試みた。対象とした耐力壁は、スギ間伐木製材で枠を組み、これに厚さ7.5mmの構造用合板を釘打ちしたものである。得られた結果を要約すると次のようである。

釘接合部の試験では、主材と合板の比重を説明変数として、重回帰分析を行った。その結果、次の興味ある知見を得た。

- 1) 初期変位0~1mmの区間では、接合耐力への貢献度は主材より合板の方が高いが、剛性の低下の度合には、主材の比重が強く影響する。
- 2) 中間の変位1~8mmでは、接合耐力への貢献度は、主材、合板とも同程度である。
- 3) 終局の変位8mm以上では、接合耐力への貢献は合板が主体となる。これは、接合部の破壊が、釘頭による合板のパンチングシアであることに起因している。

また、釘接合部の特性から、壁耐力を計算する過程で、次の知見を得た。

- 4) $910 \times 1,820 \sim 2,730$ mmの面材を釘打ちした壁では、剪断歪みが1/300rad時の釘の変位は、大きくても1.4mm程度である。したがって、釘接合部の研究を行うときは、特にこのあたりの特性について、注目する必要がある。

次に、壁耐力の評価であるが、

- 5) 下限品質を求めるための低減係数は、マルチプルメンバの考えを導入すれば、統計学的に1に近い値となる。したがって、下限品質係数は不要である。

- 6) 枠材の乾燥に伴って、壁耐力は減少する。本研究の乾燥条件では、その係数として0.6が得られた。

- 7) 以上の結果を基に、本仕様の耐力壁の倍率を試算した。その結果、標準構成の壁で、2.5倍を得た。

ここに試算した壁倍率は、新しい誘導法によったものであるから、他工法の同種の壁と直接比較することはできない。特に、乾燥に伴う低減を行った点で、他工法の壁よりきびしい評価になっていると思われる。しかしながら、計算の基礎となったデータには、これまでの評価法より、量的および質的に多くの配慮を払っているので、現時点では、最も信頼性のある値であると考えられる。

なお、未乾燥材の使用は、在来工法は勿論、枠組壁工法でも多くなってきた。また、その他にも、壁の剪断性能に影響を及ぼす因子や条件は多くある。したがって、今後の問題として、

- 8) 他工法の壁についても、乾燥による低減を含めて、同様な評価を行うべく、釘接合のデータを蓄積すると同時に、施工後の長期的な性能をはば広く推定するために、考えられる様々な条件の下での釘接合部の挙動に関する研究を、系統的に推進する必要がある。

引 用 文 献

- 1) 神谷文夫：面材を釘打ちした耐力壁のせん断剛性および強度に関する理論的研究，日本建築学会論文報告集，309，86~94，(1981)

- 2) 建設省建築研究所：昭和 49 年度総合技術開発プロジェクト小規模住宅の新施工法の開発，(1975)
- 3) 金谷紀行・平嶋義彦・畑山熾男：構造用合板張り耐力壁の面内せん断耐力に及ぼすくぎ打ちの影響（その 1），木材工業，34(3)，25～27，(1979)
- 4) 神谷文夫・平嶋義彦・畑山熾男・金谷紀行：同 上（その 2），木材工業，34(4)，20～22，(1979)
- 5) 神谷文夫・平嶋義彦・畑山熾男・金谷紀行：木質パネル構造に関する研究（第 1 報）耐力壁の面内剪断性能に及ぼす試験方法ならびに壁長さの影響，林試研報，315，15～38，(1981)
- 6) 平嶋義彦・神谷文夫・畑山熾男・金谷紀行：同（第 2 報）間伐材利用実大建物の加力試験，林試研報，315，39～65，(1981)
- 7) 金谷紀行：木構造における接合金物について（1），木材工業，31(9)，2～5，(1976)
- 8) ASTM D-245，(1982)

Studies on Wood-Panel Construction (III)
Evaluation of a shear wall by analytical method

Fumio KAMIYA⁽¹⁾, Yoshihiko HIRASHIMA⁽²⁾, Yoshio HATAYAMA⁽³⁾
and Noriyuki KANAYA⁽⁴⁾

Summary

§1 Introduction

The shear walls sheathed with sheet materials are finding greater acceptance among builders. Also, new kinds of sheet materials are being developed and accepted as the sheathing materials of shear walls.

The current method for evaluating the racking performance of such a wall is the laboratory full-size test. However, since this is a time-consuming and costly method, we can not conduct enough tests to evaluate the performance adequately and reasonably. Indeed, there are many factors and conditions which affect the performance.

In order to solve this problem, an analytical procedure which can predict the performance of the walls has been developed in a previous study¹⁾. The input data required are the load-slip characteristics of the sheet-stud nailed joint and the modulus of rigidity of the sheet material.

As the nailed joint test is easy to conduct and its size is far smaller than the wall racking test, we can do a lot of tests under various kinds of conditions. If we input the results of the joint test into the analytical procedure, we might obtain the performance of the walls under the same condition, then, we can evaluate the racking performance reasonably.

The objective of this study is to try to evaluate the racking performance by using the analytical method. The shear wall of the "Seven by seven construction" was chosen as the subject of this study. The Seven by seven construction is a kind of light frame construction which has been developed in order to utilize the thinning tree of Sugi (*Cryptomeria japonica* D. Don). The wall is constructed with 7 cm by 7 cm studs, 7 cm by 3.5 cm plates and Lauan structural plywood^{2), 3)}.

In the first half of this study, the plywood-stud nailed joints were tested under some condition. Then, in the latter half, on the basis of the results, the racking performance of the wall was evaluated.

§2 Nailed Joint Test

Test specimens and testing method

Two series of the nailed joint tests were conducted. One of them was a test for investigating the scattering of the characteristics and the effect of the specific gravities of plywood and stud on the characteristics. The other was a test for investigating the effect of drying stage of stud when nailing and testing on the characteristic.

Received December 24, 1982

(1) (2) (3) (4) Wood Utilization Division

The plywood was Lauan structural plywood with nominal 7.5 mm thick. The lumber was 7 cm by 7 cm Sugi. The nail was CN 50 which is almost the same as the 6 d common nail in the USA.

Test for investigating the scattering and the effect of specific gravity of plywood and stud; In an earlier study which has been reported as the Part I of this paper²⁾, a lot of lumber and plywood sheets were used for constructing the test specimens of the wall. As these lumbers and plywood sheets had a wide range of specific gravity, they became suitable materials for this study.

After the racking test, the walls were taken to lumber and plywood sheets, then, the test specimens of the nailed joints which were shown in Fig. 1 and Photo. 1 were constructed from these materials. The lumber had one or two cracks on a face. Therefore, plywood was nailed on the other faces avoiding this face with cracks.

The average moisture content of the lumber was 14.8 percent. The test was conducted within 11 days after construction. Figs. 2 and 3 show the distribution of average annual ring width and MOE of the lumber.

Test for investigating the drying state; The sawn lumber of Sugi thinning tree is apt to warp by drying. Therefore, the Seven by seven construction is usually built up while the lumber is wet. However, drying after construction might reduce the stiffness and strength of nailed joint, and therefore, the performance of the wall. In order to investigate this problem, the nailed joint was tested under the three conditions as shown in Table 1.

Fig. 4 and Photo. 2 the testing method. The studs were cut from two logs of Sugi thinning tree as shown in Fig. 5. Test specimens, W-W, were constructed two days after the sawing and tested within three days after the construction. Test specimens, W-D, were constructed also two days after the sawing and tested after indoor natural drying of five months. Test specimen, D-D, were constructed with studs which had been dried for five months at the same place to W-D, and tested within three days after the construction.

As it was nine months after the felling when the logs used for this study were sawn, they were rather dry. Their moisture content at the sawing was from 17 to 18 percent. However, they had no cracks yet (see Photo. 3).

Test results and discussion

The scattering; Fig. 6 shows the plots of the maximum, mean, 5 percentile exclusion limit and the minimum lateral nail resistance at each displacement. This figure illustrated that the amount of scatter is rather large.

The effect of specific gravity; The multiple regression analysis was conducted in order to investigate the effect of specific gravity of plywood and stud on the lateral nail resistance. The specific gravities of plywood and stud were chosen as the predictor variables. The next formula is the regression equation.

$$Y = b_p X_p + b_s X_s + b_0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$Y = Q\delta, Q_{\max} \text{ or } \delta(Q_{\max})$$

Where b_p and b_s are the partial regression coefficients, b_0 is the partial regression constant, X_p and X_s are respectively the specific gravities of plywood and stud, $Q\delta$ is the lateral nail resistance when the displacement is δ (mm), Q_{\max} is the maximum lateral nail resistance, and $\delta(Q_{\max})$ is the displacement (mm) at the maximum nail resistance.

The results of the analysis were shown in Table 2. The test of the regression coefficients was also done. The results showed that they were significant at 5 percent level.

The variation of the regression coefficients and constant with displacement was shown in Fig. 7. The magnitude of b_s and b_p shows the contributions of stud and plywood to the nail resistance.

If we differentiate Eq. (1) with respect to displacement, δ , we get the next equation.

$$\frac{dQ}{d\delta} = \frac{db_p}{d\delta} X_p + \frac{db_s}{d\delta} X_s \quad \dots\dots\dots (2)$$

This equation means that the magnitude of $db_p/d\delta$ and $db_s/d\delta$ (the slope of the curve in Fig. 7) shows the contributions of plywood and stud to the change of nail resistance with displacement (the slope of the curve in Fig. 6).

Therefore, comparisons b_p with b_s or $db_p/d\delta$ with $db_s/d\delta$ will give interesting information which suggest the mechanism of the resistance. First of all, consider the regression constant, b_0 . Although it should be zero theoretically, it is not zero actually. This means that there are unknown parts which can not be explained by the specific gravities only. However, as b_0 is almost constant in the interval $\delta=0$ to 14 mm, it might not prevent the following reasonings.

Consider the interval $\delta=0$ to 1 mm. This interval is very important because the displacement of nails which fasten sheet material to frame is in this interval when the wall is subjected to the allowable load (see § 3). At δ is nearly zero, b_p is about double of b_s . As δ increases, b_s rises quickly but at a decreasing rate, and becomes almost equal to b_p at $\delta=1$ mm. This indicates that the contribution of plywood to the nail resistance is greater than that of stud in this interval. On the other hand, $db_s/d\delta$ is greater than $db_p/d\delta$. In this interval, the nail resistance rises at a decreasing rate as δ increases. Therefore, it can be seen that the contribution of stud to this decreasing rate is greater than that of plywood.

Consider the next interval $\delta=1$ to 8 mm. In this interval, b_p is almost equal to b_s , which shows that the contribution of plywood is equal to that of the stud. While $db_p/d\delta$ is almost constant, $db_s/d\delta$ decreases gradually as δ increases and becomes zero at $\delta=6$ mm, then minus at $\delta>6$ mm. This indicates that the nail resistance does not increase even if δ increases.

In the region $\delta>8$ mm, while b_p continues to rise, b_s drops quickly at an increasing rate and becomes zero at $\delta=14$ mm. This indicates that the nail resistance in this region depends mainly on plywood. At $\delta>14$ mm, b_s is minus, which means that the nail resistance in this region decreases as the specific gravity of the stud increases.

These tendencies of the regression coefficients in the region $\delta>8$ mm explain well the failure type of the joint. The failure type of the almost all test specimens was the punching shear of the plywood by the nail's head. If the specific gravity of the plywood is comparatively high, the plywood has high strength for punching shear, therefore, the nail resistance in this region becomes high. If the specific gravity of the stud is high, the nail resistance becomes higher at small displacement, therefore, plywood is punched out at smaller displacement. This produces the decrease of the nail resistance in this region.

The regression equation for the displacement at maximum nail resistance shows well the same thing; the minus value of b_s shows that the nail resistance reaches its maximum value at smaller displacement as the specific gravity of the stud is higher. The typical load-slip curves which explain well this statement were shown in Fig. 8. The nailed joint, H of which the stud has higher specific gravity than L shows higher resistance in the region $\delta<9.5$ mm. However, it is punched out by nail head at smaller displacement than L. This produces lower resistance than L in the region $\delta>9.5$ mm.

The effect of drying state of stud; The load-slip curves under three conditions of drying

state were shown in Fig. 10. D-D showed the highest resistance among them. W-D showed the lower resistance than W-W in spite of its lower moisture content at testing than W-W.

The load ratio W-W and W-D to D-D corresponding to the same displacement were plotted in Fig. 9. The load ratio of W-W to D-D shows the decrease of resistance due to high moisture content of the stud. The most serious finding in the test was the remarkable reduction of resistance due to the drying of the stud. The load ratio of W-D to D-D was 0.2 to 0.6 in the region $\delta < 1$ mm. The phenomenon which seems to have direct effects upon the nail resistance of W-D was observed on the test specimens; the spring back of nail and crack which passed the nailing part in stud (see Photos 4, 5 and 6).

§ 3 Evaluation of the Racking Performance of Wall by Analytical Procedure

Analytical procedure used in this study

In an earlier study¹⁾, an analytical procedure which can predict the racking performance from the load-slip curve of the nailed joint and the modulus of rigidity of the sheathing material was presented. In the theory, the pure shear deformation of wall is treated. Therefore, the calculated results agree with the relation between load and actual shear strain which is obtained by the racking method using steel rods. Note that the shear strain, γ , is composed of the shear strain caused by nail slip, γ_N , and the shear strain of the sheathing material, γ_s , as;

$$\gamma = \gamma_s + \gamma_N \quad \dots\dots\dots (3)$$

The validity of the procedure for the wall constructed with Sugi thinning trees is obviously fine as shown in Fig. 11. The subject to the calculation was the wall specimens, T₂-2 PO in the previous study²⁾.

Wall construction

Fig. 12 shows the calculated results for four types of wall construction considering plywood application. From this figure, it can be seen that the height of the wall (8' or 9') and the existing plywood joint have no significant effect on the racking performance of the wall. Finally, the three types of wall construction as shown in Table 3 were chosen as the subject of the evaluation.

Evaluation

In Japan, the allowable shear load of the wall is evaluated on the basis of the load when the shear strain is 1/300 rad. The allowable load, P , was evaluated by the formula;

$$P = K_D \cdot K_L \cdot P_0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

Where K_D is a reducing factor relating drying, K_L is a reducing factor relating the exculsion limit of the wall performance, and P_0 is the shear load at $\gamma = 1/300$ rad (mean value of the population).

The modulus of rigidity of plywood, 4,000 kgf/cm², which is recommended by the AIJ (Architectural Institute of Japan) was assigned. It was assumed to be not affected by the drying state of studs. By this assumption, K_D and K_L become the factors relating only the characteristic of the nailed joint. However, they can not be obtained from the test results of the nailed joint directly. Because the nailed joint has a nonlinear characteristic and the ratio of the nail resistance under a certain condition to that under a different condition is not independent of the magnitude of slip. Also, the shear strain of wall, γ , is not directly proportional to the shear strain caused by nail slip, γ_N (see Eq. (3)). Therefore, the factors should be obtained by comparing the shear loads which are calculated from the nail data under

corresponding conditions.

Figs. 13 and 14 show the examples of calculated wall performance. K_L will be obtained by comparing the plots in Fig. 13, and K_D , the plots in Fig. 14. Figs. 15, 16 and 17 show the variation of load ratio with shear strain as the results of the comparisons. From these figures, it can be seen that the load ratio is not independent of shear strain.

T-5/T-M, the ratio of shear load which is calculated from the nail data, T-5 (5 percentile exclusion limit), to the load from the nail data, T-M (mean), decreases as shear strain increases.

W-W/D-D, shear load ratio of undried state to dried state, and W-D/D-D, load reduction ratio due to drying, decrease at first as shear strain increases, and reach their minimum values at the interval $\gamma = 1 \times 10^{-3}$ to 4×10^{-3} rad, then they increase. The existence of the deeps in this region is unfavorable because the allowable shear load of wall is evaluated on the basis of the load at $\gamma = 1/300$ rad (3.33×10^{-3} rad).

Shear load of the wall at $\gamma = 1/300$ rad for each nail data and their load ratio were shown in Table 3. The slip of the corner nail, δ_c (maximum value of nail slips on the wall) and the ratio of shear strain caused by the nail slip to the whole shear strain of the wall, γ_N/γ , were also shown in Table 3.

Depending on the wall construction and the magnitude of the nail resistance, δ_c changes from 0.34 to 0.95. It is affected by the modulus of rigidity of the sheathing material too. However, as the shear strain caused by nail slip has close connection to the slip of the corner nail, the maximum value of δ_c can be expected even if the effect of the modulus is taken into consideration; it is about 1.4 mm for these wall constructions.

The nail data of T series were considered as the population. Therefore, the shear load at $\gamma = 1/300$ rad which is calculated from the nail data, T-M, becomes P_0 . Also, K_L is obtained by comparing the shear load at $\gamma = 1/300$ rad which is calculated from the nail data, T-5, with P_0 . As the test specimens of T series were constructed with natural dried studs, K_D is given as the shear load ratio of the wall, W-D/D-D at $\gamma = 1/300$ rad. P_0 , K_L , K_D and P were shown in Table 4.

Considering the reduction factor, K_L , in detail, the wall of which performance is calculated from the 5 percentile nail data is considered to be constructed with studs of 5 percentile inferior quality. Such a probability may be beyond 5 percent. In the wood frame house, several hundreds of studs and plates are used. When the house is subjected to horizontal load, all stud-sheet joints and all plate-sheet joints might resist to the load. Therefore, the idea of "Multiple Member" can be applied.

This problem is explained as follows; The resistance of the nailed joint is regarded as obeying the normal distribution with mean, μ , and variance, σ^2 . If the shear wall is constructed with n studs and plates, the performance of the wall might be calculated from the mean nail data of n , \bar{x} , which are arbitrarily taken from the population. Such a mean value, \bar{x} , is known to obey the normal distribution with mean, μ , and variance, σ^2/n . Therefore, the 5 percentile inferior quality of wall is calculated from the nail resistance of

$$\mu - 1.64 \frac{\sigma^2}{\sqrt{n}}$$

Now, if $n = 100$, this formula gives a value which is almost equal to μ . This means that there is no need of the reduction factor relating the inferior quality of lumber.

From this point of view, the allowable shear load was evaluated. The results were shown in Table 4 (values in parentheses). They increased about 12 percent in the case of B by in-

roducing the idea of "Multiple Member".

§ 4 Conclusions

An analytical method was tentatively applied for the evaluation of shear wall which is constructed with plywood and lumbers of Sugi thinning.

First of all, the plywood-lumber joint of which load-slip characteristic is required as the input data of the method was tested. From the test, the population of the load-slip characteristic of the joint was estimated. Since the wall is usually constructed while the lumber is wet, the decrease of the nail resistance due to drying of lumbers was also investigated.

On the basis of the results of the nailed joint test, the shear performance of the wall was calculated. In evaluating the allowable shear load of the wall, the idea of "Multiple Member" was applied. This led to the conclusion that there is no need to consider the reduction factor relating the inferior quality of lumbers and plywood. As the reduction factor relating the drying of lumbers, 0.6 was given. Finally, in case of B, the allowable shear load, 320 kg f/m, was given.

However, the value of the reduction factor relating the drying might change, if the drying condition changes. Therefore, the behavior of the nailed joint under various condition should be further investigated. Such a study is now in progress.

References

- 1) KAMIYA, F. : Theoretical studies on racking stiffness and strength of wooden sheathed walls. Trans. of the Architectural Inst. of Japan, 309 : 86~94, (1981)
- 2) KAMIYA, F., Y. HIRASHIMA, Y. HATAYAMA, and N. KANAYA : Studies on wood-panel construction (I) Effect on racking resistances of bearing wall due to testing method and wall length. Bulletin of the Forestry and Forest Products Research Inst., 315 : 15~38, (1981)
- 3) HIRASHIMA, Y., F. KAMIYA, Y. HATAYAMA, and N. KANAYA : Studies on wood-panel construction (II) Loading test of full-scale house. Bulletin of the Forestry and Forest Products Research Inst., 315 : 39~65, (1981)

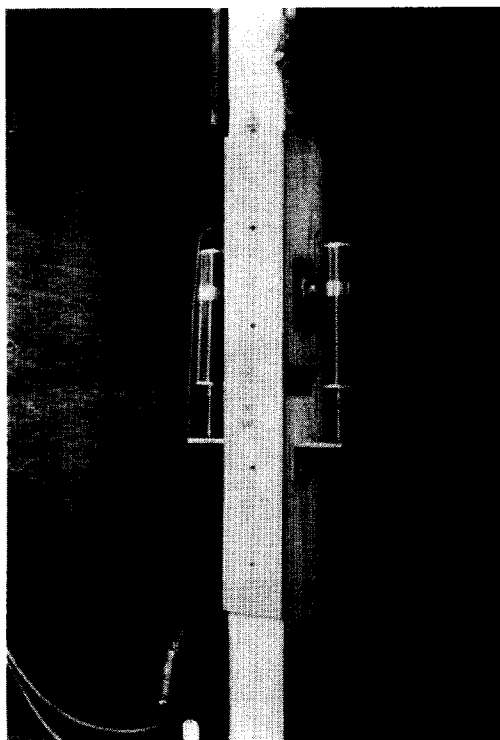


Photo. 1 釘接合部試験（試験体T）
Nailed joint test for test specimen, T.

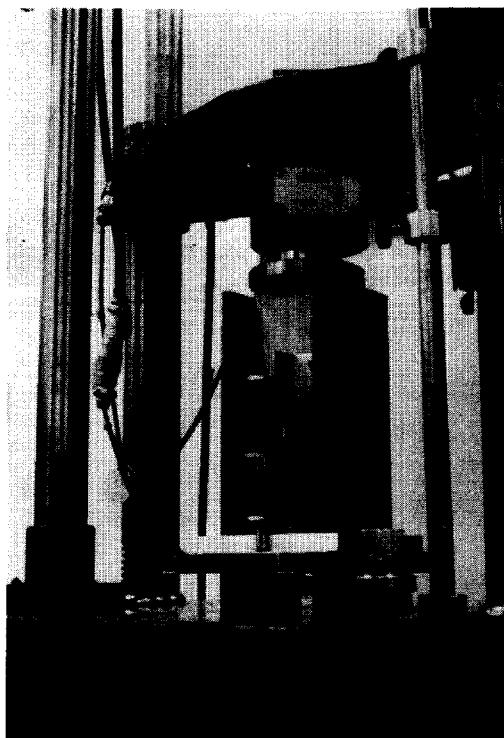


Photo. 2 釘接合部試験（試験体 W-W,
W-D, D-D）
Nailed joint test for test
specimens, W-W, W-D and D-D.

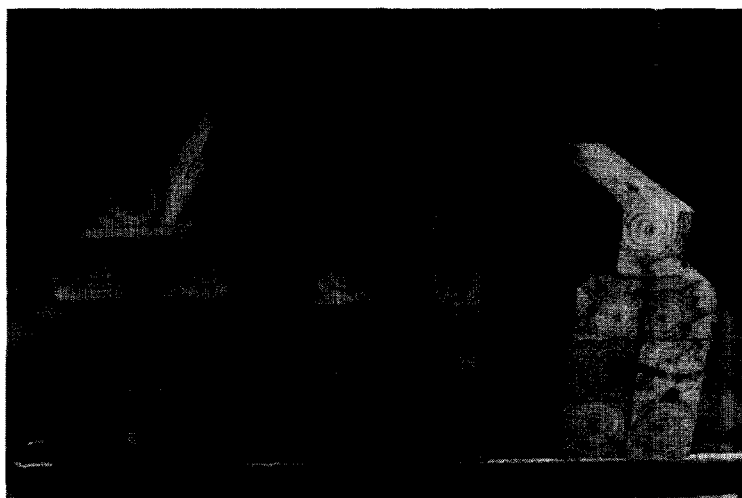


Photo. 3 未乾燥状態での試験体と主材—割れは生じていない
Test specimens and studs before drying—No crack can be seen.

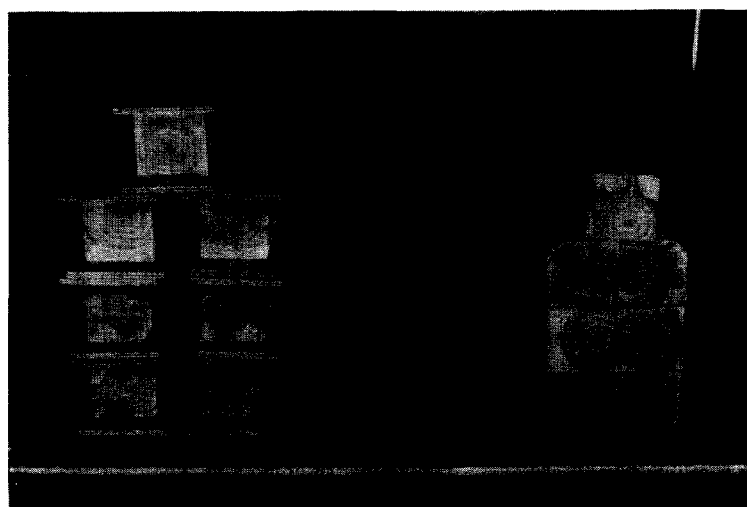


Photo. 4 乾燥後の試験体 (W-D) と主材 (D-D 用)—割れが入っている
Test specimens, W-D, and studs for D-D after five month
natural drying—Cracks can be seen.

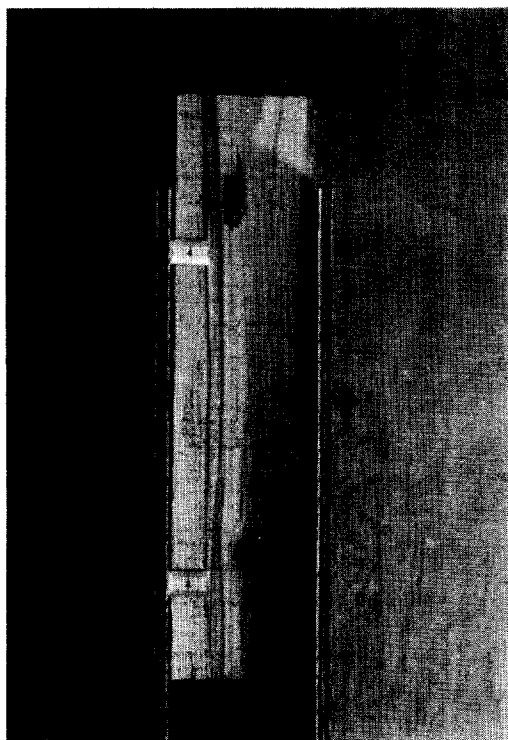


Photo. 5 W-D 試験体における 乾燥による
釘のスプリングバック

Spring back of nail due to drying
of stud which could be seen on test
specimen, W-D.



Photo. 6 W-D 試験体に見られた主材の割れ—釘を打った場所に入っている
Cracks occurred at nailing point, test specimen, W-D.