

校倉構造に関する研究（第2報）

—校倉式建物の水平加力試験—

丸 山 武 長谷川 雅 浩[†]
金 森 勝 義 千 野 昭

目 次

1. はじめに	23
2. 建物の概要	23
2.1 建物Aの概要	23
2.2 建物Bの概要	25
3. 水平加力試験の方法	27
3.1 建物Aの水平加力試験の方法	27
3.2 建物Bの水平加力試験の方法	29
4. 試験の結果と考察	31
4.1 建物Aの水平加力試験結果	31
4.2 建物Bの水平加力試験結果	37
5. 摘 要	42
謝 辞	43
文 献	43
Résumé	44

[†] 道立寒地建築研究所設備研究課（前 林産試験場 強度科）

1. はじめに

木材を横に井桁状に組んで建物を構成する校倉構造は洋の東西を問わず極めて古くから存在している構法であるが、最近この種の素朴な建物が再認識されてきている。それらは主として北欧や北米からキットで輸入されたり、建て方のノウハウと一諸に原木で輸入して現場加工して組み立てるケースが多いが、最近では国産小径間伐材の有効利用の一つとして校倉構法による建物の開発が全国各地で試みられている。校倉構法に用いられる部材は種々の断面形状のものが存在するが、一般には丸太形状のものが多く、最近ではこのような構法を総称して丸太組構法 (Log Construction) とも呼ばれている。

校倉式建物の構造上の特徴としては軸組構法等に見られるような柱や筋かいを有さず、それらの機能に替わるものとして横木 (校木) を互いに嵌合させて交差させた校倉組交点がある。地震力や風圧力による水平力に対しては交点の組み手そのものと部材同士の摩擦により抵抗することを基本としているが、重ねられた部材相互の滑り止めとしてダボを入れたり、壁体全体を固めるために通しの軸ボルトで補強する場合が多い。

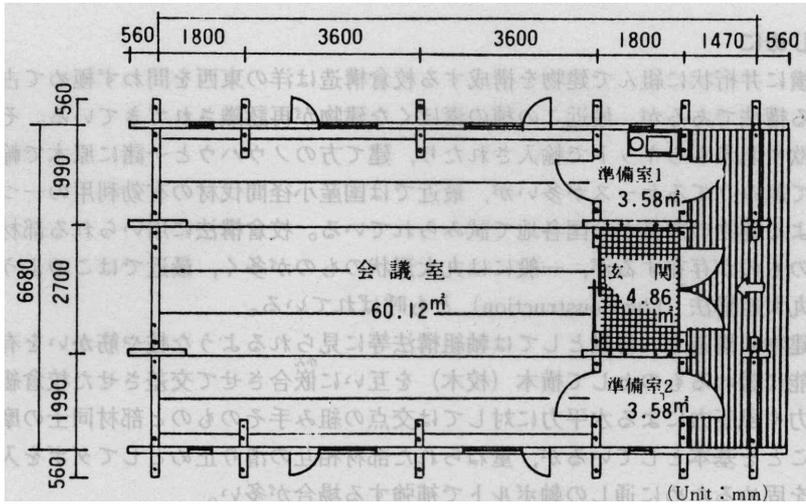
しかし、我が国においては校倉構造に関する設計・技術基準等は何ら確立されておらず、建築基準法上においても特殊な構法として扱われ、同法38条による建設大臣特認事項とされているのが現状である。また、このような構法による建物がどのような変形挙動を示し、我が国の耐震設計規準に適合しているのかどうかに関する実大建物での実験例はほとんど見られない。著者らは同じ校倉構造ではあるが使用した部材や建て方の異なる2種類の実大建物について水平加力試験を実施する機会に恵まれた。一つの建物は直径14~16cmのカラマツ小丸太を直径14cmの等断面丸棒に専用機械で切削し、同時に長さ方向での重ね溝や交点の組み手となるサドルノッチ等も機械加工したプレカット部材を土台から桁位置までの高さ方向で通しの軸ボルトによって緊結し、組み立てたもので、基本的構造は前報¹⁾のものと同一である。もう一つの建物は平均直径が30cmのベイマツ丸太を原木のままの状態での重ね溝やサドルノッチを現場加工した部材をダボや軸ボルトを使わずに建物の自重に伴う丸太相互の組手効果に水平剛性を期待して組み立てたものである。

2. 建物の概要

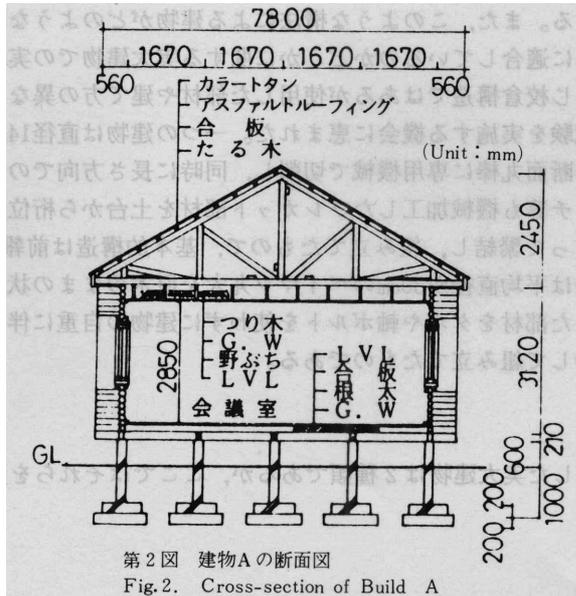
水平加力試験に供した実大建物は2種類であるが、ここではそれらを建物A及び建物Bと呼ぶことにする。

2.1 建物Aの概要

建物Aの平面図を第1図に、断面図を第2図に示した。間口6.68m、奥行10.8mの平家建てで、南側に2.03mのテラスが付いている。用途を会議室としているので一つの部屋の面積が60.12m²という、比較的大きな構面を持っている。この建物の基礎は鉄筋コンクリート造独立基礎となっている。この基礎の上に15×25 (cm)のエゾマツ角材の土台を組み (写真1)、基礎から出ているアンカーボルト (M12) で緊結した。その上にあらかじめ所定の断面及び長さ加工してある丸太を積んでいった (写真2)。丸太は北海道産カラマツ材の未乾燥材を使用し、丸棒切削のための専用機械で直径14cmの等断面形状に仕上げ、同時に長手方向での重ね溝と割れ防止のための背割りを入れてある。長手方向で重ねた状態での断面図を第3図に示した。また、第4図に示したような組方にするために所定の組手位置でサドルノッチを機械加工してある。丸太の最大長さは、3.6mなので、壁体の適当な位置でやといざねによる継手を縦方向で交互に配置してある。壁体を構成する丸太は軒高位置まで積み上げた後、所定の位置 (第1図における壁線中の印) で軸ボルト (M12) を土台から軒最上段までの



第1図 建物Aの平面図
Fig. 1. Floor plan of Build A



第2図 建物Aの断面図
Fig. 2. Cross-section of Build A

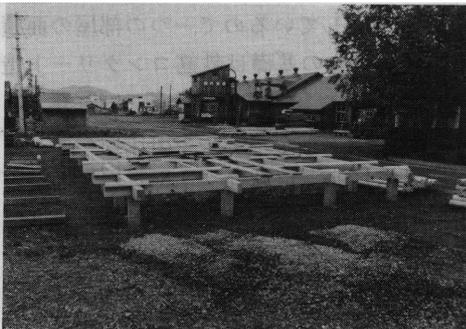


写真1 建物Aの基礎と土台

Photo . 1 . Square sills on concrete piers of Build A

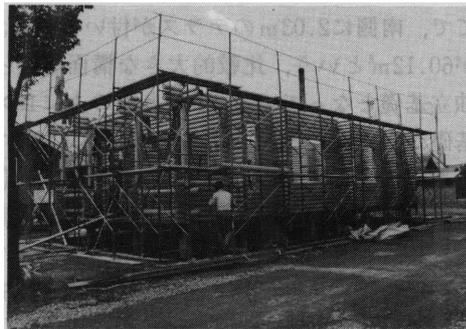
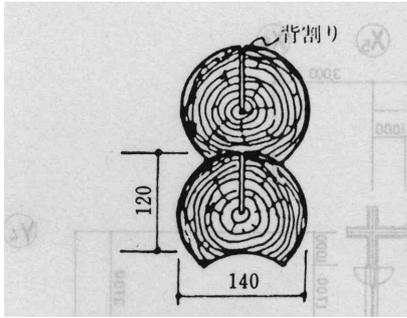
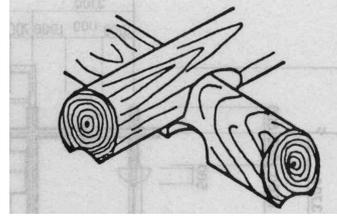


写真2 丸太の積み上げ

Photo . 2 . Laying up log walls



第3図 丸太の重ね
Fig. 3. Log shape for Build A



第4図 交点のサドルノッチ
Fig. 4. Saddle notch for intersection



写真3 屋根トラス
Photo. 3. Roof trusses on log walls

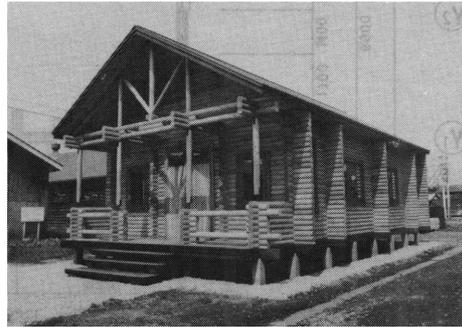


写真4 完成した建物
Photo. 4. Finished Build A

丸太を貫通させて緊結した。丸太の積み上げは軒高までとし、小屋組には別途組み立てたトラスを載せ、両端を桝組壁工法用のあおり止め金物で固定した（写真3）。完成した建物を写真4に示した。この建物に対する水平加力実験は完成した段階で実施した。

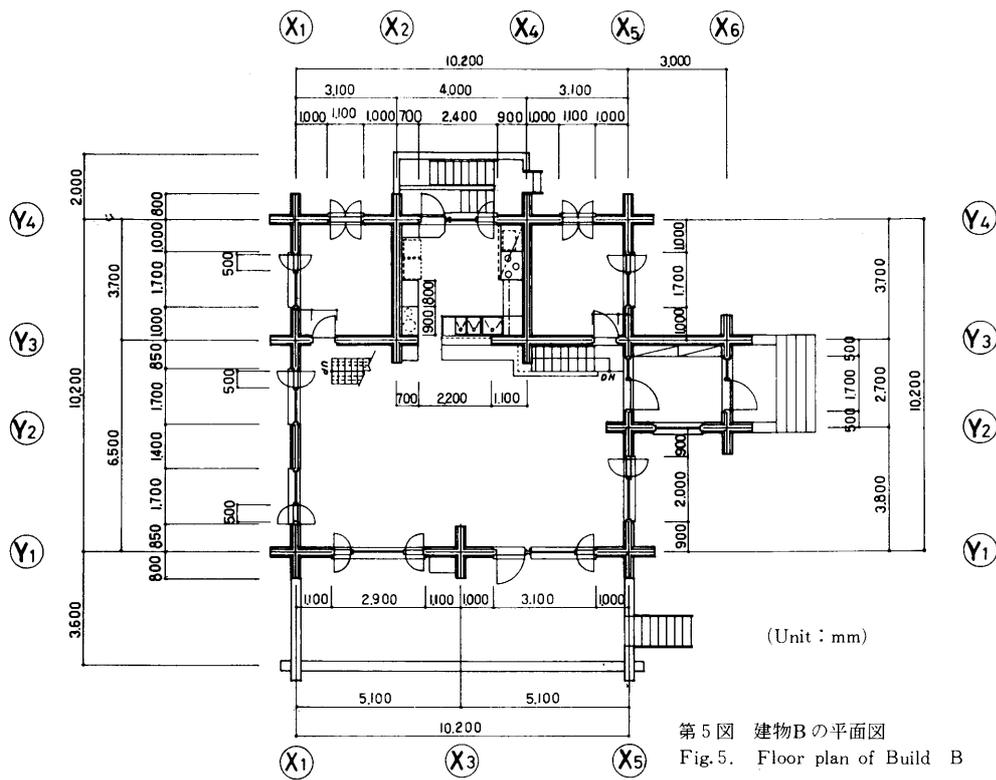
この建物の設計用地震力（ P_s ）は建物の重量に積雪1m時の荷重（勾配が 30° を超えるので75%に低減）の35%を付加し、層せん断力係数を0.2として計算し、

$$P_s = 3.6 \text{ tonf}$$

とした。一方、この建物の1交点当たりの設計用耐力を一律に300kgfとしたのでX、Y各方向とも耐力上有効な交点が12個以上あればよいことになる。

2.2 建物Bの概要

建物Bの平面図を第5図に、南面図と東面図を第6図と第7図にそれぞれ示した。主屋は 10.2×10.2 (m)の正方形で、一部小屋裏利用形式となっている。この建物の場合にも主要な部屋の面積が 66.3 m^2 という、比較的大きな構面を持っている。基礎は鉄筋コンクリート造布基礎で、全面地下室形式になっている。土台には丸太をそのまま用いており、基礎の上にアンカーボルトで緊結し、その上に順次丸太を積み上げていっている。使用した丸太は平均直径約30cmの北米産ベイマツ（Douglas fir）で、はく皮した原木のまま使っている。丸太の長手方向の重ねV溝と交点のサドルノッチはチェーンソー等を使用して丸太一本一本の形状に合わせて現場加工されたものである。丸太は元口と末口とを交互にしながら棟高さまで屋根の勾配なりに積み上げられ、通しの丸太でもやを構成し、たる木を渡して屋根が架けら



第6図 建物Bの南面図
Fig. 6. South elevation of Build B



第7図 建物Bの東面図
Fig. 7. East elevation of Build B

れている。軒高までの壁体の丸太相互の緊結補強は特にされておらず、妻壁の三角形に積み上げられた部分の丸太にのみダボ栓を入れて緊結してある。原木丸太の材長は12mのもので、開口部等で切れる位置以外では通しの1本ものを使ってある。したがって、丸太の長手方向での継手は存在しない。

この建物に対する水平加力実験は開口部の建具及び床の一部が未造作の段階で実施された。

この建物の設計では水平力に対する構造計算は特にしていない。しかし、建物Aと同様に地震力 (P_s) を計算してやると、建物の重量 (積載荷重を含む) に積雪 1 m 時の荷重の35% を付加し、層せん断力係数を0.2として計算し、

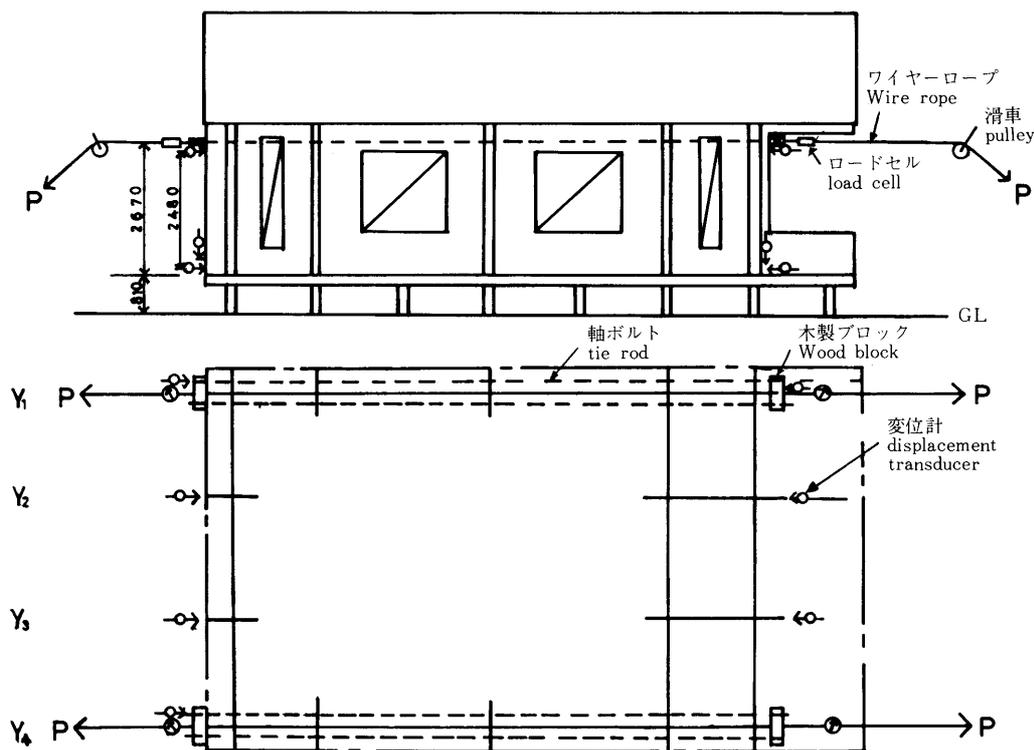
$$P_s = 12.5 \text{ tonf}$$

とした。建物Aと比較すると部材重量が大きいことから単位面積当たりでの地震力は約2倍となっている。

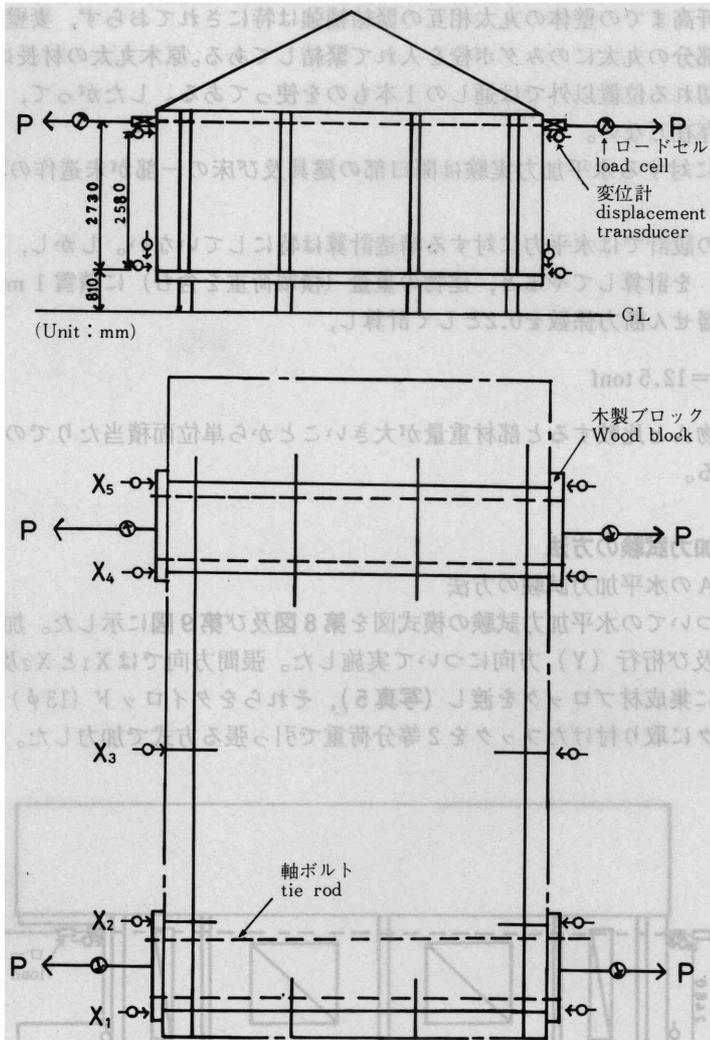
3. 水平加力試験の方法

3.1 建物Aの水平加力試験の方法

建物Aについての水平加力試験の模式図を第8図及び第9図に示した。加力は建物の張間 (X) 方向及び桁行 (Y) 方向について実施した。張間方向では X_1 と X_2 及び X_4 と X_5 通りの軒高位置に集成材ブロックを渡し(写真5)、それらをタイロッド (13) でつなぎ、2カ所のブロックに取り付けたフックを2等分荷重で引っ張る方式で加力した。桁行方向では、



第8図 建物Aに対する水平加力試験の方法 (Y方向)
Fig. 8. Method of racking test for Build A (Y-direction)



第9図 建物Aに対する水平耐力試験の方法 (X方向)
 Fig. 9. Method of racking test for Build A (X-direction)

Y₁及びY₄通りに同じくブロックを渡し、2等分荷重で引っ張る方式で加力した。荷重は正負の交番荷重で、

0	1.8	0	-1.8	0

3回繰り返し				
3.6	0	-3.6	0	

3回繰り返し				
5.4	0	-5.4	0	

3回繰り返し				
7.2	0	-7.2	0	(tonf)

3回繰り返し				

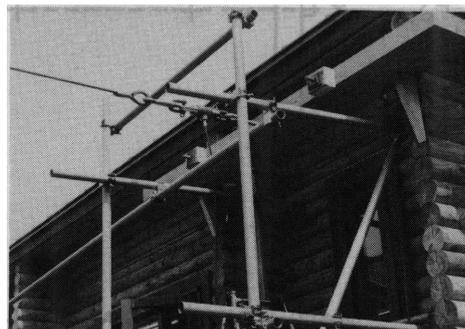


写真5 荷重ブロック (建物AのX方向荷重)
 Photo. 5. Close-up view of loading point (X-direction of Build A)

のような各荷重サイクル3回の正負増加繰り返しで実施した。

この建物の壁体に使っている丸太は未乾燥状態であったので時間の経過と共に収縮し、当初締め付けられていた軸ボルトがそれに伴って緩んでくる。そこで上記の試験が終了した後、すべての軸ボルトの締め付けを解放した条件で3.6 tonf 付近までの正負荷重をかけた。

加力は手動ウィンチ（商品名チルホール、能力5 tonf）2台を使用し、引張り反力は建物の周辺8カ所で地中に埋め込んだコンクリートブロックにより取った。荷重は引張り型ロードセルにより検出し、建物の変形は主要交点部分に取り付けた電気式変位計によりロードセルと連動させて自動計測した。試験の全景を写真6及び写真7に示した。

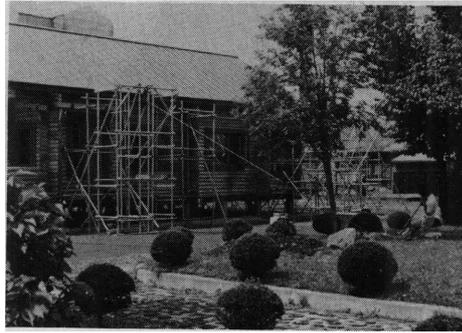


写真6 試験の全景（建物AのX方向荷重）
Photo . 6 . A view of racking test (X - direction of Build A)

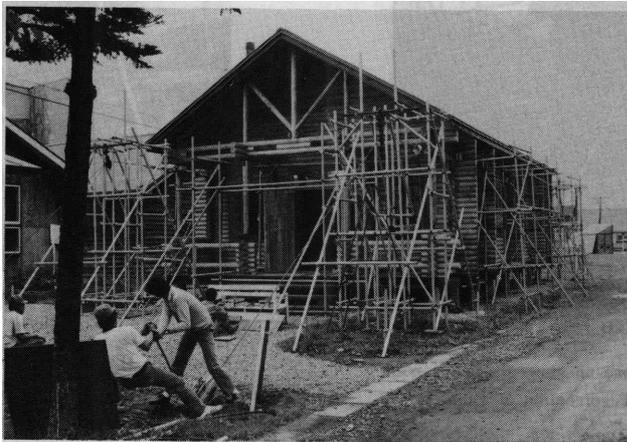


写真7 試験の全景（建物AのY方向荷重）
Photo . 7 . A view of racking test (Y - direction of Build A)

3.2 建物Bの水平加力試験の方法

建物Bについての水平加力試験はX、Y各方向とも片振り方式の載荷とした。まずX方向で5 tonf まで負荷して除荷し、次に10tonf まで負荷して除荷してこの方向での試験を終了し、次にY方向で同様の荷重方式で実施して試験を終了させた。載荷はX方向ではX₁通りとX₅通りの南面側の2カ所の軒高位置で（写真8）、Y方向ではY₁通りとY₄通りの西面側の2カ所の位置で（写真9）各々ボルトを通してそれにワイヤーを引っ掛けて手動ウィンチで引っ張った。引張り反力はX方向では写真10に示したような重車両を2台使い、Y方向では2カ所で地中に埋め込んだ鋼製フレームを利用した。建物の変形は主要な交点位置に取り付けた電気式変位計によりロードセルと連動させて自動計測した（写真11及び写真12）。両方向での試験の全景を写真13及び写真14に示した。

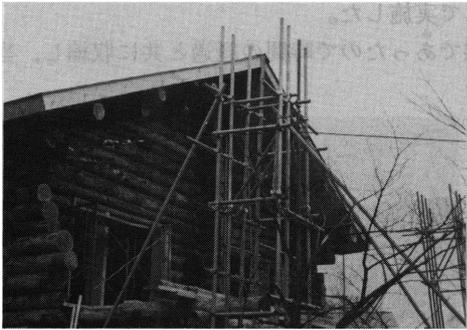


写真8 建物BのX方向での加力位置
Photo . 8 . Close - up view of loading point (X_1 - direction of Build B)



写真10 手動ウィンチによる加力 (建物B)
Photo . 10 . Loading with hand - winches (Build B)

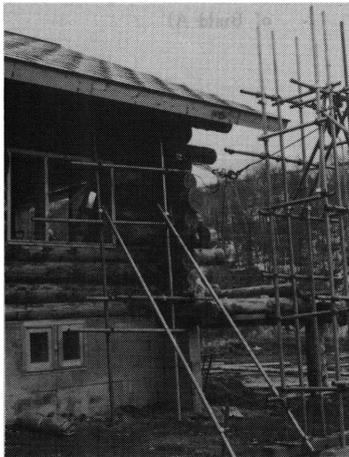


写真9 建物Bの Y_1 方向での加力位置
Photo . 9 . Close - up view of loading point (Y_1 - direction of Build B)



写真11 建物Bの交点 ($X_5 Y_1$) の変位計 (X方向加力)
Photo . 11 . Displacement instruments at intersection ($X_5 Y_1$) of Build B (X - direction)



写真12 建物Bの交点 ($X_5 Y_1$) の変位計 (Y方向加力)
Photo . 12 . Displacement instruments at intersection ($X_5 Y_1$) of Build B (Y - direction)



写真13 X方向加力の全景
Photo . 13 . A view of racking test (X - direction)

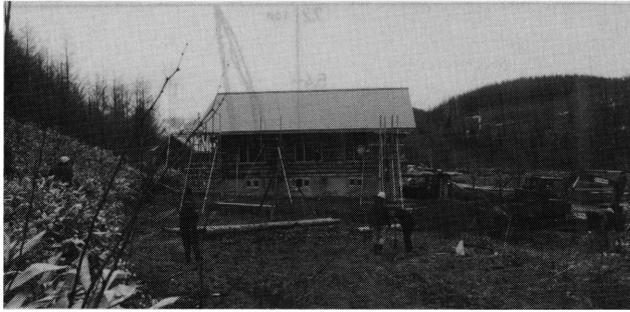


写真14 Y方向加力の全景
Photo . 14 . A view of racking test (Y - direction)

4. 試験の結果と考察

4.1 建物Aの水平加力試験結果

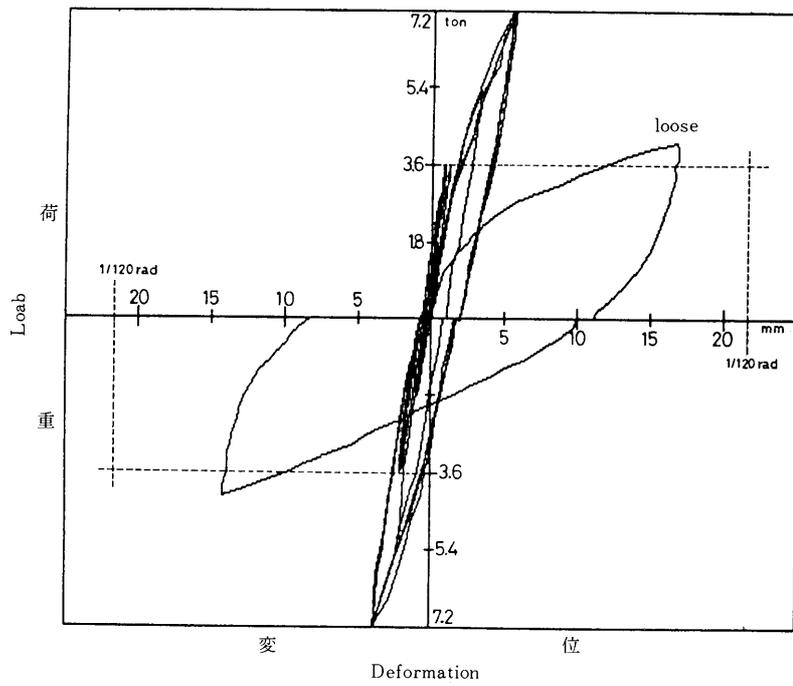
建物Aの水平加力試験の結果を荷重～水平変位図として第10～18図に各通り別に示した。

ここに、図中の水平変位量は交点頂部（荷重位置付近）の変位計による水平移動量から交点脚部（最下段の丸太付近）の変位計による水平移動量を差し引いた層間移動量で示してある。これらの変形図で荷重が7.2tonf まで鋭く立ち上っている曲線は軸ボルトの締め付けが十分になされている（fast）の時のもので、荷重が3.6tonf 付近までで大きなカーブを描いている曲線は軸ボルトの締め付けが解放されている（loose）時のものである。

これらの変形図を見てみると、軸ボルトの締め付け力が十分に機能している時には紡錘型の良好な復元力特性を示している。設計荷重 3.6tonf に対しX方向では $1/600\text{rad}$ 以下、Y方向では $1/1200\text{rad}$ 以下という極めて小さい変位量であった。設計荷重の1.5倍及び2倍に対しても剛性の低下はほとんど無く、繰り返し荷重に関する曲線はほぼ同じ軌跡を描いている。X方向荷重での各通りの変形量は無開口壁体になっている X₁ 通り側よりも開口を有する壁体になっている X₅ 通り側の方が大きかったが、これらのねじれによる建物の損傷等は見られなかった。また、Y方向の変形量はX方向よりも小さかったが、これはY方向の方が交点数が多く、かつ壁長さも大きいことによるものと思われる。いずれにしても設計荷重の2倍までの荷重に対しX、Y両方向とも剛性の低下はほとんど無く、極めて安全側の設計であると言える。

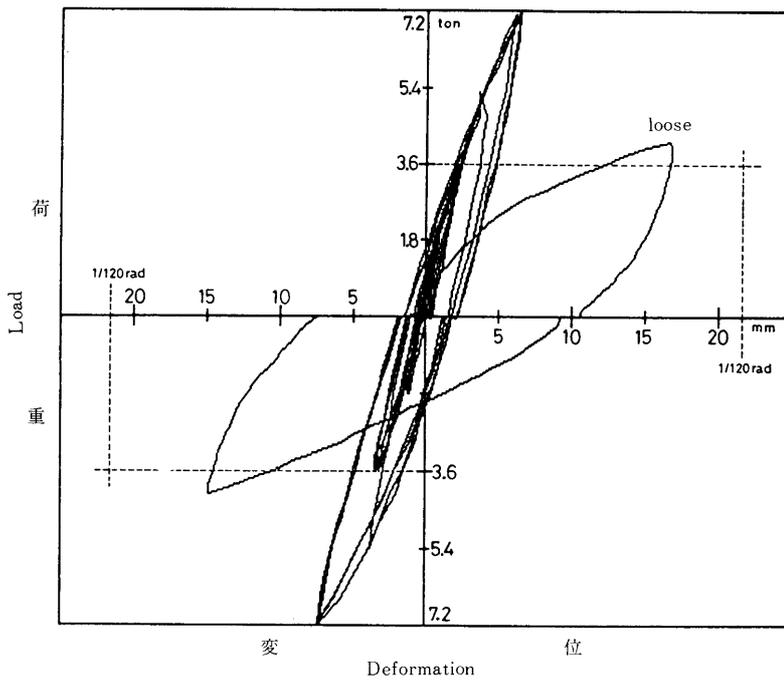
各変形図の中で loose と示した曲線は、壁体のすべての軸ボルトの締め付け力を解放した条件で設計荷重付近まで正負1サイクルの加力をした時の変形図である。この場合はスリップ型の変形で、軸ボルト締め付け状態（fast）での変形量よりも大幅に増大し、復元性も非常に悪くなる。しかし、設計荷重時の変形量としては許容変位をされる $1/120\text{rad}$ 以内には十分に納まるものであった。これは建物の自重に伴う交点の組手効果及び部材相互の摩擦力によるものと考えられる。実験では積雪による荷重に相当する鉛直荷重は負荷されていないので、実際にはさらに安全側になるものと考えられる。設計荷重時の変形量はX、Y両方向ではほとんど差は無く、残留変位はY方向の方が大きかった。壁体の軸ボルトが loose な場合には交点数の差あるいは壁長さの差があまり見られないみたいである。

この建物の設計用水平耐力は壁長さに関係なく1交点当たり 300kgf と仮定した。これを前報¹⁾での壁単体の実験のうち、この建物の部材と同一であるAグループの許容耐力を当てはめてみることにする。すなわち、壁長さ90cm以上120cm未満の交点単体のものをAタイプ、壁長さ120cm以上の交点単体のものをBタイプ、2交点以上の交点が盲壁で連結されたもの



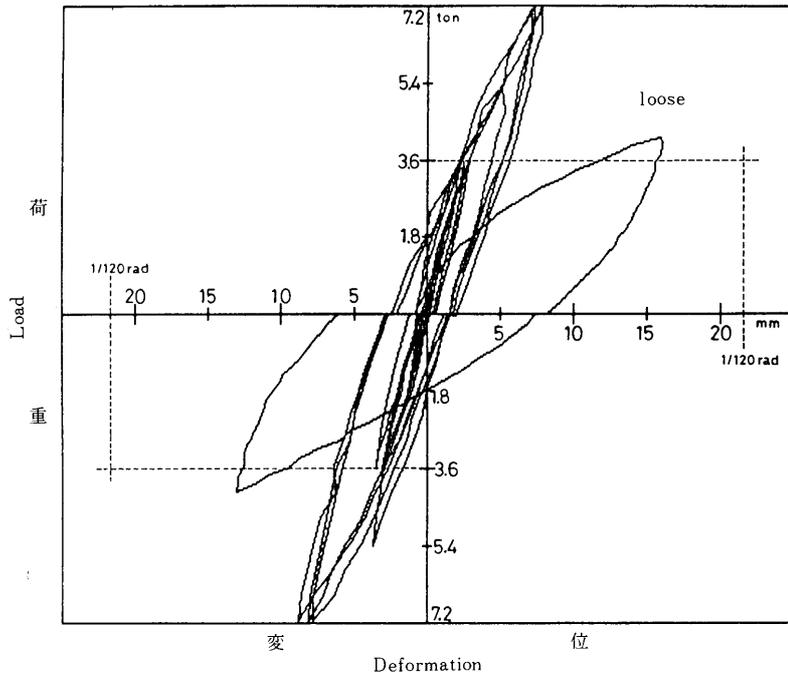
第10图 荷重~変位图(建物A, X方向荷重, X₁通リ変位)

Fig. 10. Load - deformation diagram when loads were applied in X - direction and deformations were measured in X₁ - direction of Build A

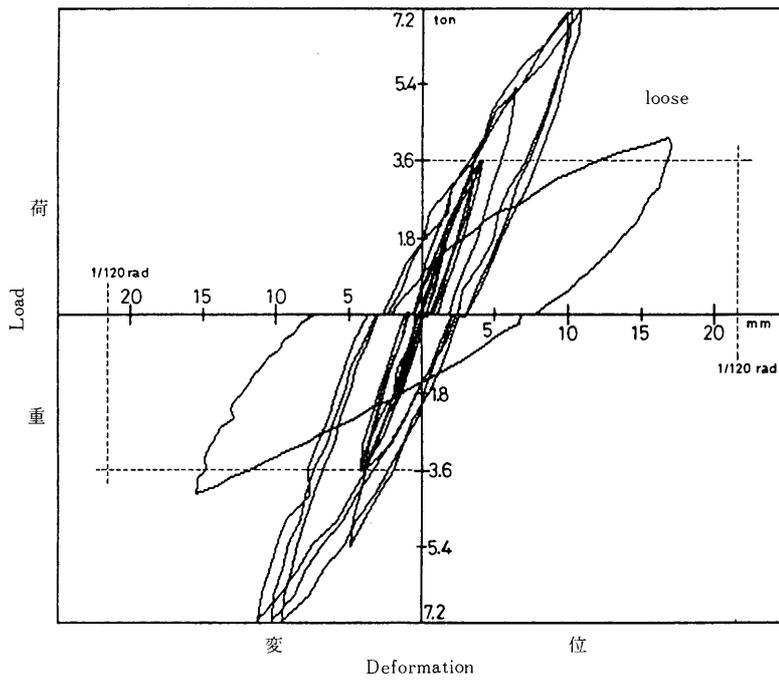


第11图 荷重~変位图(建物A, X方向荷重, X₂通リ变位)

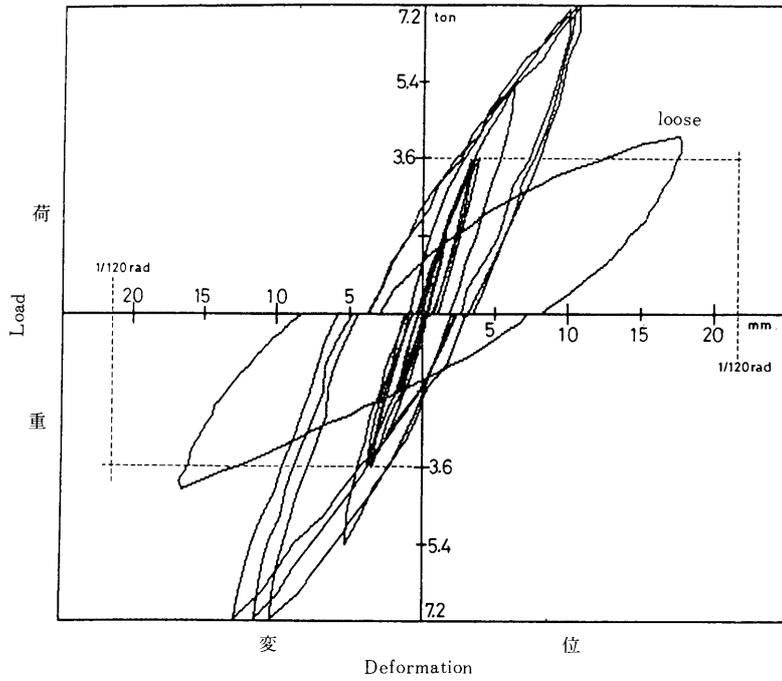
Fig. 11. Load - deformation diagram when loads were applied in X - direction and deformations were measured in X₂ - direction of Build A



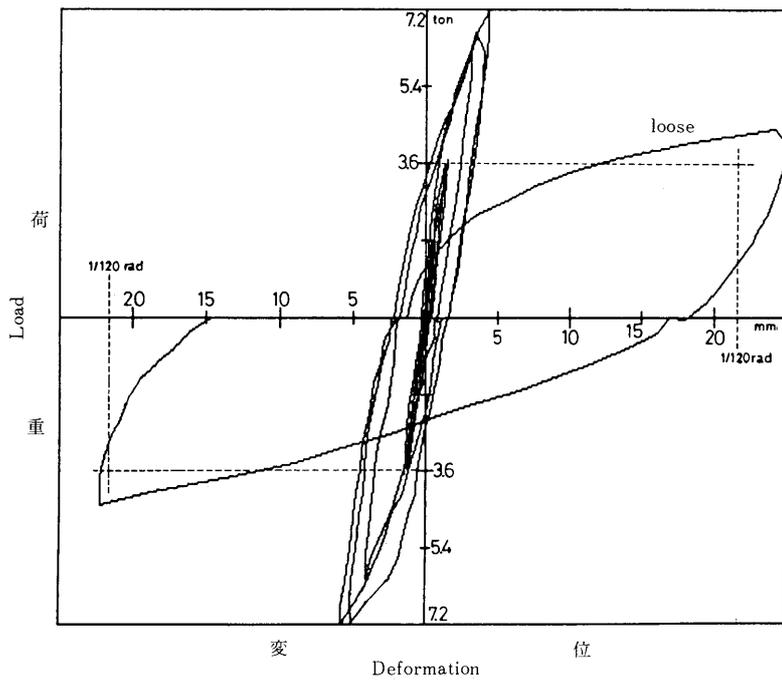
第12图 荷重~变位图(建物A, X方向荷重, X₃通じ变位)
 Fig. 12. Load - deformation diagram when loads were applied in X - direction and deformations were measured in X₃ - direction of Build A



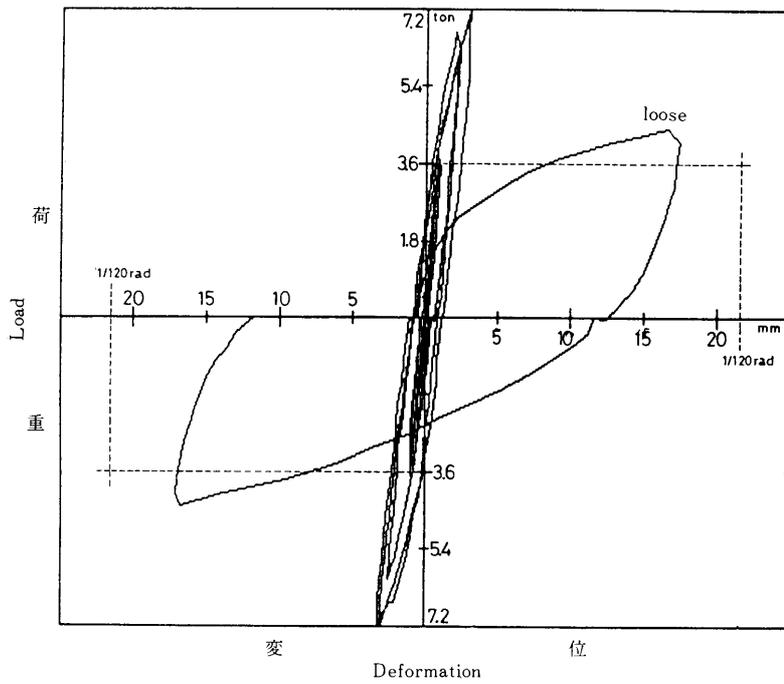
第13图 荷重~变位图(建物A, X方向荷重, X₄通じ变位)
 Fig. 13. Load - deformation diagram when loads were applied in X - direction and deformations were measured in X₄ - direction of Build A



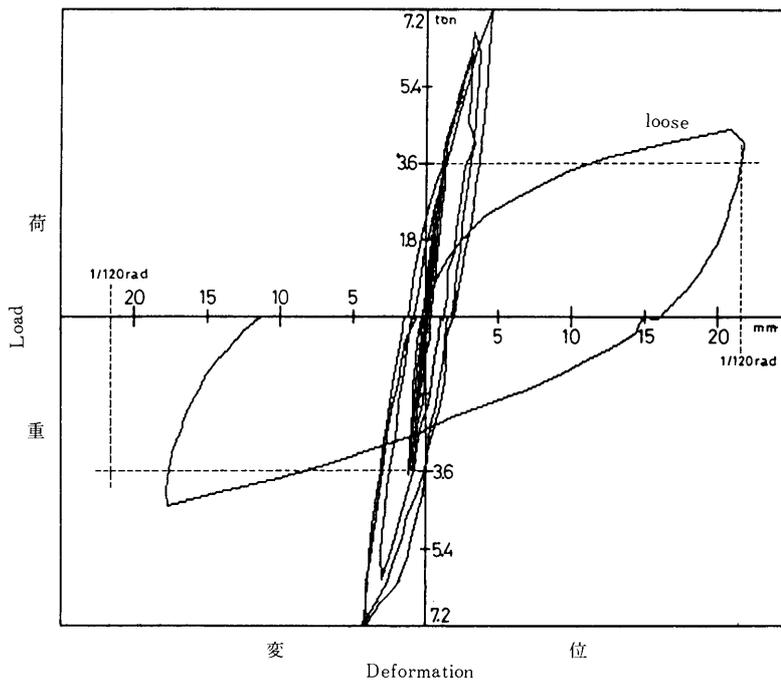
第14图 荷重~变位图(建物A, X方向荷重, X_2 通变位)
 Fig. 14. Load - deformation diagram when loads were applied in X - direction and deformations were measured in X_2 - direction of Build A



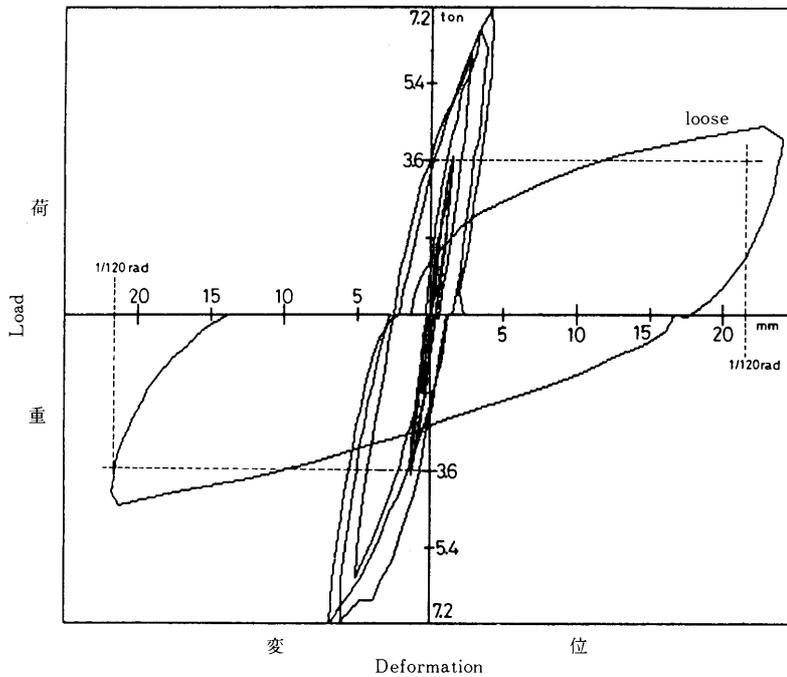
第15图 荷重~变位图(建物A, Y方向荷重, Y_1 通变位)
 Fig. 15. Load - deformation diagram when loads were applied in Y - direction and deformations were measured in Y_1 - direction of Build A



第16图 荷重~变位图(建物A, Y方向荷重, Y₂通り变位)
 Fig. 16. Load - deformation diagram when loads were applied in Y - direction and deformations were measured in Y₂ - direction of Build A



第17图 荷重~变位图(建物A, Y方向荷重, Y₃通り变位)
 Fig. 17. Load - deformation diagram when loads were applied in Y - direction and deformations were measured in Y₃ - direction of Build A



第18図 荷重-変位図 (建物A, Y方向荷重, Y₄通り変位)
 Fig. 18. Load - deformation diagram when loads were applied in Y - direction and deformations were measured in Y₄ - direction of Build A

をCタイプとすると、それらのタイプ別許容耐力は次のとおりとなる。ただし、Cタイプについては1交点当たりの耐力とする。

Aタイプ = 220kgf

Bタイプ = 330kgf

Cタイプ = 580kgf

建物の各方向での交点をこれらのタイプ別に分類し、耐力の総計を求めてやると、

$$\begin{aligned}
 \text{X方向} &= \text{Aタイプ} \times 4 \text{ 交点} \\
 &+ \text{Bタイプ} \times 8 \text{ 交点} \\
 &+ \text{Cタイプ} \times 4 \text{ 交点} \\
 &= 220 \times 4 + 330 \times 8 + 580 \times 4 \\
 &= 5840 \text{kgf}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Y方向} &= \text{Aタイプ} \times 2 \text{ 交点} \\
 &+ \text{Bタイプ} \times 10 \text{ 交点} \\
 &+ \text{Cタイプ} \times 4 \text{ 交点} \\
 &= 220 \times 2 + 330 \times 10 + 580 \times 4 \\
 &= 6060 \text{kgf}
 \end{aligned}$$

となる。これらの方向別耐力が壁体試験に基づいて求めた許容耐力による建物の保有耐力となる。これらの保有耐力を第10～18図の変形図に当てはめてみても軸ボルトが fast な状態であれば非常に剛性が高く、十分に安全側にある。すなわち、前報で実施したような交点単体試験により誘導した許容耐力を使えば十分に安全側での設計が可能であることを示している。

軸ボルトが loose な状態であるとこれらの荷重値では1 / 120rad変形を超えてしまうことが変形図から予測されるが、軸ボルトがはずれたりすることが無い限り建物が倒壊することは考えられない。変形後の残留変位は極めて大きいですが、この種の建物は本来柔な構造であるので修復は十分に可能である。この実験においてもボルト loose 時での水平加力試験終了直後、層間変位量が10 ~ 15mm程度残留したが、逆方向へ引っ張り戻して軸ボルトを締め直すことによって建物は元型の垂直状態に戻っている。

4.2 建物Bの水平加力試験結果

建物Bの水平加力試験の結果を荷重～水平変位図として第19～27図に各通り別に示した。ここに、図中の水平変位量は交点頂部（荷重位置付近）の変位計による水平移動量から交点脚部（最下段の丸太付近）の変位計による水平移動量を差し引いた層間移動量で示してある。

変位曲線の全般的傾向としては初期荷重の 5 tonf 付近までの変形量は比較的小さく、変形の伸びも直線的であるが、次の10tonf 付近までの加力段階では5 tonf 付近から急激な増大傾向を示している。

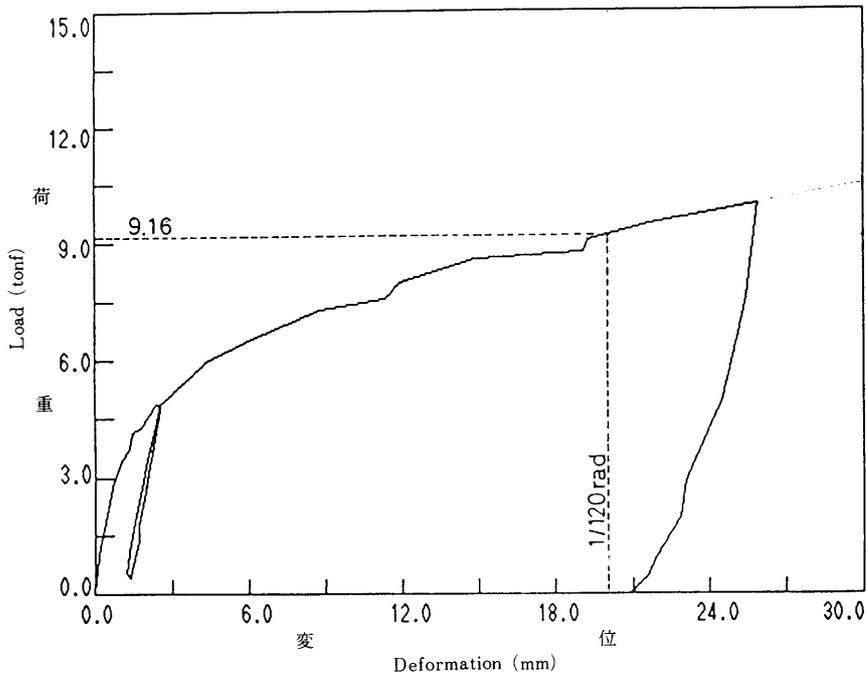
X方向荷重での各通りの変形量は一方の載荷位置であるX₁通りの変形量が一番大きく、9.16tonf で1 / 120rad変形に達している。もう一方の載荷位置であるX₅通りでは9.63tonf で1 / 120rad変形に達しており、X₁通りとほぼ同じ荷重値であった。その中間に位置するX₂、X₃及びX₄通りでは約10tonf で1 / 120rad変形に達しており、全体としてはさほど大きなねじれは見られず、建物全体で水平力に抵抗していることがうかがえる。

Y方向荷重での各通りの変形量は一方の載荷位置であるY₁通りでの変形量が一番大きく、8.29tonf で1 / 120rad変形に達したが、もう一方の載荷位置であるY₄通りではその荷重値で約半分の1 / 280radにしか達していない。その中間に位置するY₂及びY₃通りではさらに小さい変形であった。これはY₁通りと他の通りとの壁量の差によるものと思われる、Y₁通りを含む水平構面がもっと剛に固められればこのねじれはより小さくなり、建物全体の剛性が高められるであろう。

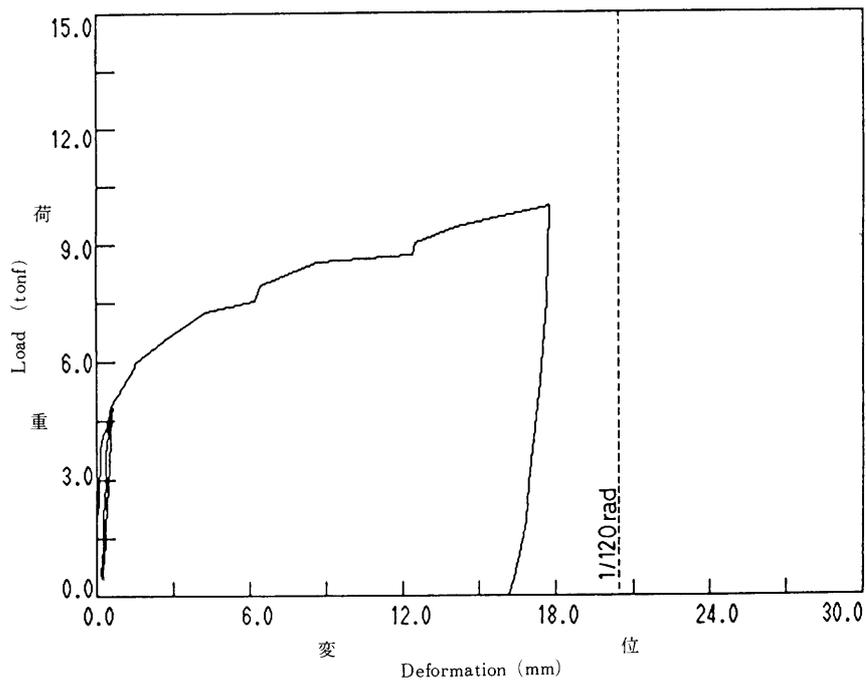
これらの変形曲線は建物Aでの軸ボルト loose 時の曲線と非常に良く類似している。しかし、建物の自重にかなりの差があり、そのために初期剛性も高く、それ以降においても同じ変位量に対する耐力はかなり大きい。この建物の1 / 120rad変形時の荷重はY方向荷重時のY₁通りで最小値の 8.29tonf であった。この建物の交点数は14カ所あり、これらの交点が均等に水平力を負担するものと仮定すると、1交点当たりの耐力は 590kgf となる。この値は前報での交点連結壁体での1交点当たりの耐力に相当する。この建物の壁体にはダボも軸ボルトも使っていないことを考えると、自重のみでもたせた壁体であるにもかかわらずかなり水平剛性は大きいということができよう。

この建物の計算地震力は積雪 1 mを考慮しているので12.5tonfであることは前述したが、変形図を見る限りにおいてはその荷重値に至る以前に既に許容変位とされる1 / 120radを超えている。この許容変位を満足させるためには交点数を増すか、あるいはダボや軸ボルト等を入れて壁体の剛性を増す必要がある。しかし、この1 / 120radという変位限界は本来接着パネル構法や枠組壁構法等の比較的剛な構造に対して適用されてきたものであって、このような比較的柔な変形挙動を示す丸太組構法に対しても適用されることは構造的に酷であり、また不合理でもあると思われる。

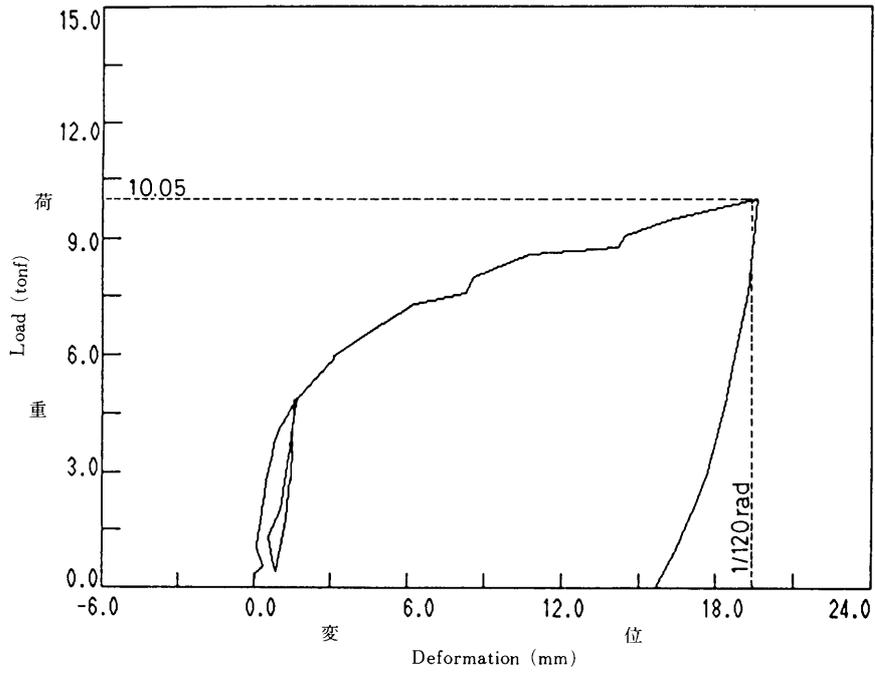
加力試験は装置の都合で 10tonf 付近までしか負荷できなかったが、変形曲線を見る限りにおいては荷重の増大はなお期待できそうである。しかも継手のない長尺のものの丸太が組み合わさった状態での変形なので倒壊することは考えにくい。したがって、従来の在来真壁



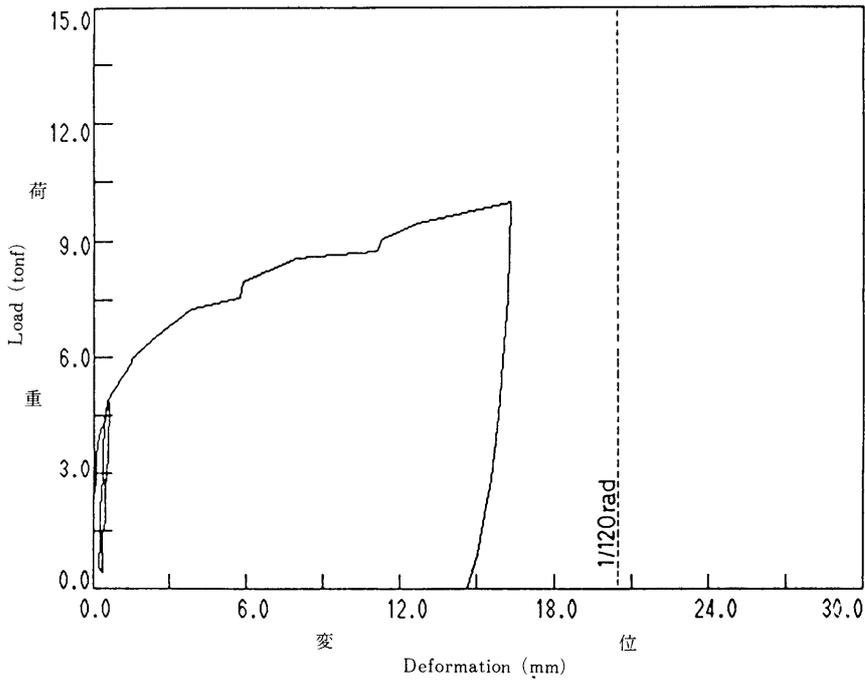
第19図 荷重-変位図 (建物 B, X方向荷重, X₁通リ変位)
 Fig. 19. Load - deformation diagram when loads were applied in X - direction and deformations were measured in X₁ - direction of Build B



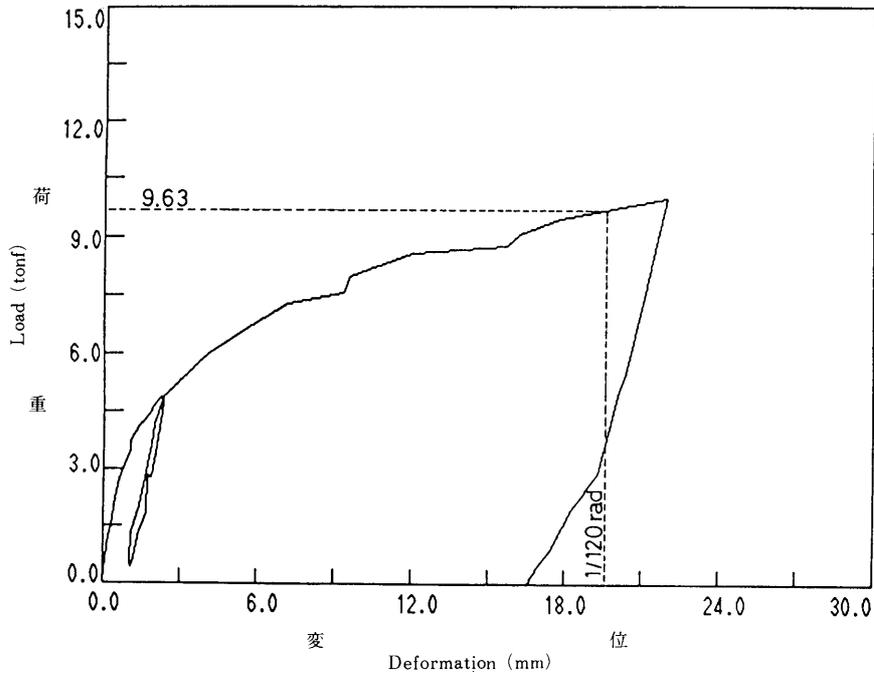
第20図 荷重-変位図 (建物 B, X方向荷重, X₂通リ変位)
 Fig. 20. Load - deformation diagram when loads were applied in X - direction and deformations were measured in X₂ - direction of Build B



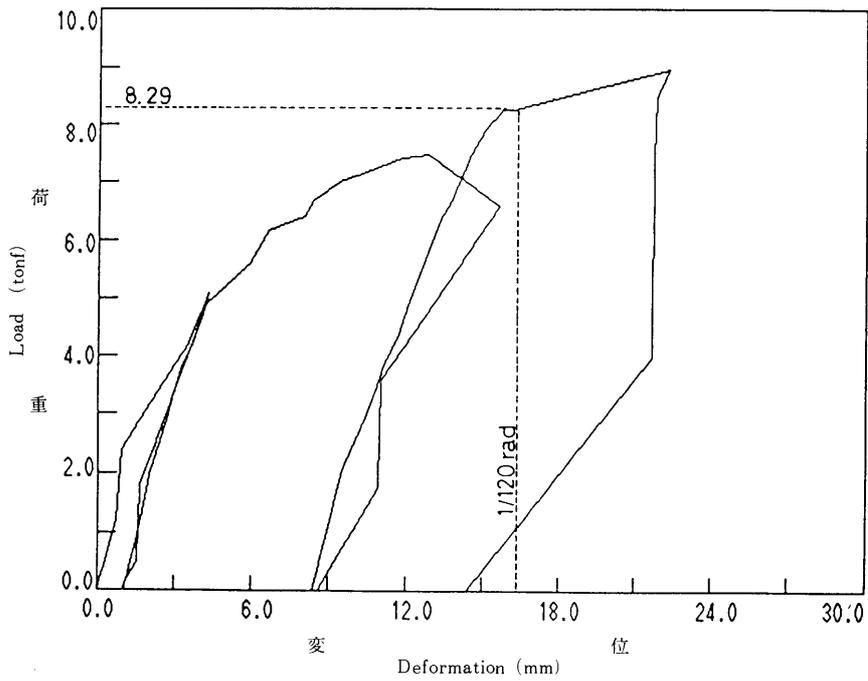
第21图 荷重~変位図 (建物B, X方向荷重, X₃通リ変位)
 Fig. 21. Load - deformation diagram when loads were applied in X-direction and deformations were measured in X₃-direction of Build B



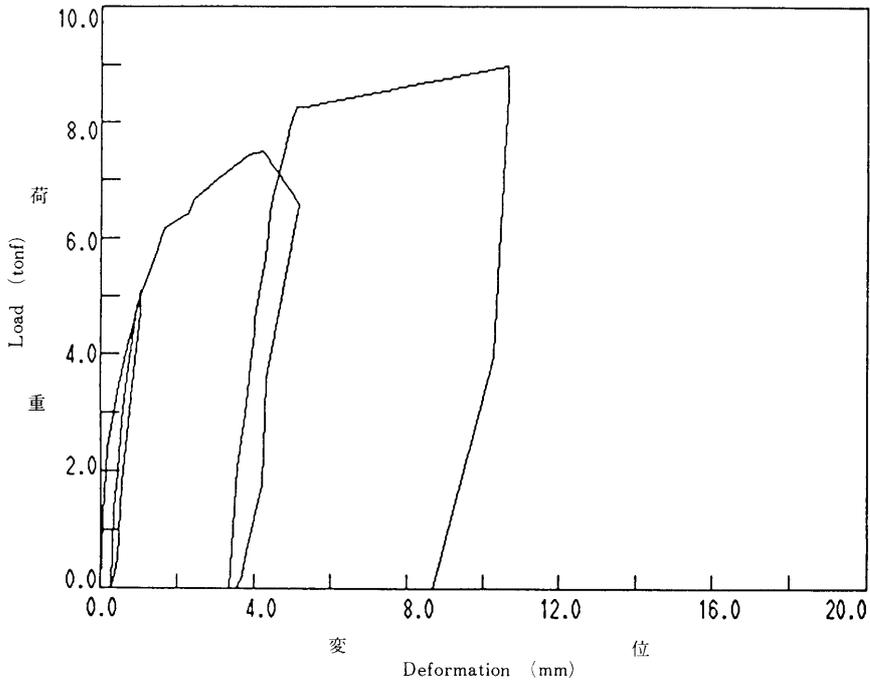
第22图 荷重~変位図 (建物B, X方向荷重, X₄通リ変位)
 Fig. 22. Load - deformation diagram when loads were applied in X-direction and deformations were measured in X₄-direction of Build B



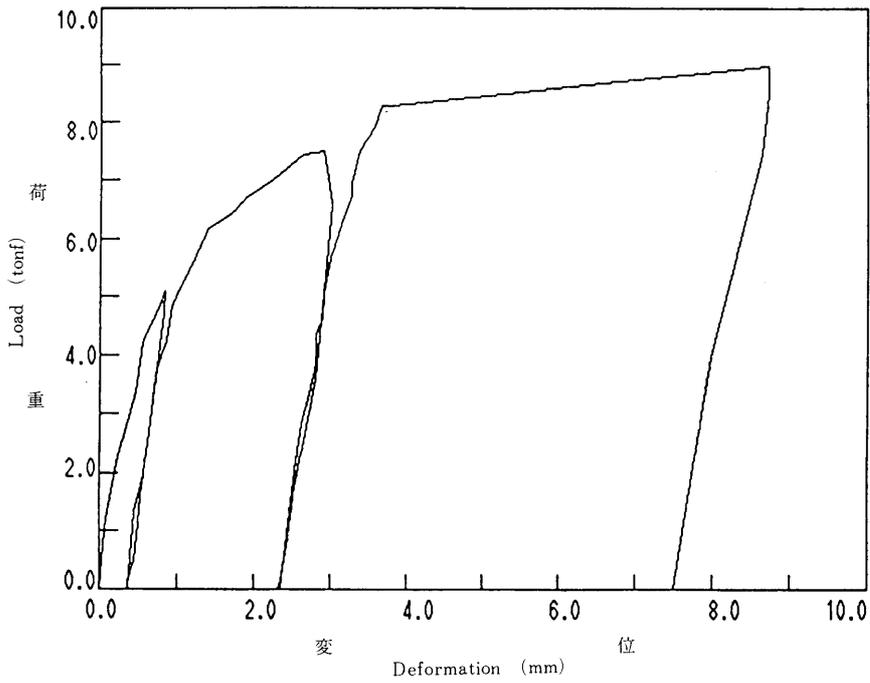
第23図 荷重~変位図(建物B, X方向荷重, X_5 通り変位)
 Fig. 23. Load - deformation diagram when loads were applied in X - direction and deformations were measured in X_5 - direction of Build B



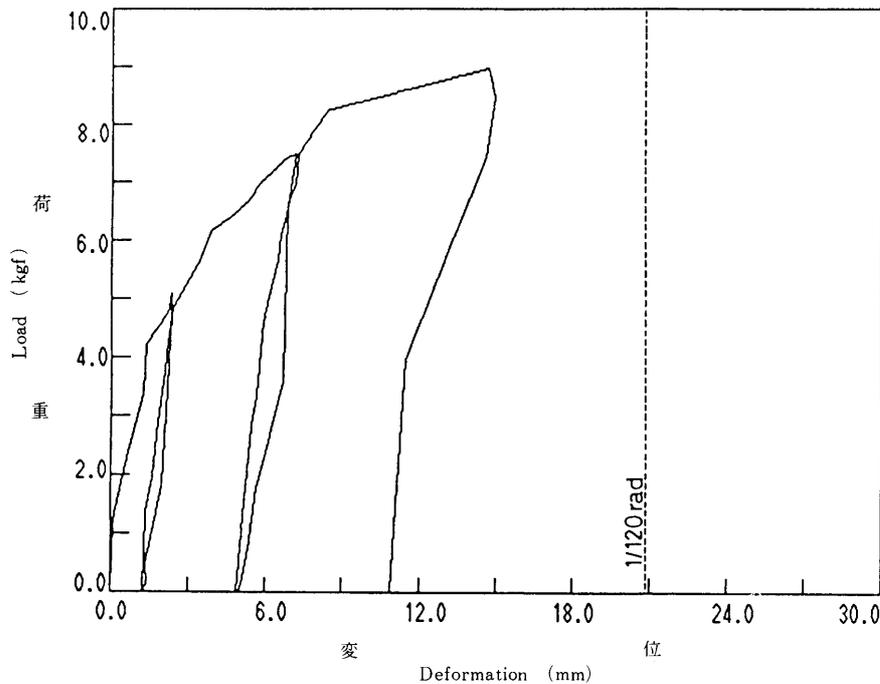
第24図 荷重~変位図(建物B, Y方向荷重, Y_1 通り変位)
 Fig. 24. Load - deformation diagram when loads were applied in Y - direction and deformations were measured in Y_1 - directions of Build B



第25図 荷重-変位図 (建物 B, Y方向荷重, Y₂通り変位)
 Fig. 25. Load - deformation diagram when loads were applied in Y - direction and deformations were measured in Y₂ - direction of Build B



第26図 荷重-変位図 (建物 B, Y方向荷重, Y₃通り変位)
 Fig. 26. Load - deformation diagram when loads were applied in Y - direction and deformations were measured in Y₃ - direction of Build B



第27図 荷重～変位図 (建物B, Y方向荷重, Y₄通り変位)
 Fig. 27. Load - deformation diagram when loads were applied in Y-direction and deformations were measured in Y₄-direction of Build B

構法で建物の修復が可能とされた最大変形である $1/60\text{rad}$ 変形²⁾ 付近まで許容されるとするならば、この建物は最悪条件を仮定している積雪時地震力に対してもさほど心配はなからうと思われる。しかし、各変形図を比較してわかるように壁線の通りによって変形にアンバランスがあるので、平面計画にあたっては交点を有する壁体を釣り合い良く配置することや、耐力壁を一体化するために水平構面を剛にする配慮が必要であろう。

5. 摘要

丸太組構法による2種類の実大建物について水平加力試験を実施した。1つはカラマツ小丸太を直径14cmの等断面丸棒に切削し、同時に重ね溝や交点のサドルノッチも機械加工したプレカット部材を土台から桁までの通しの軸ボルトによって緊結して組み立てた建物(建物A)である。建物の概要を第1～4図に、建て方の経過を写真1～4に示した。もう一つは平均直径30cmのベイマツ丸太を原木のままの状態を重ね溝やサドルノッチを現場加工した部材をダボや軸ボルトを使わずに組み立てた建物(建物B)である。建物の概要を第5～7図に示した。

水平加力試験は各建物の両外側壁線の軒高付近で2等分荷重での引張り方式で加力した。加力はX, Y₂方向(第8図及び第9図参照)について実施した。建物Aは設計荷重(3.6tonf)の0.5, 1, 1.5, 及び2倍までの各荷重階3回の正負の増加繰り返しで実施し、その後、軸ボルトを loose 状態にして3.6tonf 付近まで1サイクル負荷した。建物Bの加力は両方向とも片振り、5 tonf 及び 10tonf の各1サイクルとした。加力は手動ウインチを使用し、荷重はロードセルで検出し、主要交点に取り付けた電気式変位計と連動させて計測した(写真5～14参照)。

建物Aの水平加力試験の結果を第10～18図に示した。壁体の軸ボルトが fast な状態であると水平剛性は極めて高く、良好な復元力特性を示し、交点を有する壁体の部分実験より得られた許容耐力を使用しても十分に安全側での設計が可能である。軸ボルトが loose な状態であると水平剛性は大きく低下し、残留変位も大きくなるが、設計荷重での変形は許容変形とされる $1/120\text{rad}$ に十分おさまるものであった。

建物Bの水平加力試験の結果を第19～27図に示した。計算地震力(12.5tonf)の約 $2/3$ で $1/120\text{rad}$ に達したが、1交点当たりの耐力は約600kgfであった。この値は軸ボルト緊結方式による壁体部分実験により得られた耐力に相当し、建物の自重作用によるせん断剛性がかなり高いことを示している。

謝 辞

本試験の実施にあたり、試験の計画から取りまとめに至るまで終始ご指導をいただいた当場木材部長倉田久敬氏に深く謝意を表するとともに、試験の実施にあたってご援助いただいた強度科長米田昌世氏、同科堀江秀夫氏、加工科若井実氏、同科石井誠氏、特別研究員前田市雄氏に厚く感謝の意を表します。

本報告の中での建物Bに関する試験は富良野塾(富良野市字西布礼別)の建物について実施したものである。試験の実施にあたって終始ご協力をいただいた橋本文義事務長をはじめ、塾生各位に深甚なる謝意を表します。

文 献

- 1) 長谷川雅浩, 丸山 武, 金森勝義, 千野 昭: 林産試験場研究報告, No.76, 1 (1986)
- 2) 杉山英男: “建築構造学大系22 木構造”, 彰国社, 1971, P. 159 - 182.