

実大実験に基づく
木造建物の耐震性に関する研究

京都大学大学院工学研究科建築学専攻
藤原研究室 中治弘行

目次

1	はじめに	1
1.1	研究の背景と目的	1
1.2	研究の概要	2
2	木造建物の実大実験	3
2.1	引張破壊実験	3
2.2	常時微動測定	9
2.3	自由振動実験	11
3	実験結果の考察	14
3.1	引張破壊実験	15
3.2	常時微動測定	39
3.3	自由振動実験	46
3.4	3種の実験の総合的評価	47
4	地震応答解析	52
4.1	振動モデル	52
4.2	解析結果	53
5	おわりに	59
5.1	本研究の成果	59
5.2	今後の課題	59
付録 A	本論文中で使用する記号について	60
付録 B	重心・剛心の算定	61
付録 C	建物の剛性の算定	61

1 はじめに

1.1 研究の背景と目的

1995年1月17日午前5時46分に発生した兵庫県南部地震による阪神・淡路大震災では、死者6000人以上、全壊家屋10万棟を越す甚大な被害を阪神地域にもたらした。兵庫県警の報告によると死亡者の9割近くは木造住宅の倒壊による圧死あるいは窒息死とされている。このように木造建物の被害は、その数的規模と被害レベルの大きさが予想を越えるものであり、さらに木造建物の倒壊が多大な人的被害を引き起こしたことに強い衝撃を感じた。

地震直後から被害調査に加わり、主として芦屋市、西宮市の木造住宅の被災状況を調査し、被害原因の解明に努めてきた[1, 2]。さらに被災地住民を対象におこなったアンケート調査により阪神地域の木造住宅の特徴と被害の関係について分析を進めてきた[3-7]。また、芦屋市、神戸市の木造住宅の常時微動測定をおこない、既存木造住宅の振動特性の把握に努めてきた[8, 9]。

兵庫県南部地震のような直下型地震による被害は、日本の多くの都市において同様に起こり得ることであり、この阪神・淡路大震災から得られる教訓を活かして災害に強い街づくりに取り組むことが大切であると実感した。とりわけ、都市域の地震災害を軽減するためには、木造建物の耐震性を向上させることが都市防災の観点から極めて重要であると指摘される。したがって、既存木造建物に対しては耐震補強法を、また今後建設される木造建物に対しては合理的な耐震設計法を確立するなどの耐震対策は急務と考える。

本研究では、以上の観点から、実在する木造建物、特に大被害を受けた在来構法木造住宅を対象に、どの程度の変形性能と耐力を持っているのか、またどのような振動特性を有しているのかを調べようとした。このような目的から、当初は被災地における取り壊し建物を対象に実大破壊実験等を企んだが、現実には周囲の道路や倒壊建物などの状況から、実験を行なうことは困難であった。したがって被災地では、12月に入って周囲の状況が整った西宮市の1棟のみで自由振動実験や破壊実験を行なえた。

一方、京都市は木造建物が多く、特に建設年代の古い建物が多いことで知られている。また、京都市域には花折断層や櫻原断層などの活断層があり、これらの断層が近い将来大地震を引き起こす可能性も報じられている。従ってこのような状況下では、京都市域における木造建物の耐震対策はより重要であると考えられるので、京都市内で、工務店、大工、設計者など多くの方の協力の下に、立て替え予定の建物を対象にして、常時微動計測、自由振動実験ならびに破壊実験を行なった。本研究は、これらの実験を通じて、木造建物の動力学特性および耐力と変形性能を定量的に評価し、木造建物の耐震性能の評価手法を確立することを目指している。

1.2 研究の概要

第2章では、木造建物の復元力特性および変形レベルによる振動特性のちがいを定量的に把握するために既存木造建物で行なった3種の実大実験、(1)引張破壊実験、(2)常時微動測定、(3)自由振動実験について、対象建物の概要と実験・計測方法を述べる。

第3章では、上記の3種類の実大実験の実験・計測結果について考察する。さらに、従来の壁率に基づく木造建物の耐力評価から得られる荷重-変形関係と引張破壊実験で得られた荷重-変形関係を比較し、かつ、壁率から推定される建物の剛性と常時微動測定や自由振動実験の結果から算定される建物の剛性を比較して、壁の剛性、強度の評価法について考察する。

第4章では、第3章の結果に基づき、木造建物を2質点剪断型振動モデルを作り、神戸海洋気象台で観測された兵庫県南部地震の南北方向の加速度を外乱とした場合の、応答性状に及ぼすモデルによる違いについて考察する。

第5章では、本研究で得られた知見などをまとめている。

2 木造建物の実大実験

既存木造建物の耐力と変形性能および振動特性を定量的に評価するため、解体予定の実存木造建物 4 棟および実験用木造軸組 1 棟（表 1）について実験を行なった。各建物の平面図（H 棟については軸組図）を図 1-5 に示す。図中●、■はそれぞれ重心、剛心（付録付録 B 参照）を表す。昭和初期に建てられた 2 棟（SI 邸、TU 邸）は、耐力壁に筋かいは入っておらず、壁率も現在の基準値を満たしていない。昭和 30 年代後半または昭和 40 年に建てられた住宅（TA 邸、SU 邸）は、外壁がラスモルタルであり、筋かいも入っていて、壁率（第 3 章で算定、表 8）の基準値を満たしている。H 棟は実験用に建設した軸組のみの 2 間×2 間の 2 階建である。

表 1 破壊実験に使用した建物

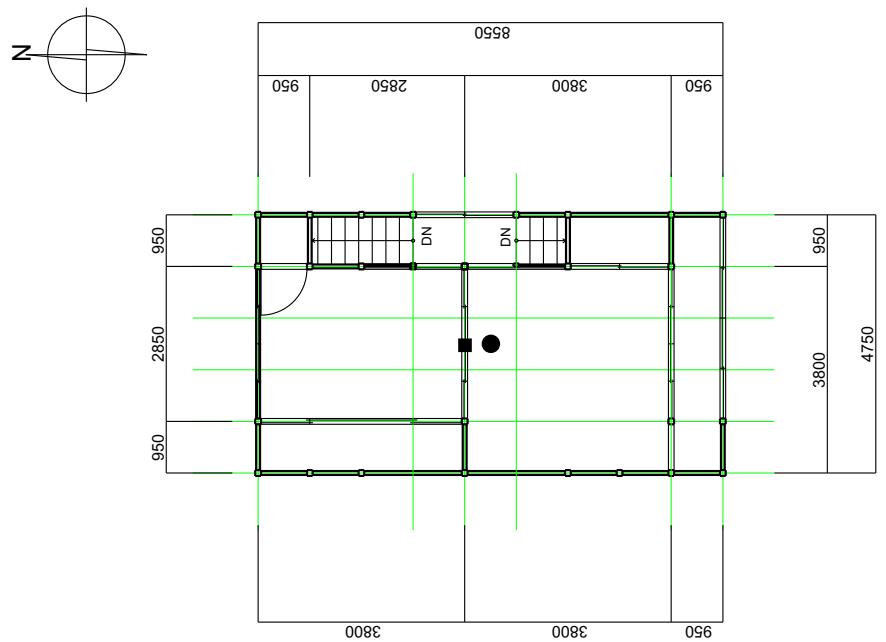
建物名称	SI 邸	TU 邸	TA 邸	SU 邸	H 棟
実験日	6月20日	6月21日	10月2,13日	12月6,7日	10月6日
建設場所	京都市左京区	京都市左京区	京都市山科区	西宮市六軒町	京都市南区
建設年代	昭和初め 1930 年代	昭和初め 1930 年代	昭和 30 年代後半 1960 年代	昭和 40 年 1965 年	平成 7 年（新築） 1995 年
主体構造	2 階建在来軸 組土塗壁（貫 3 段、竹小舞）	2 階建在来軸 組土塗壁（貫 3 段、竹小舞）	2 階建在来軸組 土塗壁（筋違、 竹小舞）	2 階建在来軸組 土塗壁（筋違、 竹小舞）	2 階建在来軸組 二ツ割筋違、も しくは貫 3 段
延べ床面積 1 階 (m^2)	70.28	94.57	148.77	96.96	12.96
2 階 (m^2)	40.61	52.86	43.51	32.83	12.96
計 (m^2)	110.89	147.43	192.28	129.79	25.92

2.1 引張破壊実験

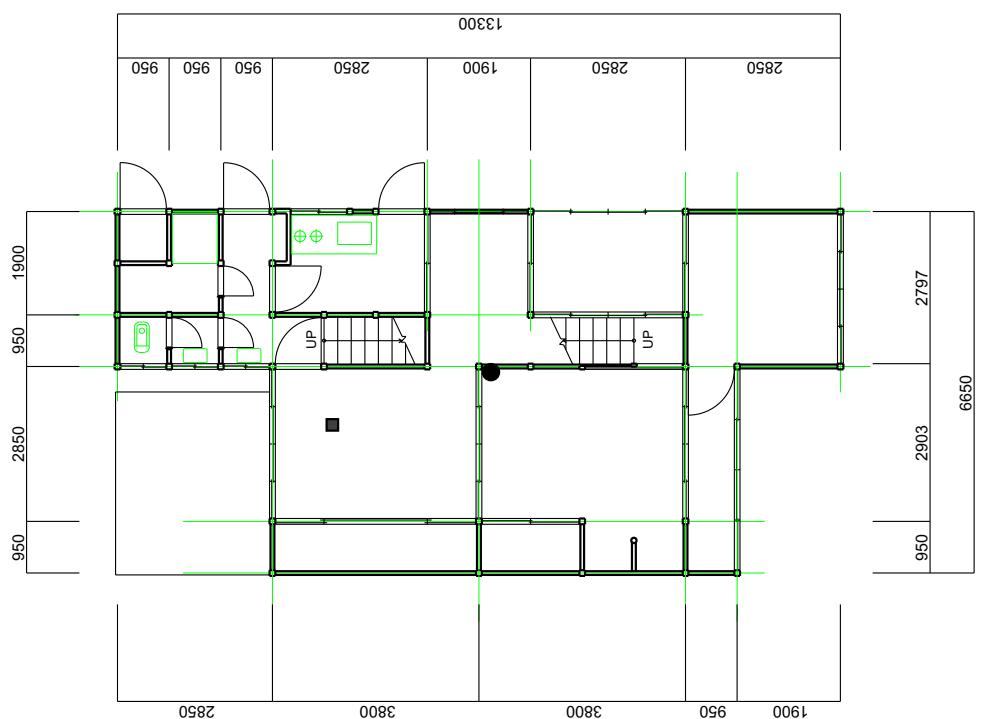
小屋梁位置で隅柱部分を引っ張って静的な載荷を行ない、載荷履歴に対する耐力と変形の関係を調べ、最大耐力を越えて破壊に至るまでの挙動を調べた。

載荷には、容量約 25tonf のラフター型トラッククレーン（写真 1）を用いて、ワイヤーで 2 階天井部の柱-梁接合部分を引っ張り、1 方向の繰り返し載荷を層間変形角 $1/30\text{--}1/12\text{rad}$ 程度まで行なった（図 6）。H 棟の実験では容量 7tonf の トラッククレーン 2 台を用いて交互に引っ張り、繰り返し載荷したのち荷重計および変位計を除去、倒壊するまで載荷した。

2 階に作用させた水平引張力は、容量 20tonf （感度 $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$ ）の荷重計（写真 2）を 1 台用いて計測した。基礎、1 層、2 層の各変位は容量 2500mm の巻き込み型変位計（感度 $2.0 \times 10^{-6}/\text{mm}$ ）を 6 台用いて計測した。また、変位の実験時モニタ用に、測定範囲 200~1300mm の超音波式変位センサ（表示分解能 1mm、表示精度 $\pm 1\%F.S.$ ）を 2 台用いた。



2階



1階

図1 IS邸平面図

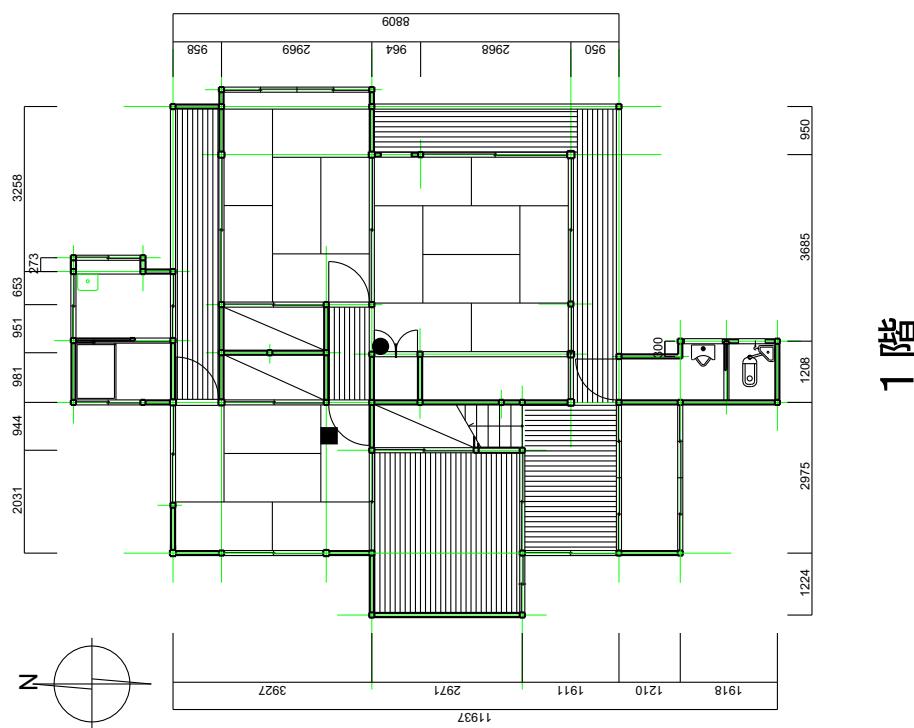
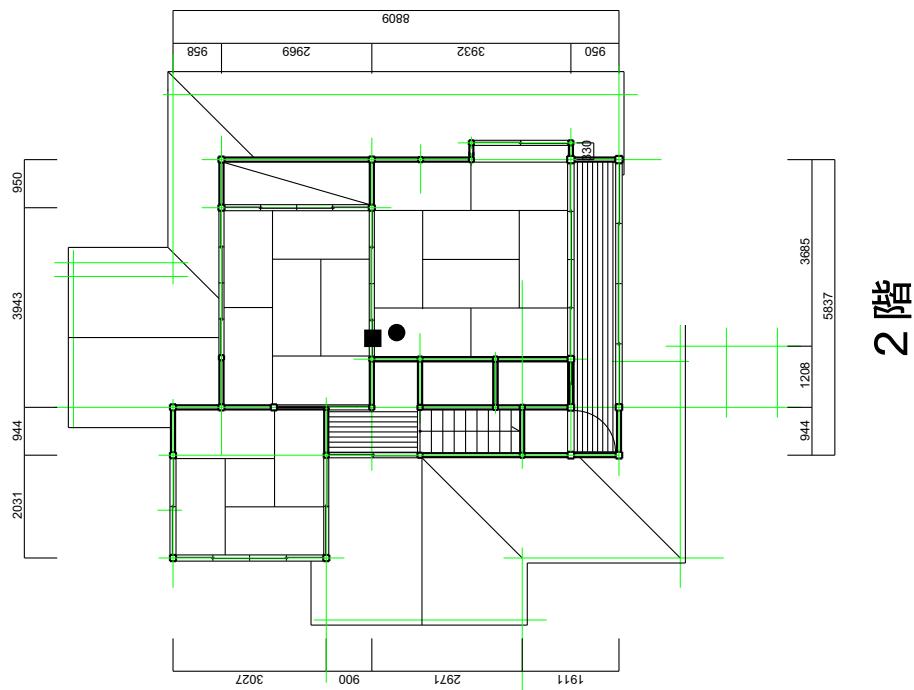
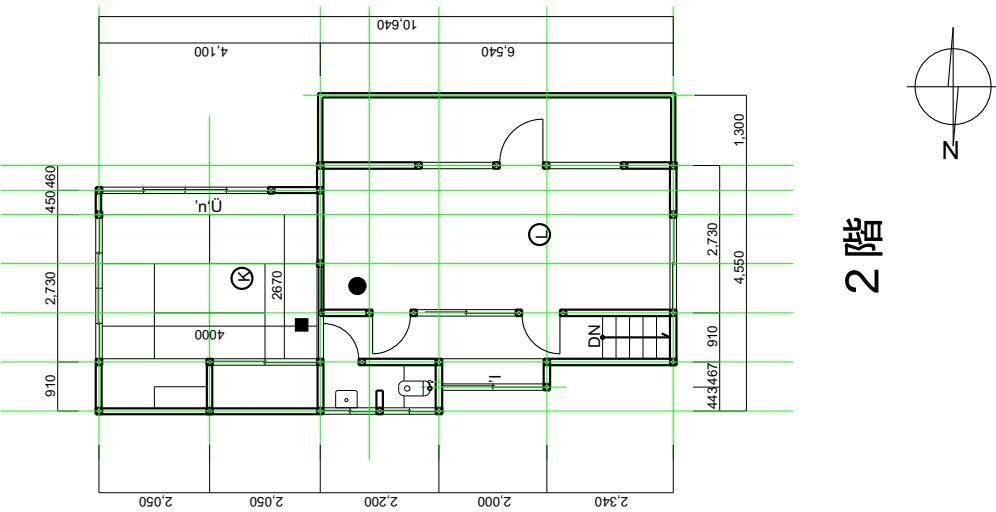


図 2 TU 邸平面図



2 階

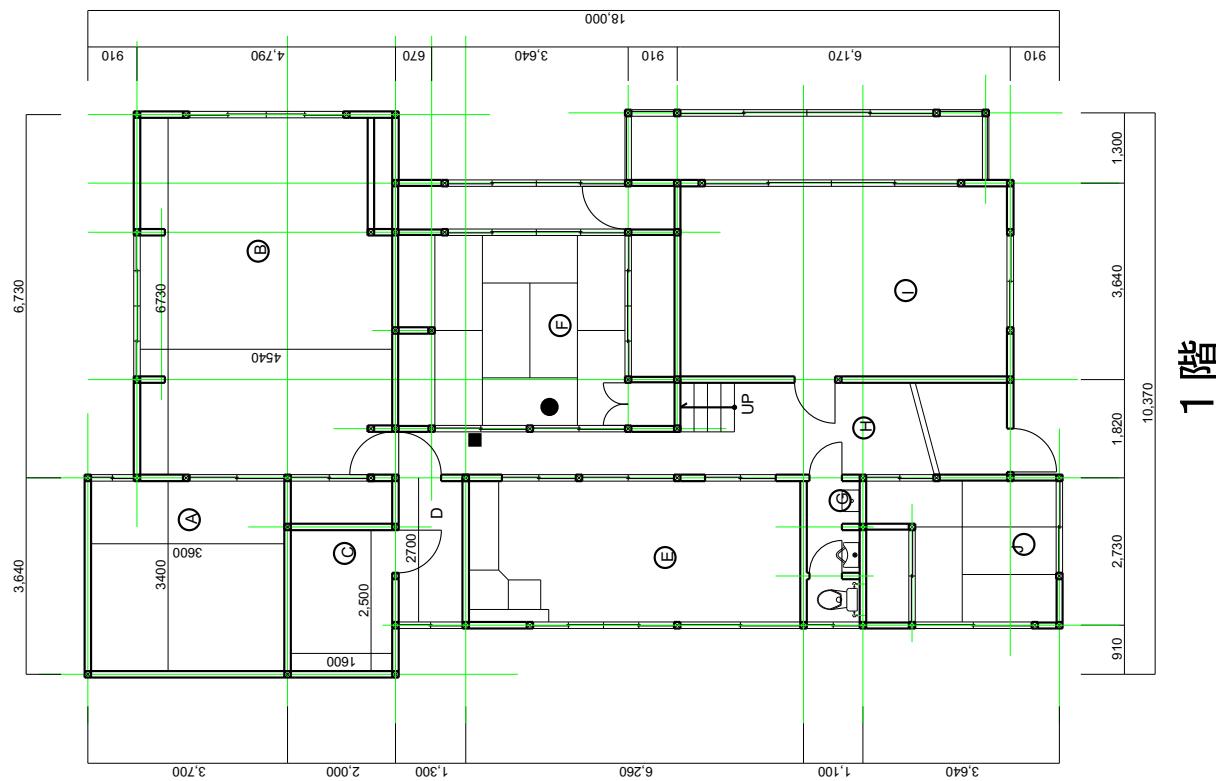


図3 TA 邸平面図

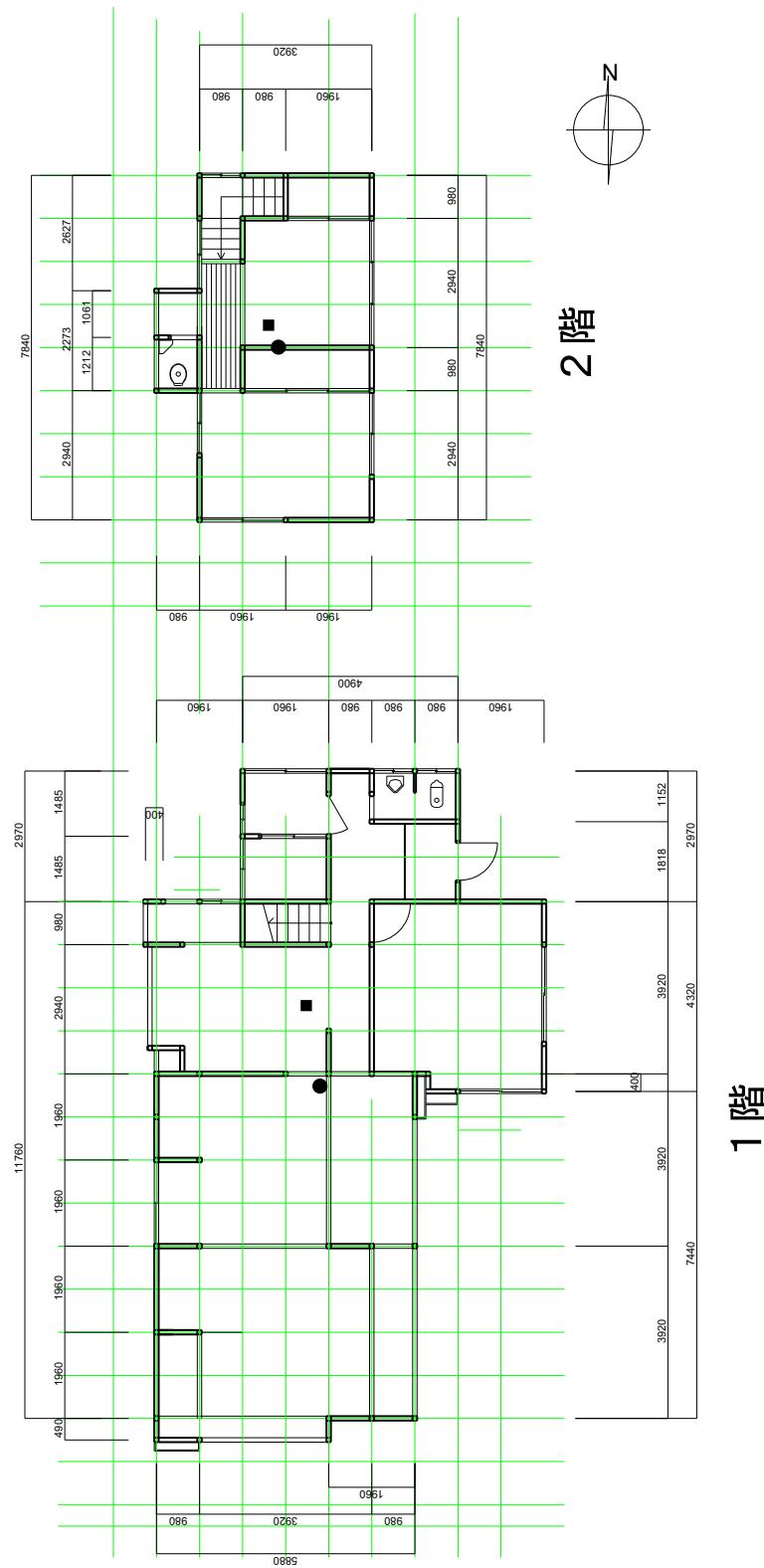


図 4 SU 邸平面図

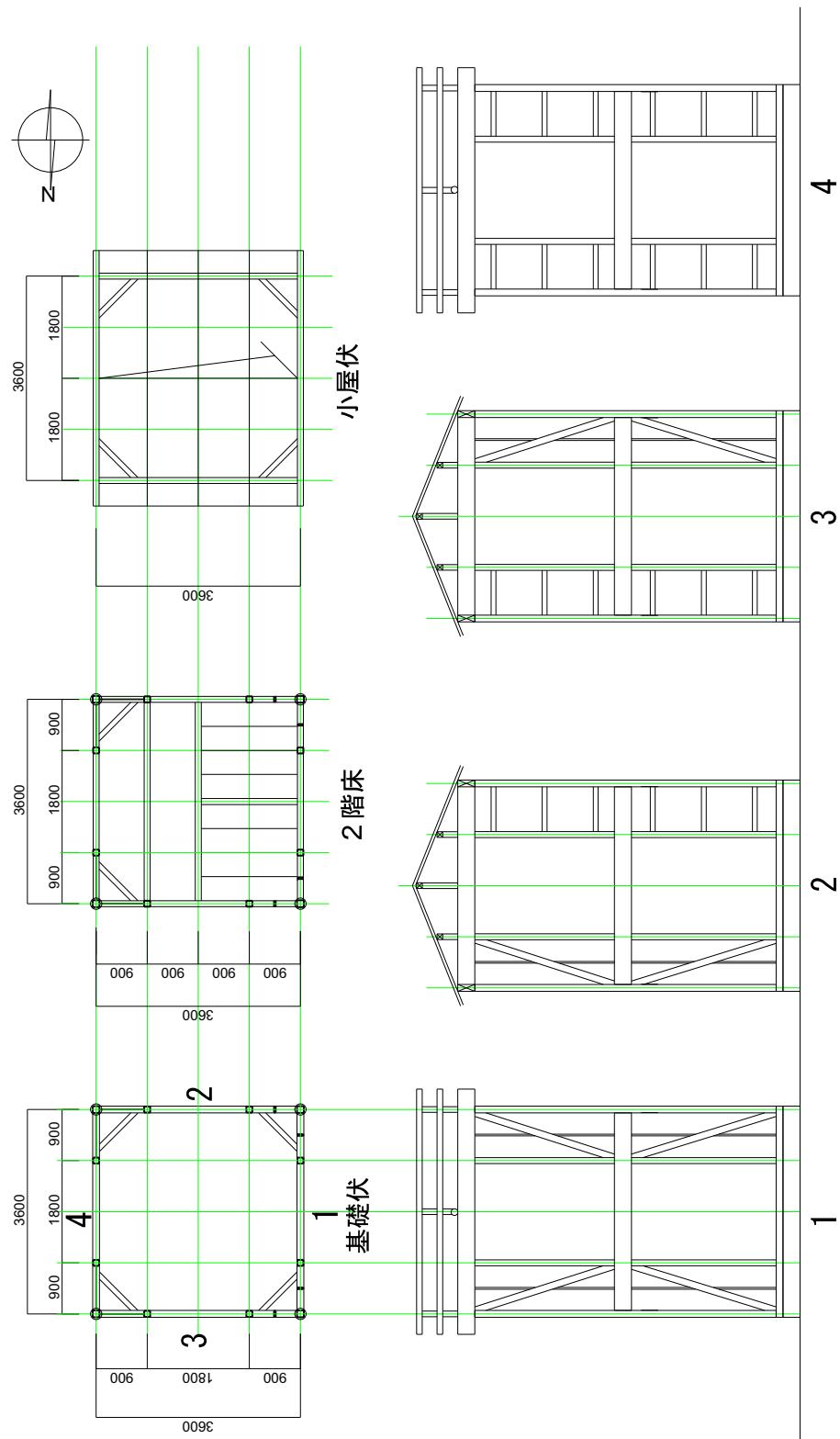


図5 H棟軸組図



写真 1 載荷に使用したトラッククレーン

2.2 常時微動測定

在来構法木造建物の基本的な動力学特性を把握し、かつ、建物が損傷を受けることにより生じる動特性の推移を明らかにするため、建物および周辺地盤の常時微動測定を行なった。TU 邱以外については破壊実験終了後にも常時微動測定を行なった。振動の測定には携帯用振動計（東京測振（株）SPC-35F）を使用した。これは写真 4,5 に示すように、サーボ型速度計のピックアップと、アンプ・A/D 変換器・ノートパソコンをトランクの中に組み込んだポータブルタイプの本体から構成される。他の機器を接続することなしに計測結果をリアルタイムでコンピュータ内蔵のハードディスクに格納することのできる非常に簡便な計測システムである。総合特性としては、速度について 1Hz ないし 20Hz の間でフラットな特性を持っていることを確認した。

計測は、地表面、建物の 1 階、2 階の床面および小屋梁の 4 点もしくは、地表面、建物の 2 階



写真 2 荷重計



写真 3 引張破壊実験で使用した計測システム

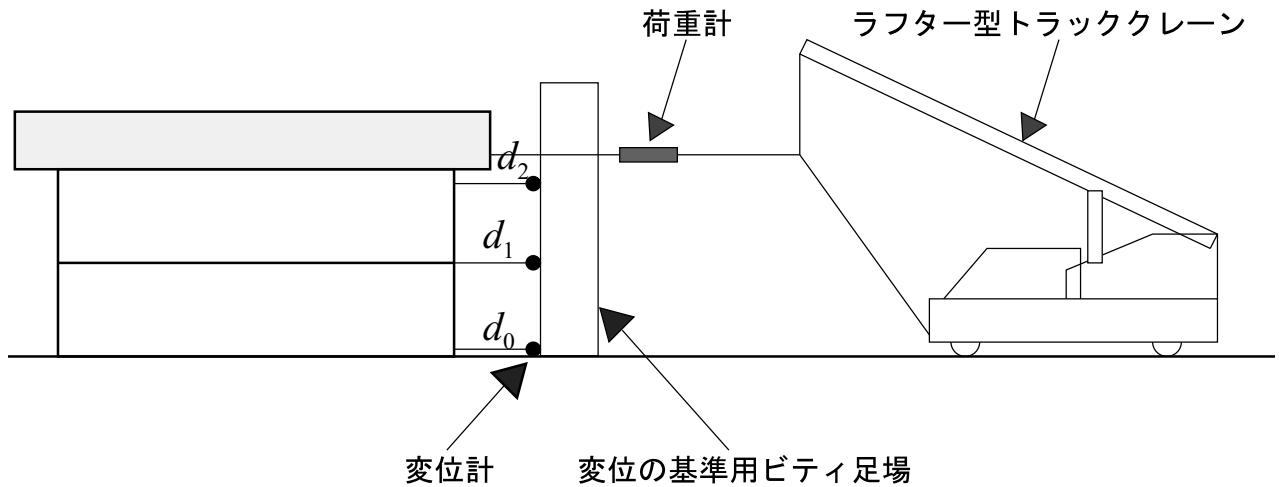


図 6 載荷状況

の床面および小屋梁の 3 点の同時計測とし、桁行方向および張間方向のそれぞれについて 3~10 分間計測した。各建物の実際の振動計の配置と計測時間を表 2 に示す。

表 2 常時微動測定概要

	1ch	2ch	3ch	4ch	測定日	計測時間
SI 邸	地盤表面	2 階床	小屋梁	–	6 月 15 日	3 分間
TU 邸	地盤表面	2 階床	小屋梁	–	6 月 15 日	3 分間
TA 邸	地盤表面	1 階床	2 階床	小屋梁	10 月	10 分間
SU 邸	地盤表面	1 階床	2 階床	小屋梁	12 月 5 日	7 分間
H 棟	2 階床 (図 7)	2 階床 (図 7)	小屋梁	地盤表面	10 月 6 日	10 分間

H 棟では、ねじれが大きく出ることを考慮に入れて 2 階床に図 7 のように振動計を設置した。

2.3 自由振動実験

小屋梁位置にかけたワイヤーを斜め下方に引っ張り初期変位を与えた後、瞬時に力を解放することによって建物を自由振動させて弾性域での比較的大きな変形時の振動測定を調べた。常時微動測定と同じ計測装置を用い、速度応答を建物内部で 4 点 (表 3) 測定した。



写真 4 携帯用振動計 SPC-35E



写真 5 サーボ型速度計

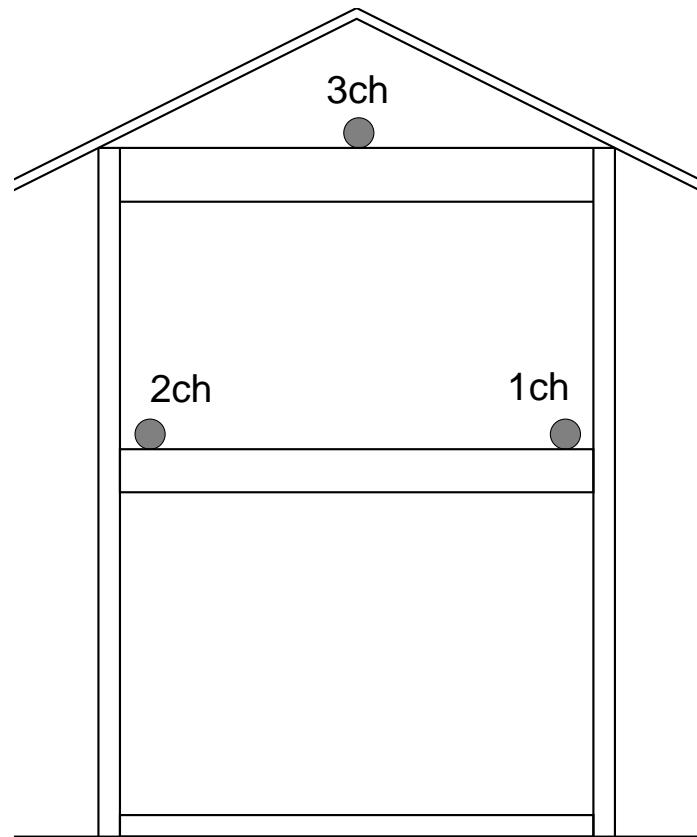


図 7 H 棟での速度計の配置

表 3 自由振動実験時の振動計の配置位置

	1ch	2ch	3ch	4ch
SI 邸	2 階床西側	2 階床東側	小屋梁東側	小屋梁西側
TU 邸	2 階床西側	2 階床東側	小屋梁東側	小屋梁西側
TA 邸	1 階床	2 階床西側	2 階床東側	小屋梁
SU 邸	1 階床	2 階床西側	2 階床東側	小屋梁
H 棟	2 階床東側	2 階床西	小屋梁	—

3 実験結果の考察

本章では、3種の実験の結果の考察を行なうとともに、現在の壁率規定に基づいた建物の強度と破壊実験から得られた建物強度のちがいについて考察する。また、壁量から算定される剛性と常時微動実験、自由振動実験の結果から算定される剛性を比較して、壁の剛性、強度の評価法の問題点を指摘する。3種の実験結果を表4に示す。

表4 実験・解析結果一覧

建物名称	SI 邸	TU 邸	TA 邸	SU 邸	H 棟
建物固有振動数					
実験前 (Hz)	4.5	3.1	4.1	3.6	2.6
実験後 (Hz)	3.6	—	3.4	3.5	2.1
地盤卓越振動数					
水平 (Hz)	11–12?	11–12?	2.5–3.0	5.5–6.0	10–15?
減衰定数 (%)	5.4–6.0	5.9–8.5	4.6–6.2	7.5–8.0	3.0–6.5
最大荷重 (t)	8.12	10.72	10.58	14.18	1.73
最大荷重時の層間変形角 (rad)					
1 階	0.061	0.046	0.016	0.032	0.089
2 階	0.025	0.034	0.050	0.019	0.074
最大荷重時のねじれ変形角					
1 階 (0.01rad)	1.12	-3.27	-0.02	0.99	3.01
2 階 (0.01rad)	-0.46	-0.15	-0.04	0.12	3.51
実験時の顕著な破壊箇所	2階壁の破損	2階壁の破損	2階柱の折損	地震で被災(大破)	1・2階筋違の引き抜けと圧縮座屈による折損
耐力壁有効長さ					
1 階 (m)	14.72	14.13	124.29	94.11	—
2 階 (m)	14.72	11.62	28.68	35.96	—
壁耐力推定値					
1 階 (t)	6.75	6.48	23.17	15.33	—
2 階 (t)	6.75	5.33	5.30	6.10	—
1 階 (t)	3.01	4.06	6.38	4.16	—
2 階 (t)	1.11	1.44	1.19	0.90	—
建物重量 (ton)					
2 階	8.10	9.96	9.98	7.57	
1 階	10.98	13.27	30.28	18.59	
ベースシアー	0.43	0.46	0.26	0.54	

3.1 引張破壊実験

3.1.1 木造建物の引張破壊実験結果の考察

引張破壊実験により得られた建物の 6 点の変位から、付録付録 A に示す方法で層間変位および各層のねじれ変形角を求めた。荷重～変位関係および荷重～ねじれ変形角関係(付録付録 A 参照)を図 8-19 に示す。ねじれ変形角は、付録付録 A に示すように、A 構面の変形が大きくなる向きを正としている。基礎部の変位 d_{0a}, d_{0b} は小さく、建物全体の剛体移動は無視できる。

破壊実験途中の顕著な破壊状況(荷重～変位関係図中の矢印で示されるポイント)を表 5 に挙げる。

引張破壊実験を行なった 5 つの建物の崩壊過程を以下に述べる。

3.1.1.1 SI 邸

SI 邸の載荷履歴を図 8、9 に示す。図 8 は、1 層および 2 層の左右構面における層間変位の平均値とその荷重の関係を示している。また図 9 は各層の荷重とねじれ変形角との関係を示している。最大荷重は 8.12tonf、その時の層間変形は 1 階が 6.85cm、2 階が 13.65cm であった。

荷重 step79(荷重 6tonf) の段階から木材接合部と思われる数ヶ所できしみ音が発生し、step101(荷重 2.5tonf) の段階でまず 2 階の外壁が面外に膨らみだした(写真 6)。これは壁の内部にある木材の面外変形によるものと考えられる。さらに荷重を 3tonf に増加させると、1 階の外壁に取り付けられている板厚の比較的薄い斜材に座屈による面外変形が生じ、架構の剛性が低下し始めた(写真 7)。step122 の 6tonf 載荷時には土壁の亀裂が顕著になり、2 階の階段室と和室との境界の土壁が脱落し、7.5tonf 時にはこの壁が軸組から完全に外れ、破壊した(写真 8)。その時点では剛性は初期剛性の 1/4 程度に低下していた。step142 で最大荷重 8.12tonf に達した時、層間変形角は 1 階が 1/40rad、2 階が 3/50rad であった。その後除荷を行なったが、除荷時の剛性は初期剛性に近く、残留変形は 2 階で 15.7cm(変形角 7/100rad) であった。再載荷時の剛性も除荷時と類似しており、最終加力時の変形は 2 階で 20.0cm(1/10rad) に達した(図 20)。

静的載荷であるが、変形角が 1/10rad になっても倒壊はしていない。近隣の状況からこれ以上の載荷は不可能と判断した。この建物には載荷方向に階段が 2 ヶ所あり、これが筋かいの作用をして 1 階の剛性が高くなっていると考えられる。

3.1.1.2 TU 邸

TU 邸の載荷履歴を図 10、11 に示す。この建物の場合、層間変位、ねじれ変形角とも 1 階の方が大きかった。1 階は特に構面 b(建物に向かって右側)で壁が少なく、偏心が大きくなり、大きなねじれ変形を生じたものと考えられる。対象的に 2 階は偏心が小さく、ほとんどねじれ変形を生じなかった。最大荷重は 10.72tonf、その時の層間変形は、1 階で 12.15cm、2 階で 7.92cm であった。

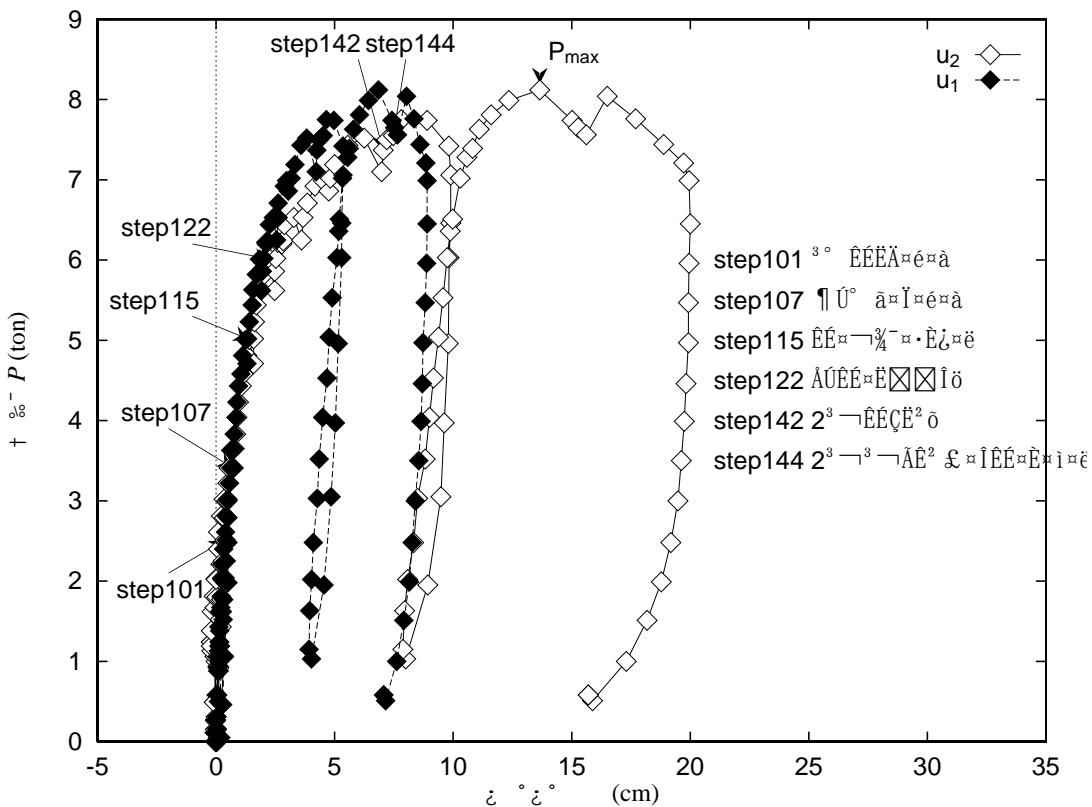


図 8 SI邸 荷重～変位関係

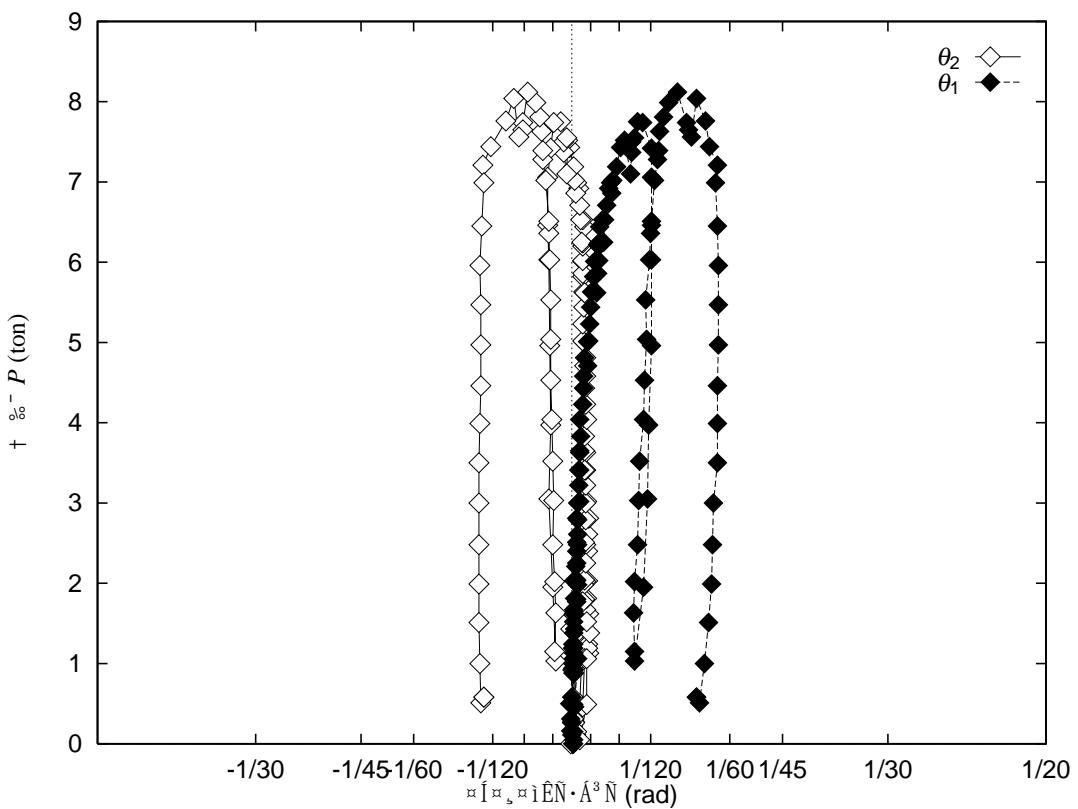


図 9 SI邸 荷重～ねじれ角関係

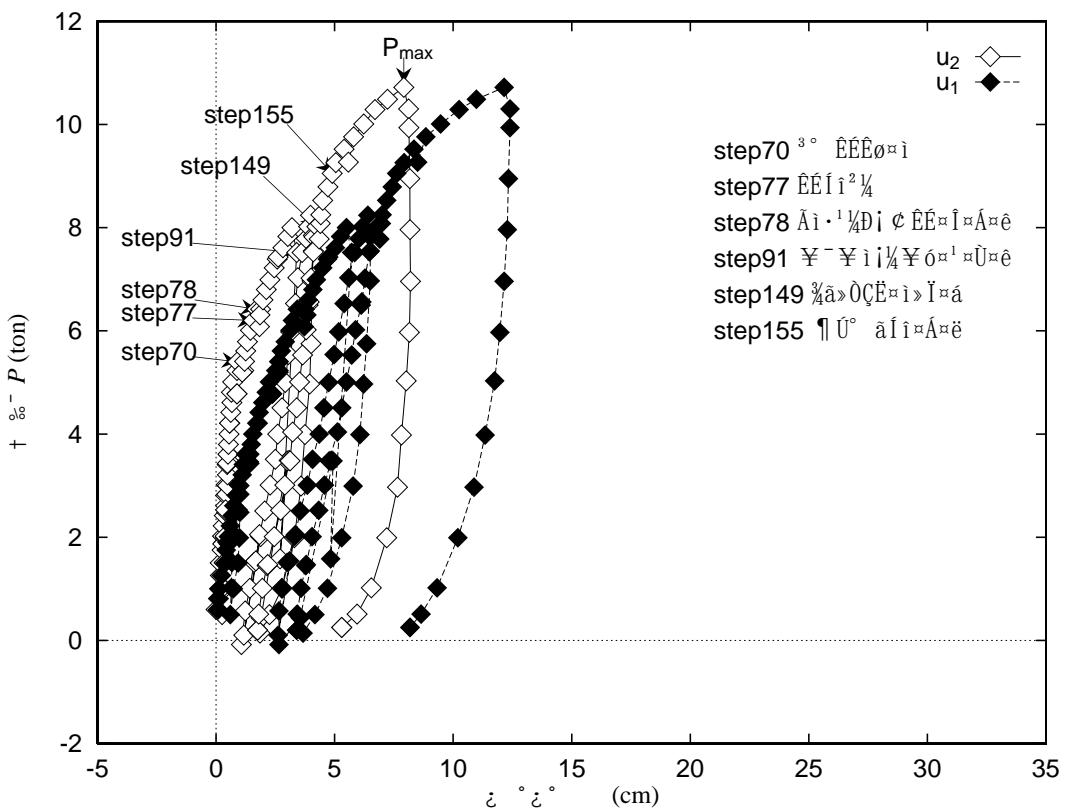


図 10 TU邸 荷重～変位関係

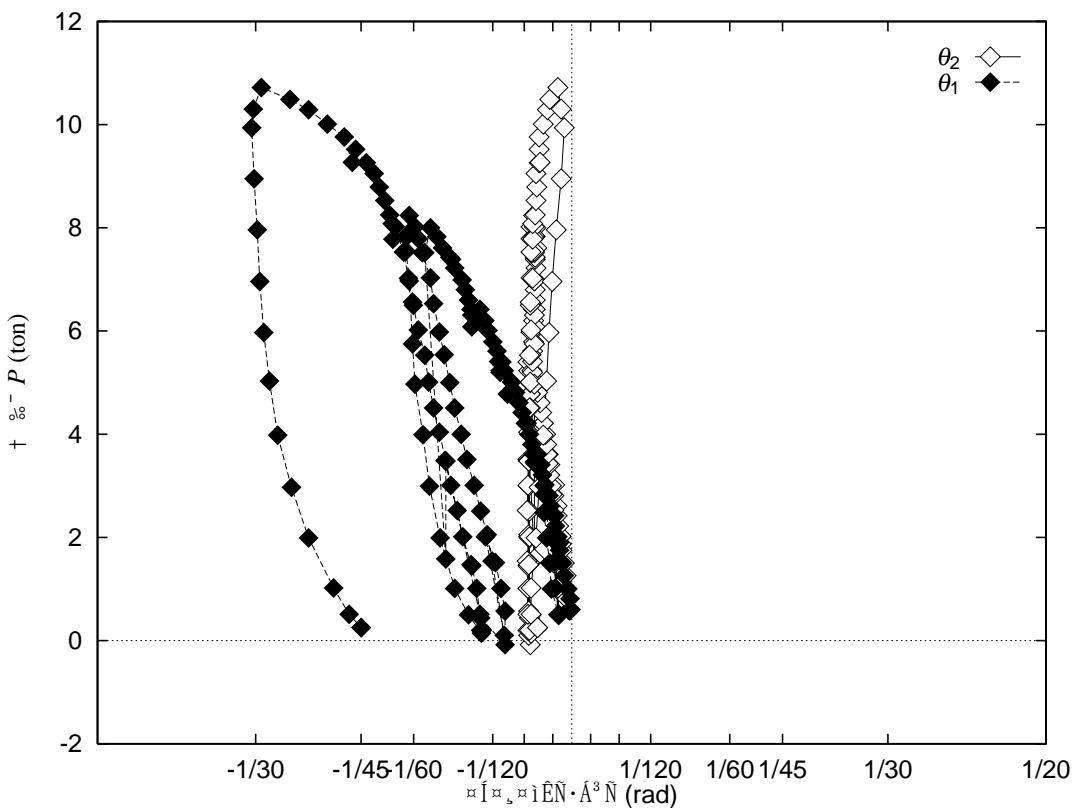


図 11 TU邸 荷重～ねじれ角関係

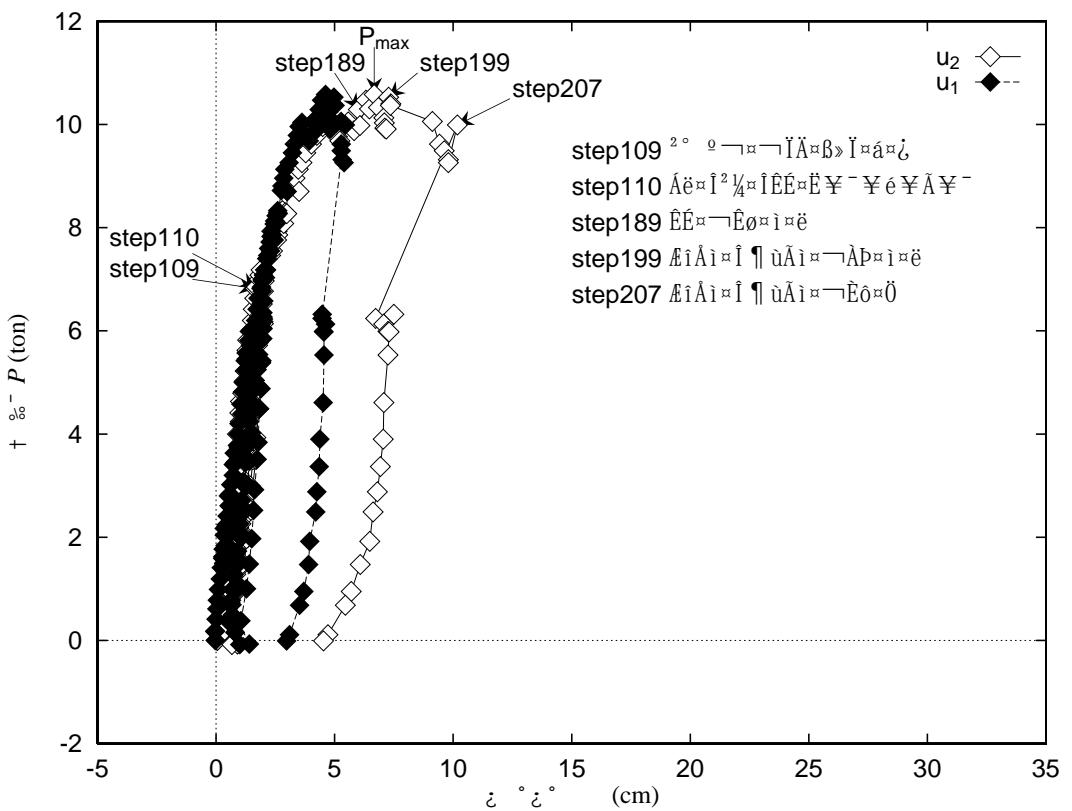


図 12 TA 邸 荷重～変位関係

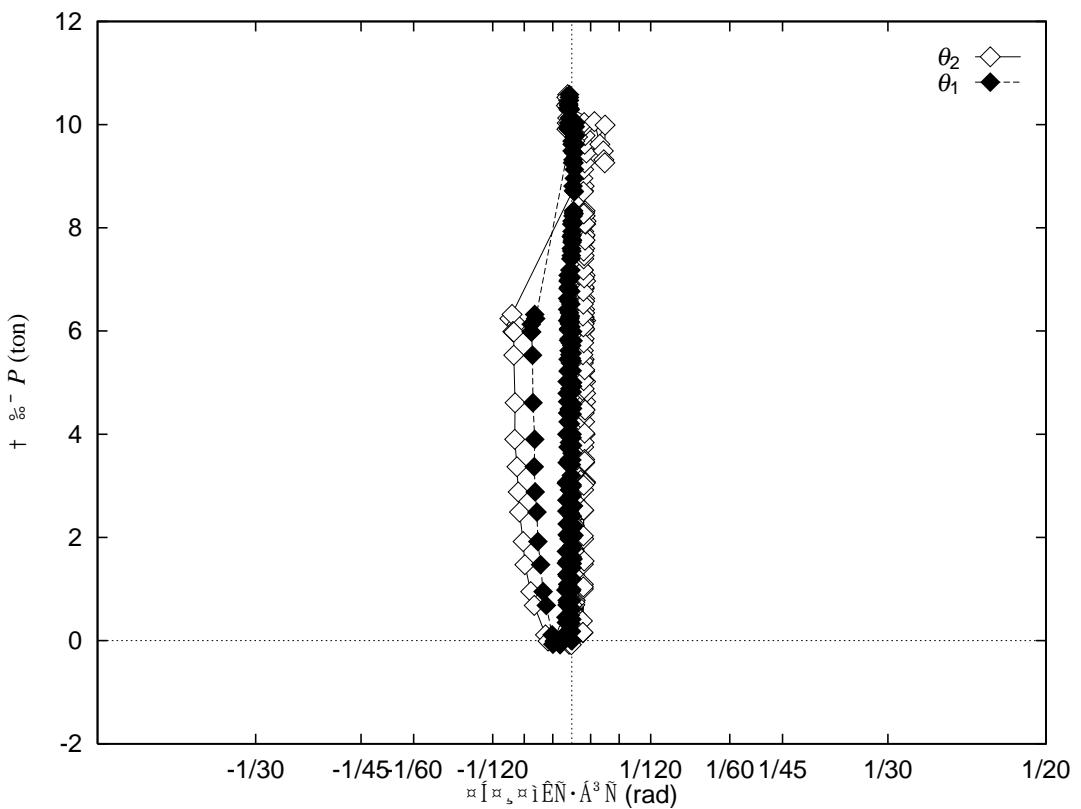


図 13 TA 邸 荷重～ねじれ角関係

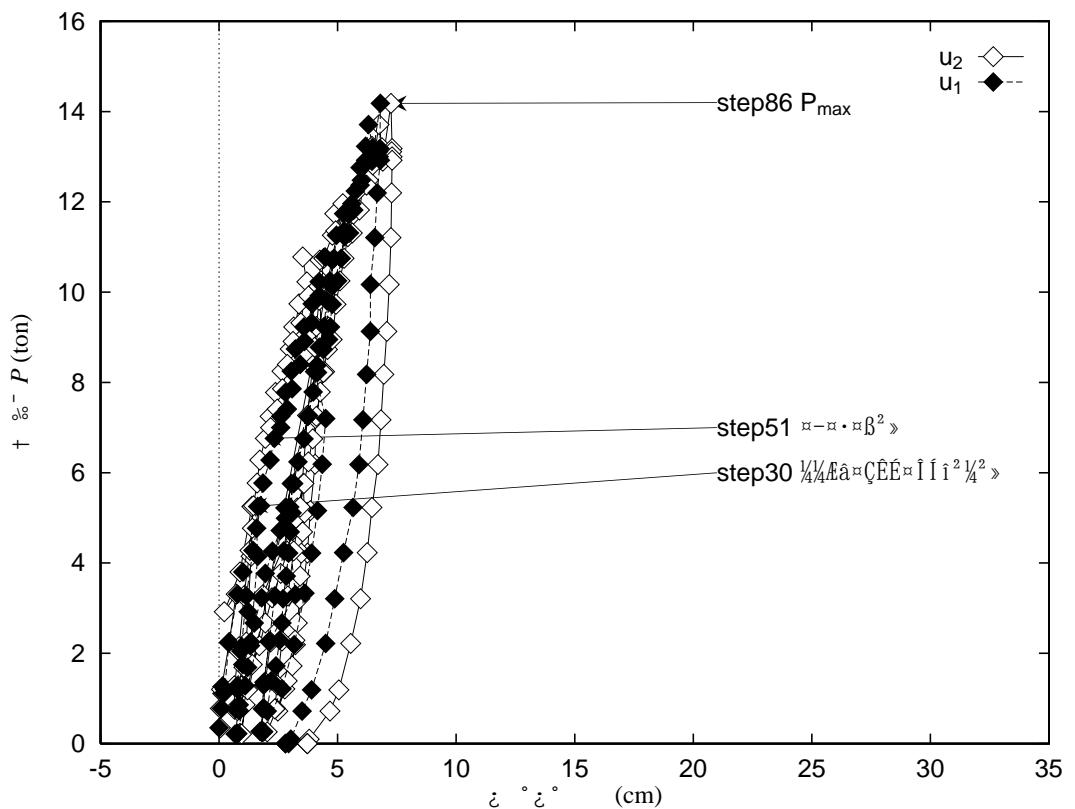


図 14 SU邸 荷重～変位関係

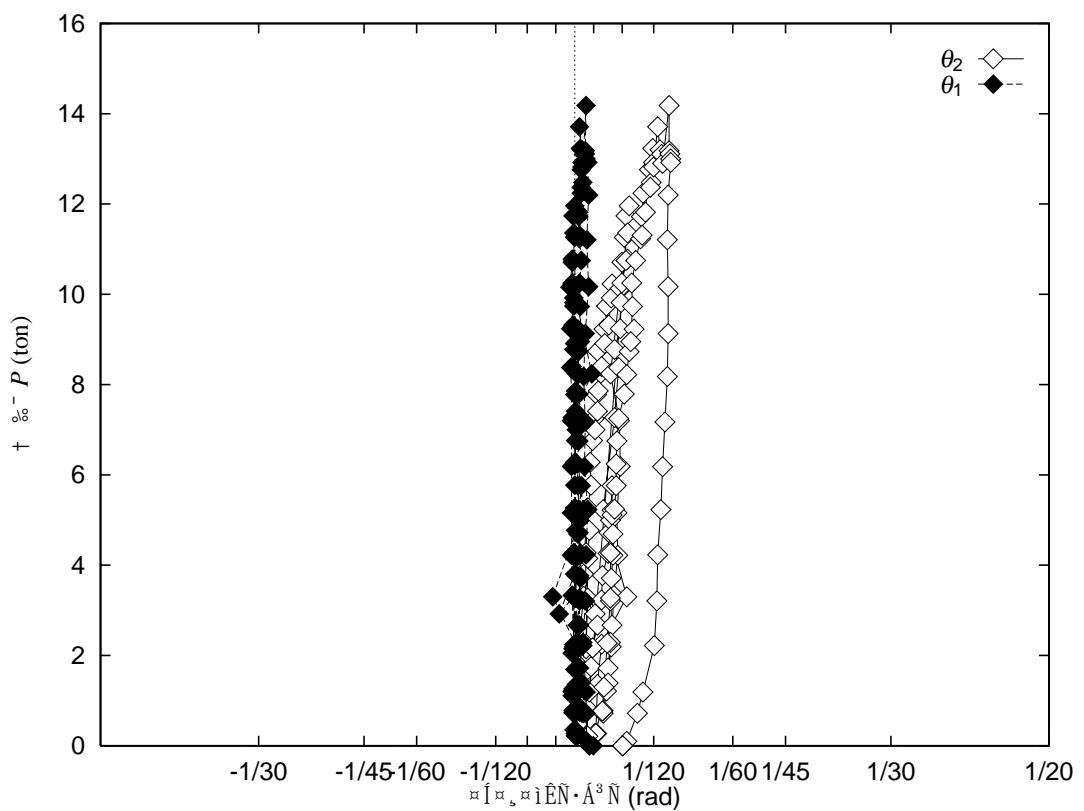


図 15 SU邸 荷重～ねじれ角関係

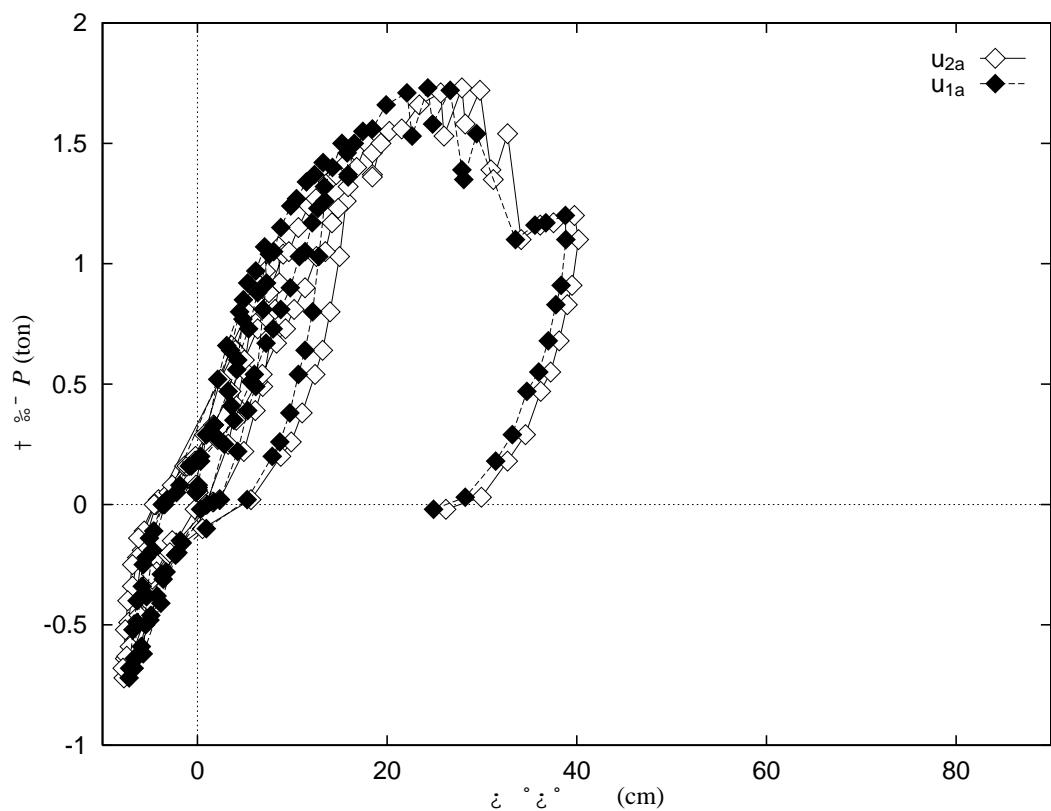


図 16 H 棟 荷重～変位関係 (構面 a)

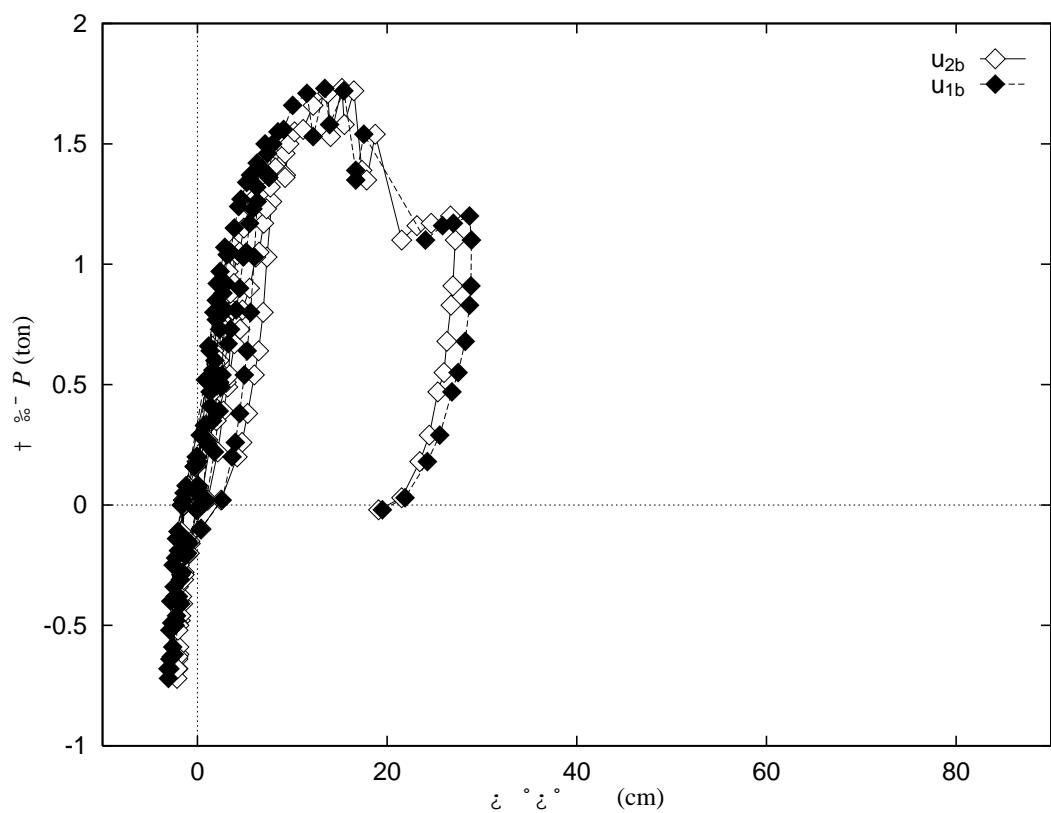


図 17 H 棟 荷重～変位関係 (構面 b)

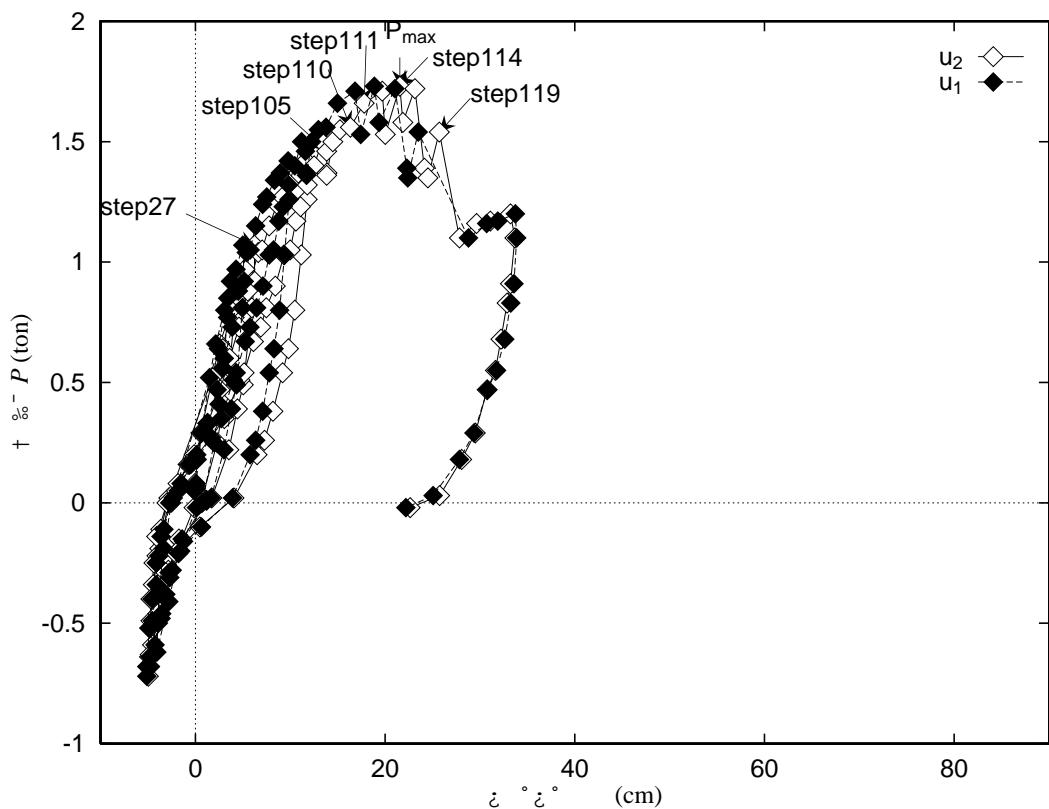


図 18 H 棟 荷重～変位関係

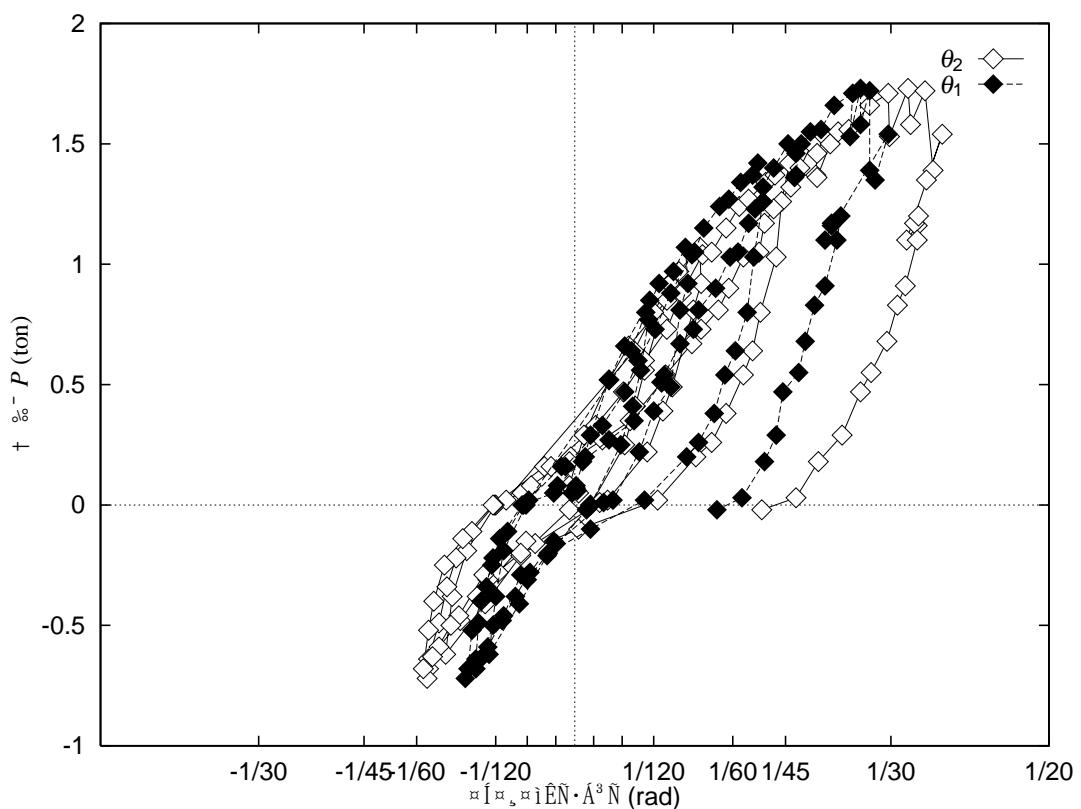


図 19 H 棟 荷重～ねじれ角関係

表 5 載荷途中の顯著な破壊状況

a.SI 邸

step	P	u_2	破壊状況
101	2.51	0.37	外壁膨らみ
107	3.41	0.72	筋違膨らむ
115	5.01	1.40	壁が少し反る
122	6.01	2.28	土壁に亀裂
142	7.37	7.05	2階壁破壊
144	7.55	7.47	壁とれる
175	8.12	13.65	P_{\max}

b.TU 邸

step	P	u_2	破壊状況
70	5.40	0.90	外壁崩れ
77	6.20	1.57	壁落下
78	6.42	1.72	柱傾斜、壁のちりのすき間大きく
91	7.52	3.40	クレーンすべり (accident)
149	8.02	4.25	障子破れ始め、壁に亀裂
155	9.05	4.90	筋違落ちる
163	10.72	7.92	P_{\max}

c.TA 邸

step	P	u_2	破壊状況
109	6.82	1.65	屋根が歪み始めた
110	6.85	1.70	窓の下の壁にクラック
189	10.29	6.00	壁が崩れる
193	10.58	6.67	P_{\max}
199	10.53	7.28	南東の隅柱が折れる
207	9.99	10.18	南東の隅柱が飛ぶ

d.SU 邸

step	P	u_2	破壊状況
30	5.25	1.38	内部壁落下音
51	6.76	1.95	きしみ
86	14.18	7.25	P_{\max}

e.H 棟

step	P	u_2	破壊状況
27	1.07	6.22	柱、梁の継手に隙間
105	1.46	13.85	1階の間柱割れ
110	1.56	16.35	2階梁(内側)にヒビ
111	1.66	17.80	2階の圧縮筋違折れ
114	1.73	21.57	P_{\max} 引張筋違外れる
119	1.54	25.73	筋違折れ

u_2 : 小屋組の変位

P : 載荷力



写真 6 SI 邸：外壁が面外に膨らみだした

荷重 step36(荷重 2.0tonf) の段階から木材接合部のきしみ音や土壁のちり部分でのわずかな崩れが顕著であった。step70(5.40tonf) の段階では土壁の亀裂や崩れが目立つようになり、剛性の低下が認められる(図 10)。step77(6.20tonf) の段階になると、一部で壁土が大きく崩れ落ちたり壁と軸組の間の隙間が目に見えて大きくなってきた(写真 9)。その時の層間変形角は 1 階で $1/80\text{rad}$ 、2 階で $1/150\text{rad}$ であった。一旦除荷し、再載荷したところ step149(8.02tonf) で、障子紙の破れが観察されるようになり(写真 10)、続いて荷重を増加させると 1 階東側の縁側にあるガラス戸のガラスが割れ始めた(写真 11)。これは軸組の変形にともない、軸組と建具の間の隙間がなくなり、建具にダイレクトに力が加わるようになったためであると考えられる。さらに荷重を増加させると、step155(9.05tonf) で外壁に取り付けられている板厚の比較的薄い斜材(それまでにすでに座屈して面外に変形していた)が外れて落ちて、再び剛性の低下が認められた。この時点では剛性は初期剛性の約 $1/4$ に低下している。step163 で最大荷重 10.72tonf に達し、その時の層間変形角は 1 階が $1/30\text{rad}$ 、2 階が $1/20\text{rad}$ であった。

その後除荷を行なったが、SI 邸と同様除荷時の剛性は初期剛性に近く、残留変形は 1 階で 8.18cm(層間変形角 $1/30\text{rad}$) であった。再載荷時の剛性も除荷時と類似しており、最終加力時の変形は 1 階で $1/20\text{rad}$ 近くに達した(図 23)。

3.1.1.3 TA 邸



写真 7 SI 邸：斜材の座屈による面外変形

引張破壊実験を行なった 5 棟のうち TA 邸のみが張間方向の引張載荷であった。最大荷重は 10.58tonf、その時の変形は 1 階で 4.62cm、2 階で 6.67cm であった。

本建物は、もともと内外壁とともに土壁であったが、増改築時に 1 階部分は洋風スタイルに改装されたため、各部屋がしっかりした壁で仕切られており、載荷方向の壁量が多い。そのため 1 階部分の水平耐力は 2 階部分よりも相当大きい。

載荷途中の顕著な破壊状況は 2 階部分に集中しているようだった。荷重 step42(3.02tonf) 付近で室内の作りつけの棚が落ちるのが観察された。step109(6.82tonf) で屋根の歪みが認められた。また、そのころから外壁のモルタルのひび割れが目立ちはじめ、step189(10.29tonf) で、外壁の一部で剥離が生じた。

最大荷重 (step193, 10.58tonf) に達して間もなく 2 階南東の隅柱が折れ、さらに荷重を増加させたところ、step199(10.53tonf) でその柱が外れてしまった (写真 12)。それまではほとんどね



写真 8 SI 邸：土壁の崩壊

じれ変形を生じていなかったが、柱が 1 本外れた直後、反動で $-1/120\text{rad}$ 程度のねじれ変形を生じた。

残留変形は 1 階で 2.97cm、2 階で 4.53cm であった。

3.1.1.4 SU 邸

西宮市六軒町の SU 邸は実際に 1995 年兵庫県南部地震で被害を受けた建物である。建物自体の損傷は、一部で柱が土台から外れている程度で、被害調査時の被害レベル分類 [5] に従えば中破であったが、敷地を斜めに横切って亀裂が走り、1 部陥没するなどの地盤変状により、鉄筋コンクリート布基礎 (フーチング幅 : 40cm、基礎深さ : 1.5m) に亀裂が生じ、全体的に沈下した。

本建物のように被災した建物がどの程度の耐力と変形性能を有しているかを調べることは興味深いことである。したがって、引張載荷によって建物の被災箇所の状況変化に注目して、建物全



写真 9 TU 邸：壁と軸組の隙間、土台の浮き

体の損傷状況を観測した。

最大荷重は 14.18tonf、その時の変形は 1 階で 6.80cm、2 階で 7.25cm であった。他の 3 棟の住宅と同様、まず室内の棚が外れるといった状況が目立ったが、その他には木材のきしむ音や地震によって生じた外壁の亀裂の進行が顕著であった。最大荷重に達しても大きな剛性の低下は見られなかつたため、建物に余力が残っていると考えられたが、荷重の増加を止めても外壁の亀裂が進行していたので、安全に配慮してこの時点で載荷を終了した。

実験終了時の残留変形は 1 階で 2.80cm、2 階で 3.72cm であった。

3.1.1.5 H 棟

本建物は、実験用に建設した軸組のみの 2 間×2 間の 2 階建であり、貫構法と筋かい構法との差異を調べる目的で、構面 a が 3 段貫、構面 b が 2 つ割筋かいとなっている。

また、軸組の復元力特性を調べるために、2 台のクレーンによる正負繰返し載荷実験をおこなった。写真 13 に引張実験の状況を示す。構面 a および b の剛性が大きく異なるため、図 16 および 17 に示す荷重と両構面の各層間変位との関係から、両構面の層間変位も大きく異なり、図 19 に示されるように大きなねじれ変形を生じていることがわかる。

図 18 に各層間変位の両構面の平均と荷重の関係を示す。1 層部と 2 層部が同じ軸組で構成された総 2 階であるので、1 層と 2 層の層間変位に大きな差はなく、構面全体が平行四辺形になるような変形をしている。



写真 10 TU 邸：障子紙の破れ



写真 11 TU 邸：ガラスが割れ始めた



写真 12 TA 邸：柱が外れた



写真 13 H 棟：載荷状況

正負繰返し載荷による顕著な破壊状況を表 5.e に示す。柱はほとんど曲げ変形をせず、柱と胴差しとの接合部が緩み、徐々に隙間が開いていくという現象が見られた。

図 18において、step105 では 1 階の圧縮筋かいが座屈により面外に大きく変形し、筋かいを止めていた間柱が折れた（写真 14）。次いで step111 では 2 階の圧縮筋かいが同様に破断した（写



写真 14 H 棟：step105 で間柱が折れた

真 15)。この圧縮筋かいの破断直後には強度は約 500kgf 低下した。その後 step114 では 1 階引張筋かいの下端部（柱・土台との接合部）で金具を止めていた釘が抜け出して接合部が外れた（写真 16）。この時点（step114）で最大耐力 1.73tonf となり、その時層間変形角は 1 層で 0.089rad、2 層で 0.074rad であった。この直後に強度は急激に低下し、変形も大きく增加了。

さらに載荷を続け、step119(荷重 1.54tonf) では 1 階の圧縮筋かいが破断した（写真 17）。

筋かいのない構面は大きく変形するものの大きな損傷はなく、一方、筋かいのある構面は大きな力が加わり、まず圧縮筋かい、次いで引張筋かいが損傷した。



写真 15 H 棟 : step111 で 2 階の圧縮筋かいが破断した

3.1.2 建物重量の算定とベースシアーの評価

建物重量の算定は次のようにおこなった。2階の重量 w_2 は、屋根重量、小屋組、2階天井部分および2階の壁の上半分の重量を加えたものとし、1階の重量 w_1 は、2階の壁の下半分、2階床、下屋および1階の壁の上半分の重量を加えたものとする (式 1)[10]。

$$\begin{aligned} w_2 &= \text{屋根面の重量} + \text{小屋組および天井面の重量} + 2\text{階壁の上半分の重量} \\ w_1 &= 2\text{階壁の下半分の重量} + 2\text{階床の重量} + \text{下屋の重量} + 1\text{階壁の上半分の重量} \end{aligned} \quad (1)$$

各部の単位重量——仕上げ材の状況に応じて推定した [11]——を表 6 に示す。このようにして得られた建物重量を表 4(pp.14) に示す。これから、破壊実験の最大荷重時のベースシアーが表 4(pp.14) のように求められ、いずれも高いベースシアー係数を持つことがわかる。

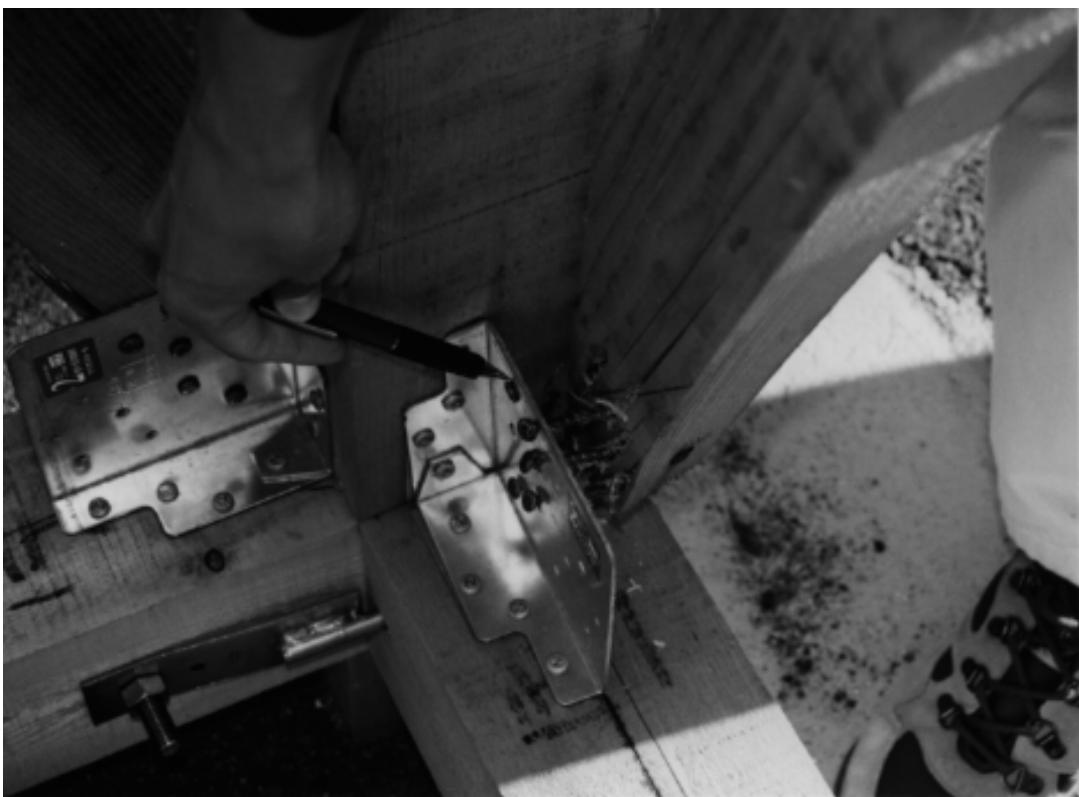


写真 16 H 棟：step114 で 1 階引張筋かいの下端部で接合部が外れた



写真 17 H 棟：step119 で 1 階の圧縮筋かいが破断した

表 6 建物重量算定の際に用いた基準重量 [11]

建築物の部分	種別	重量 (kg/m ²)	備考
屋根	瓦葺 (葺き土あり)	80	屋根面につき
	桟瓦葺	46	
	スレート葺	17	
小屋組		20	
天井等		15	天井面につき
壁	間仕切り (真壁など)	95	壁面につき
	ラスモルタル + 防水層 + 木づくり	75	
	土塗壁 (真壁)	65	
	間柱 + 筋違 + 内装	20	
床	畳敷	35	床面につき。床板および根太を含む
	板張	15	根太を含む
	床ばり (張間が 4m 以下の場合)	10	
	床ばり (張間が 6m 以下の場合)	17	
	床ばり (張間が 8m 以下の場合)	25	
積載荷重	地震力を計算する場合	60	

3.1.3 無開口壁のみが荷重を負担とした場合の壁率、耐力の算定

壁単体の荷重～変形関係に関する実験が過去にいくつかおこなわれている。ここではそのデータに基づいて、破壊実験をおこなった住宅の壁をそのうちのいずれかであると仮定した場合の壁率およびそれから得られる水平耐力を算定し、実験から得られる実際の耐力との差について検討する。

算定の際に仮定した壁の種類およびその荷重～変形関係を表 7 に示す [10, 12]。これらの値を用いて壁率と無開口壁の負担耐力を算定する。

3.1.3.1 壁率の算定

表 7 耐力壁として仮定した壁の種類

壁の種類	接合法等	一定変形角時の耐力 (kgf/m)			最大荷重時		壁倍率
		1/200 rad	1/120 rad	1/60 rad	耐力 (kgf/m)	変形角 (rad)	
土塗	裏返し塗あり (貫 4 段竹小舞)	71	106	137	374	1/9	0.82
三ツ割筋かい	突付け	185	257	366	452	1/34	1.98
ラス下地板 + ワイヤラス + モルタル		475	656	762	793	1/54	5.05
構造用合板	3'×9'② 7.5mm 片面張胴縁なし N50@150	460	560	707	735	—	4.31

壁倍率(表 7)を以下の式で決定する。

$$\text{壁倍率} = P_{1/120}/130 \quad (2)$$

ここで、 $P_{1/120}$ は変形角が 1/120rad 時の耐力 (kgf/m) であり、130 は単位壁倍率 (kgf/m) である。壁率は次式で算定した。耐力壁の種類によっては、加算則にしたがい壁倍率を 5 を越えない範囲で足し合わせた。各建物について張間桁行方向の壁率 (cm/m^2) を表 8 に示す。

$$\text{壁率} = \frac{\text{有効壁長さ (cm)}}{\text{床面積 (m}^2\text{)}} \quad (3)$$

$$\text{有効壁長さ} = \sum \text{壁倍率} \times \text{壁長さ}$$

張間・桁行方向の壁率を比べてみると、SU 邸は 1、2 階とも、TA 邸は 1 階のみであるが、直交方向で均等に耐力壁が配されていることがわかる。しかし、SI 邸、TU 邸は harima 方向と桁行方向で壁率が大きく異なっており、張間方向の耐力はあまり期待できない。今回の引張破壊実験は桁行方向の載荷であったため、SI 邸で 8.12tonf、TU 邸では 10.72tonf まで載荷できたが、張間方向の載荷であればもっと小さい荷重で崩壊したかも知れない。

3.1.3.2 無開口壁の負担耐力の算定

無開口壁のみの負担耐力を推定すると表 9 のようになる [10]。ただし、算定に当たっては次のような仮定をおいた。

1. 無開口壁の長さは、壁 1 枚で 1 グリッド (95–98cm) 以上あるもののみ考える。

表8 実験対象建物の壁率

	壁率 (cm/m ²)			
	1階		2階	
	張間方向	桁行方向	張間方向	桁行方向
SI 邸	12.1	20.9	11.4	36.2
TU 邸	10.1	14.9	11.7	22.0
TA 邸	83.6	85.8	65.9	158.7
SU 邸	64.1	97.1	113.9	109.6
必要壁率	33		21	

2. 和室内部の壁については土壁の耐力とする。
3. 洋間の壁については合板の耐力とする。
4. 和室と洋間の間仕切りについては合板の耐力とする。
5. 建築年代の新しいもの (TA 邸・SU 邸) については外壁をラスモルタルとする。
6. ラスモルタル壁はその耐力を十分発揮する。

表9 実験対象建物の水平耐力の推定値 (単位:tonf)

a SI 邸

	1階		2階	
	張間方向	桁行方向	張間方向	桁行方向
$P_{1/200}$	0.74	1.28	0.40	1.28
$P_{1/120}$	1.11	1.91	0.60	1.11
$P_{1/60}$	1.43	2.47	0.78	2.47
P_{\max}	3.91	6.75	2.13	6.75

b TU 邸

	1階		2階	
	張間方向	桁行方向	張間方向	桁行方向
$P_{1/200}$	0.83	1.23	0.54	1.01
$P_{1/120}$	1.24	1.84	0.81	1.51
$P_{1/60}$	1.60	2.37	1.04	1.95
P_{\max}	4.36	6.48	2.84	5.33

c TA 邸

	1階		2階	
	張間方向	桁行方向	張間方向	桁行方向
$P_{1/200}$	12.29	12.79	2.78	6.78
$P_{1/120}$	16.24	16.67	3.75	9.04
$P_{1/60}$	19.64	20.25	4.48	10.75
P_{\max}	23.17	22.62	5.30	11.18

d SU 邸

	1階		2階	
	張間方向	桁行方向	張間方向	桁行方向
$P_{1/200}$	6.16	9.34	3.53	3.57
$P_{1/120}$	8.11	12.31	4.90	4.70
$P_{1/60}$	9.86	14.74	5.75	5.65
P_{\max}	11.80	15.33	6.89	6.10

3.1.4 実験結果との比較

上で算定した各層の耐力と変形の関係と実験から得られた耐力と変形の関係を重ねて描くと図21-26 のようになる。

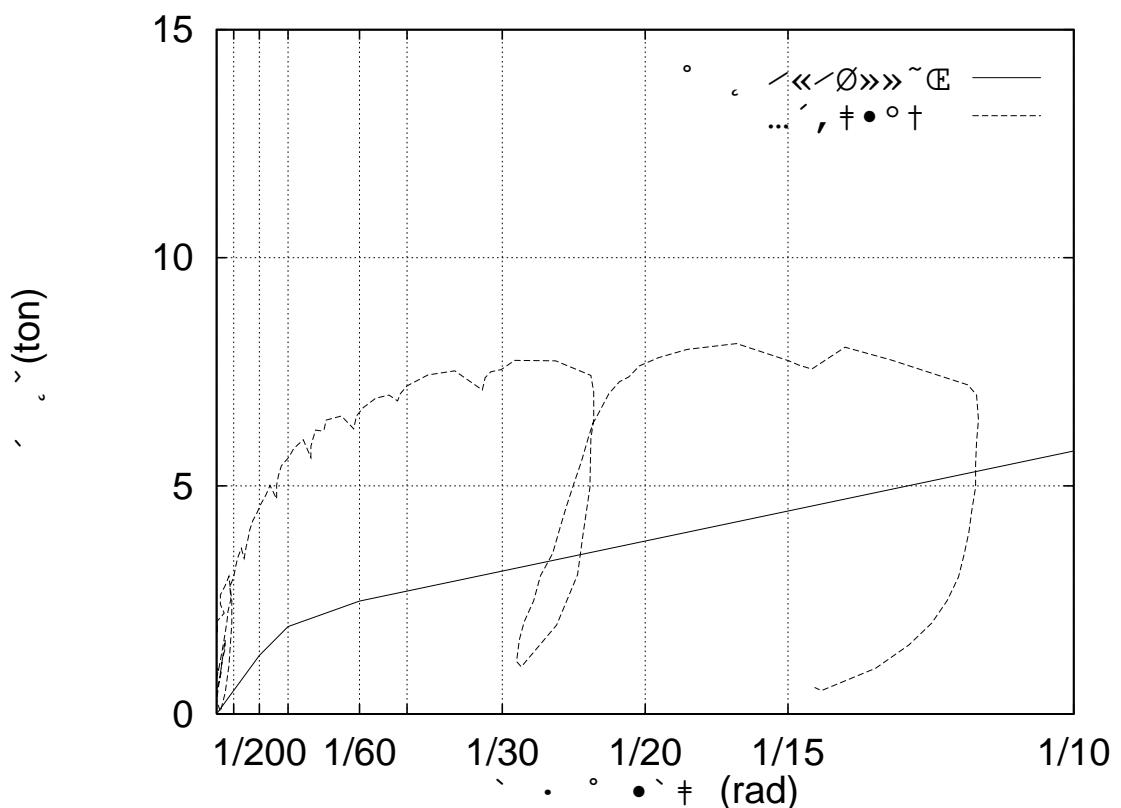


図 20 SI邸 2層

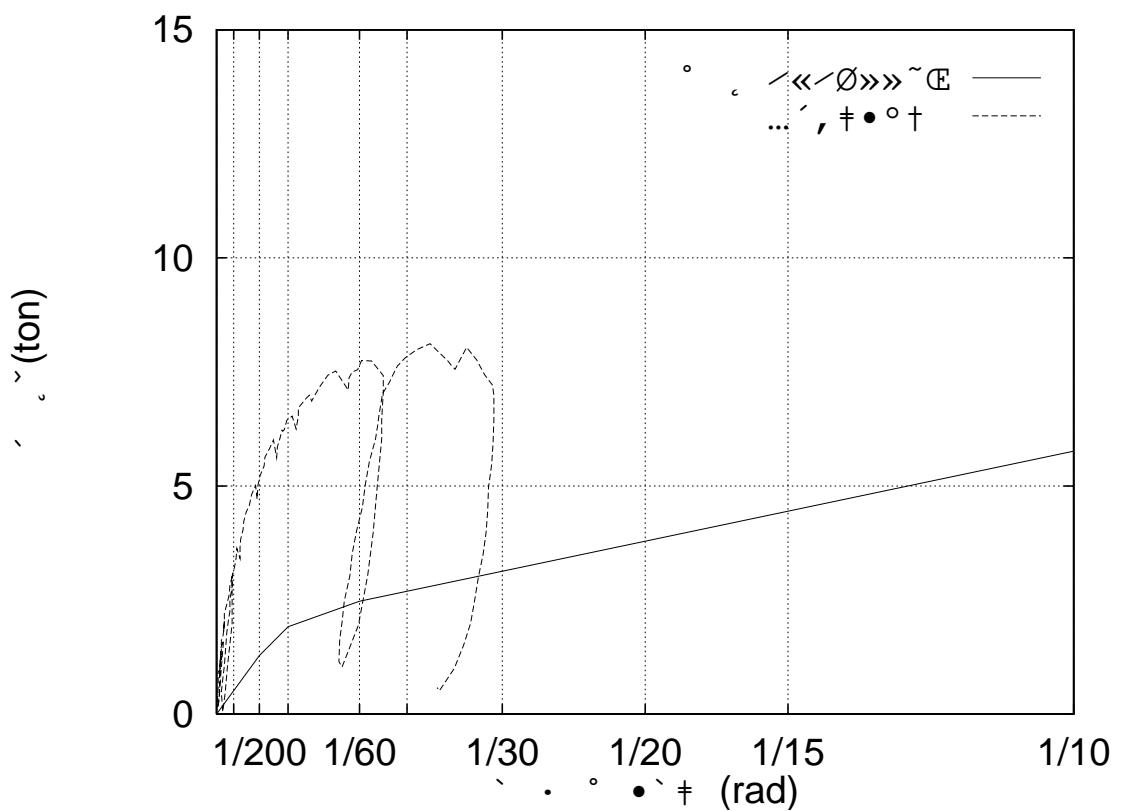


図 21 SI邸 1層

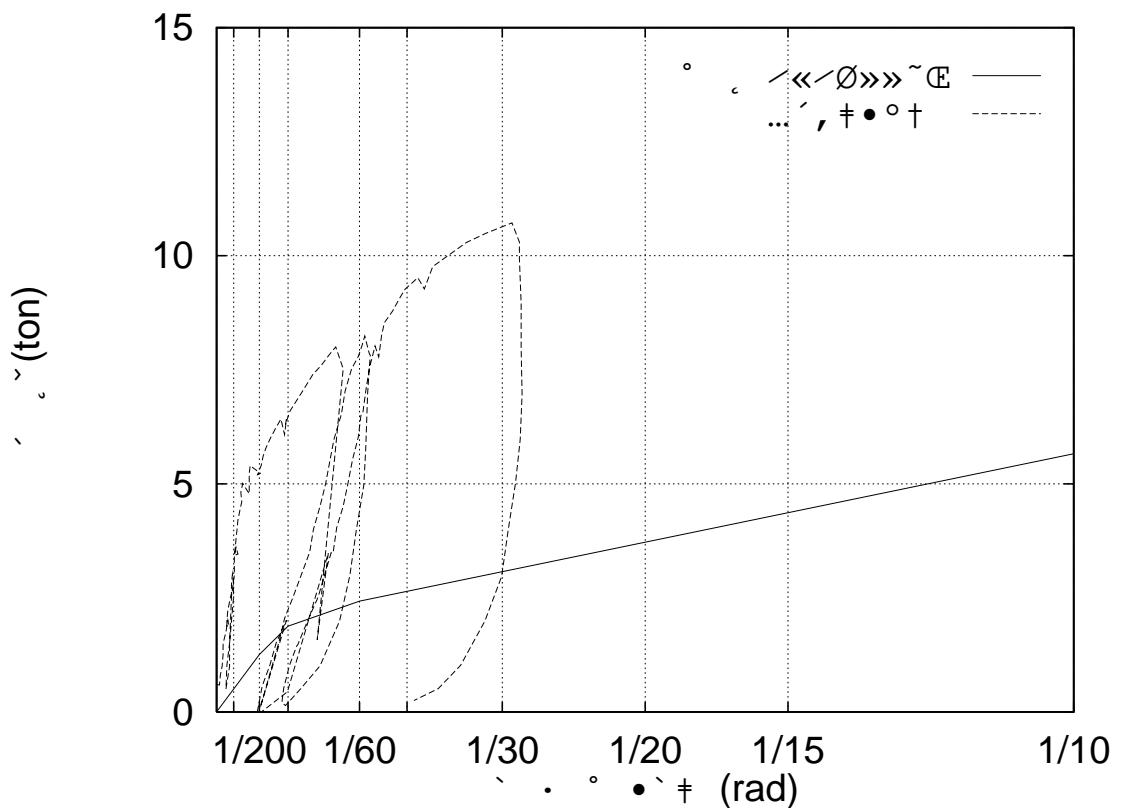


図 22 TU邸 2層

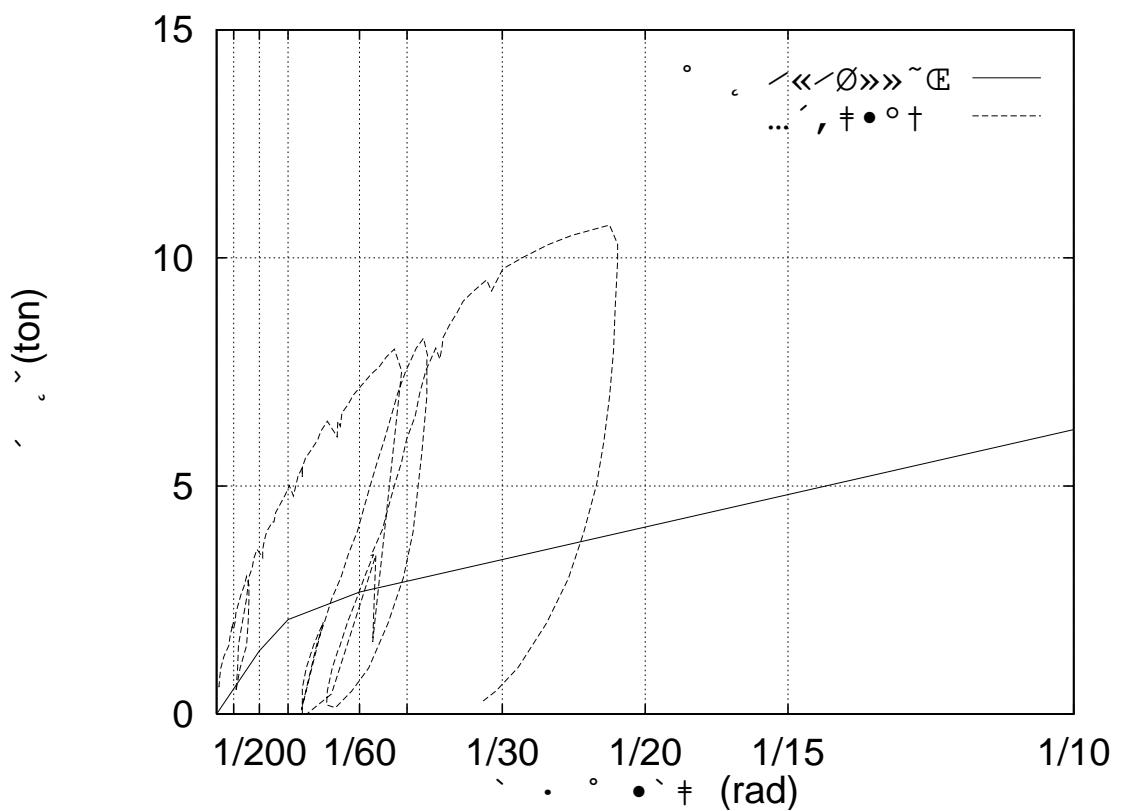


図 23 TU邸 1層

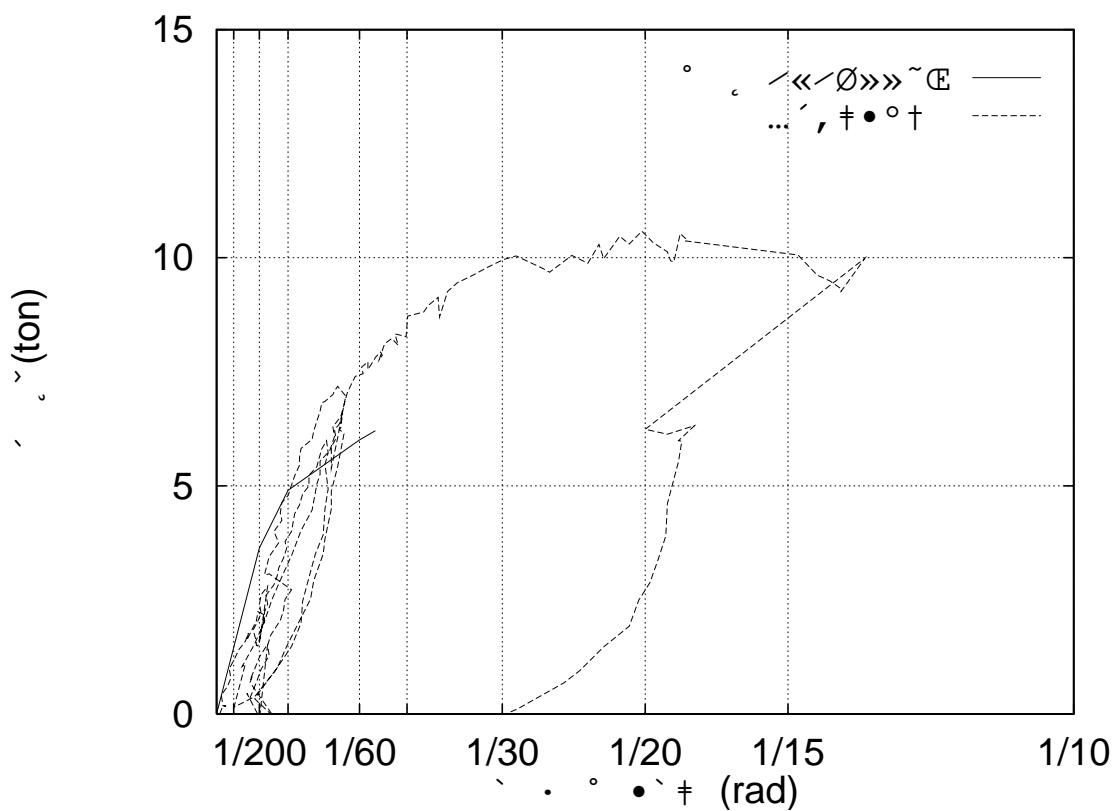


図 24 TA邸 2層

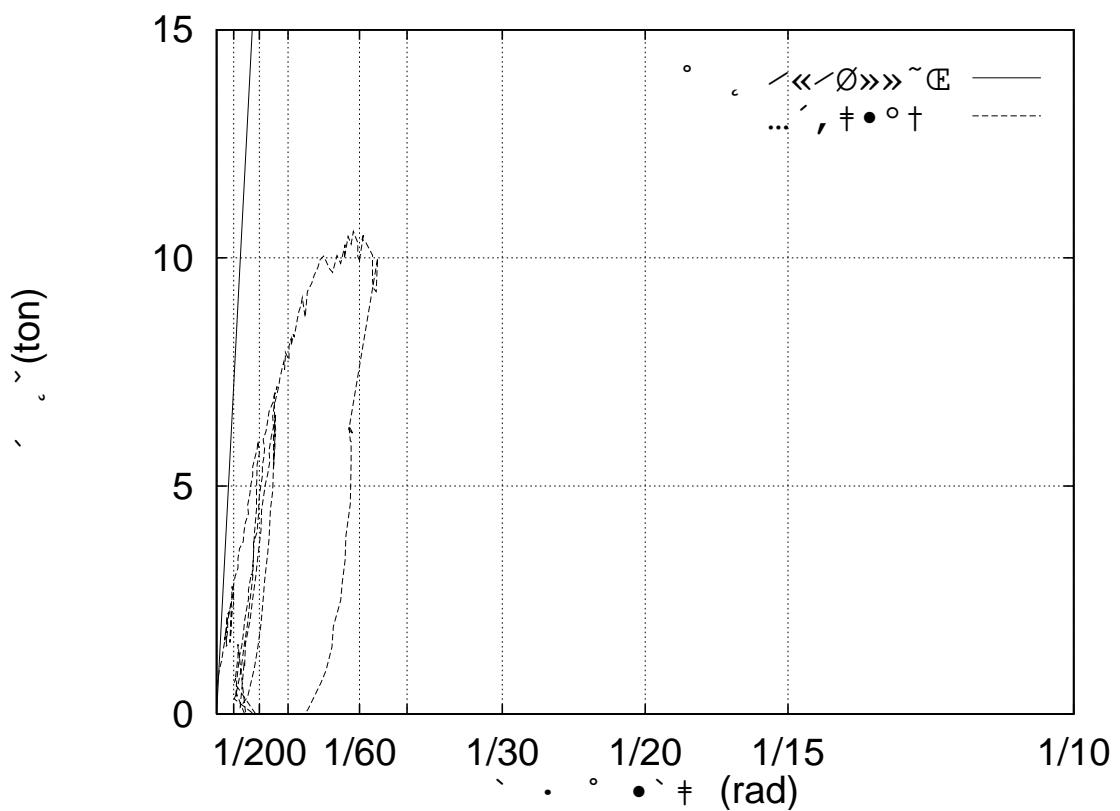


図 25 TA邸 1層

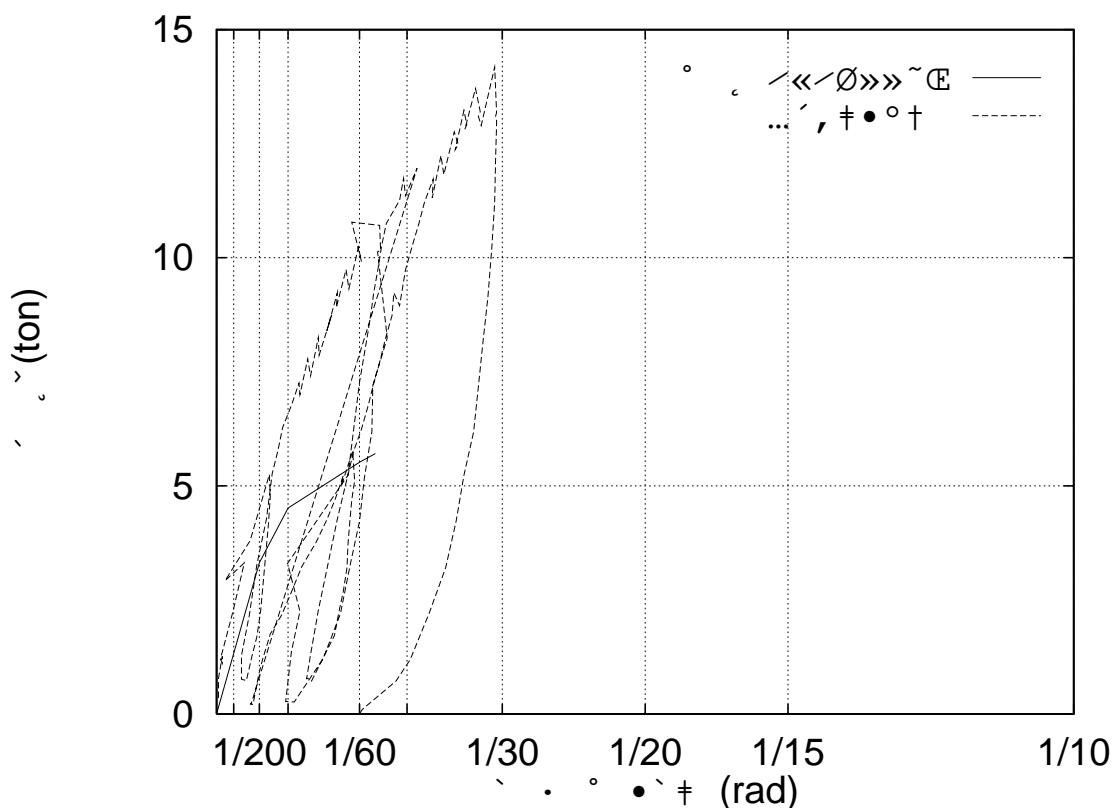


図 26 SU邸 2層

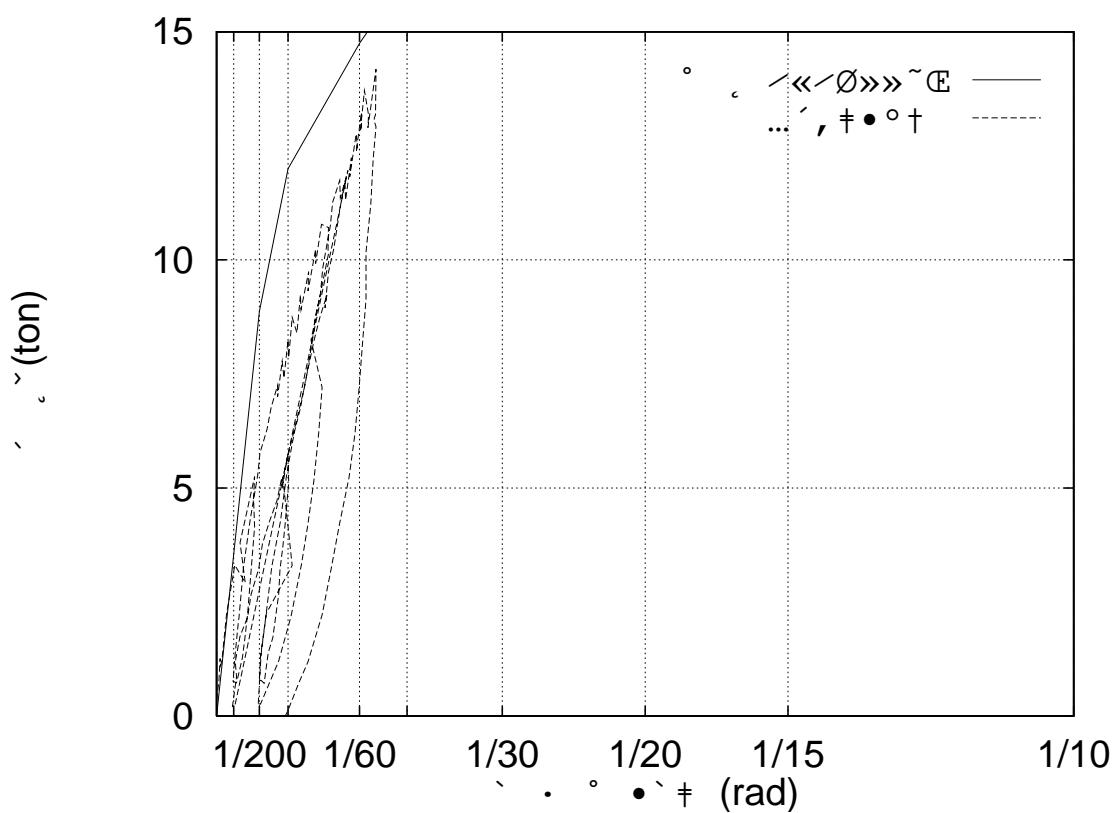


図 27 SU邸 1層

土壁だけの場合(図20-23)、ある変形角、たとえば $1/120\text{rad}$ など、での耐力は、破壊実験でのその変形角時の耐力に比べてかなり低い(約1/3)。しかし壁単体の総和で求められる最大耐力は、その時の変形角が実験のそれとは大きくちがうということはあるものの、実験時の最大荷重の50-83%にまでなっている。

TA邸の1階の壁耐力から算出した建物の耐力が実験結果から得られた耐力より大きくなっているが、これは(1)小屋梁位置に載荷をおこなうため各層にかかるせん断力が一定になり、(2)1階に比べて2階は壁の絶対量が小さいので2階部分が早く破壊される、ために1階部分がその耐力をほとんど発揮していなかったせいである。水平耐力を求める際に耐力壁の水平耐力の和に乘ずる係数が算定されている[10]が、今回の実験結果から、特に耐力壁が土壁のみであるような古い住宅の場合には、木造住宅の耐力が耐力壁単体の水平耐力の和にそのような係数を乗じたものよりも大きくなっていることがわかる。

3.2 常時微動測定

在来構法木造建物の基本的な動力学特性を把握し、かつ、建物が損傷を受けることにより生じる動特性の推移を明らかにするため、破壊実験前後に常時微動測定をおこない、5つの木造建物に関して速度記録のフーリエスペクトルを求めた。

微動計測による速度波形を図28-29に、フーリエスペクトルを図30-31に示す。

スペクトルは、(1)観測波形の全体のうち比較的波形の安定した1024点の区間を数ヶ所(10-20ヶ所)えらび、(2)その各々でスペクトル解析をおこない、(3)平均をとった後、(4)Parzenのスペクトルウインドウを用いて平滑化して求めた[13]。別に自由振動実験を行なったので、常時微動から減衰を求めるることはしなかった。ただし、TU邸については時間の関係で破壊実験後の常時微動測定をおこなうことができなかった。破壊実験前後の各建物の1次固有振動数および2次固有振動数を表10に示す。

表10 破壊実験前後の各建物の固有振動数(Hz)

a. 1次固有振動数

	実験前		実験後	
	張間方向	桁行方向	張間方向	桁行方向
SI邸	2.44	3.81	2.05	3.13
TU邸	2.44	3.01	-	-
TA邸	4.00	4.69	3.32	5.18
SU邸	2.83	3.52	2.83	3.32
H棟	2.83	2.64	2.73	2.15

b. 2次固有振動数

	実験前		実験後	
	張間方向	桁行方向	張間方向	桁行方向
SI邸	5.57	12.90	4.98	7.23
TU邸	5.76	9.08	-	-
TA邸	12.50	9.77	8.89	9.47
SU邸	6.84	8.98	6.84	7.91
H棟	8.59	8.40	6.64	6.54

5棟の建物について破壊実験前の常時微動の振幅をフーリエスペクトルのピーク値で比較

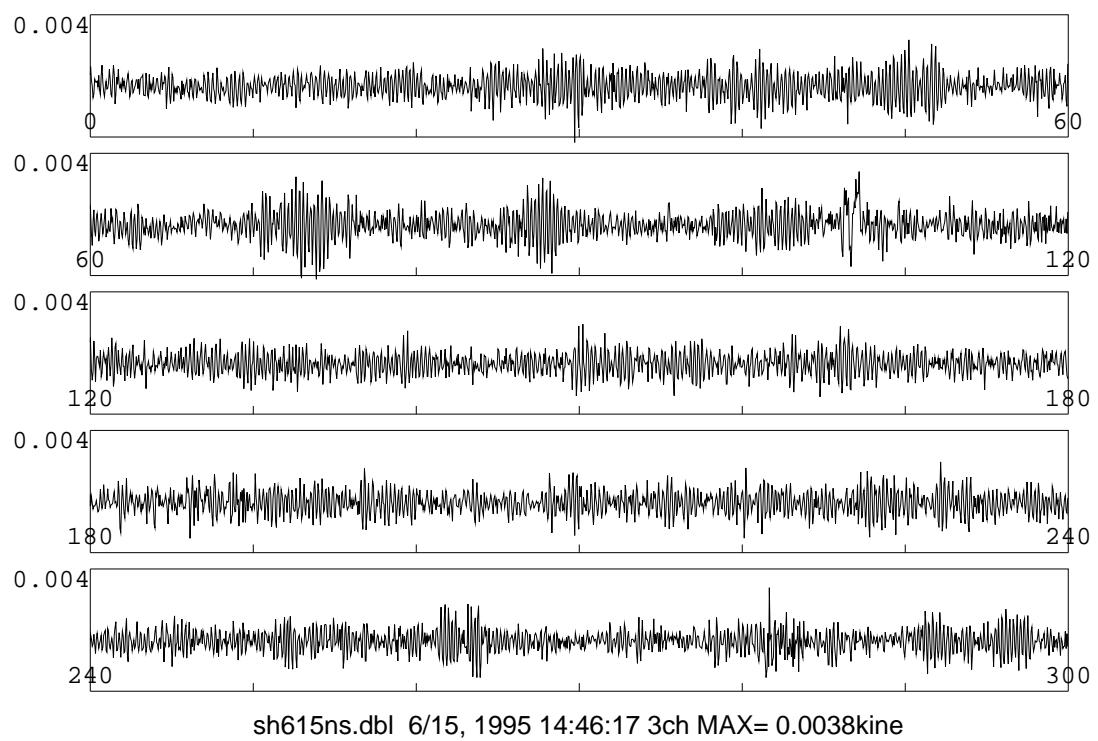


図 28 SI 邸小屋梁位置の常時微動波形 (破壊実験前)

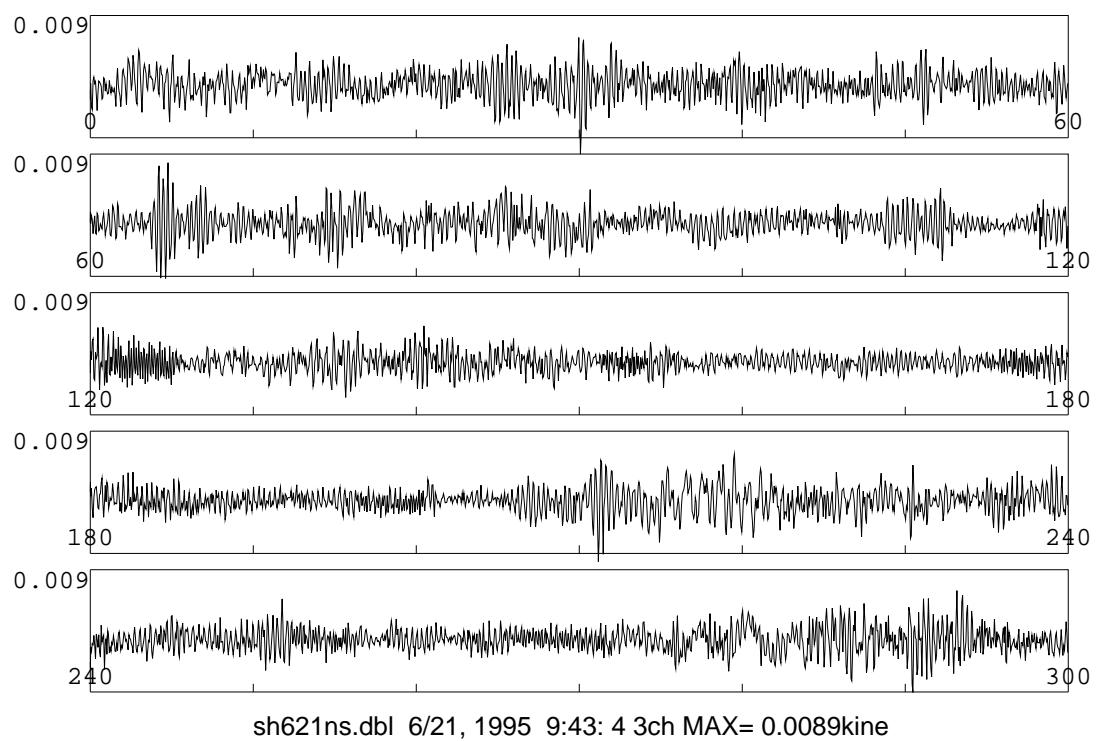


図 29 SI 邸小屋梁位置の常時微動波形 (破壊実験後)

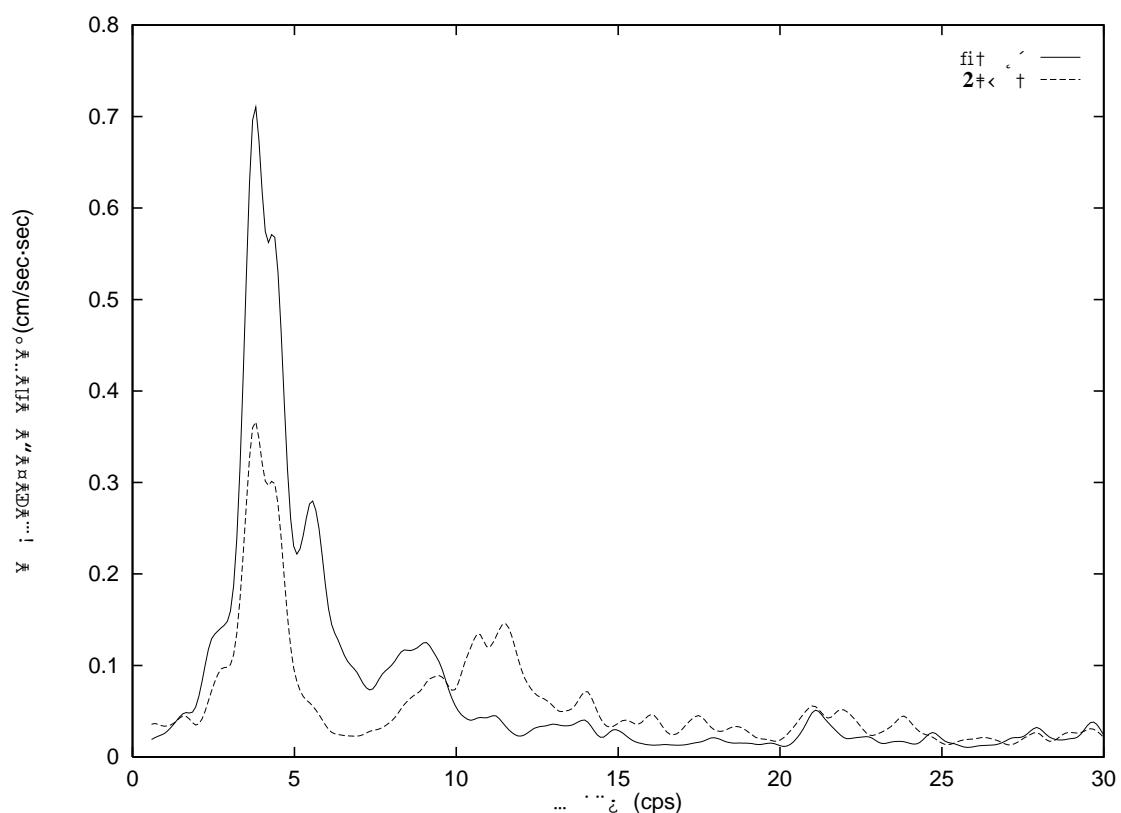


図 30 常時微動スペクトル SI 邱破壊実験前

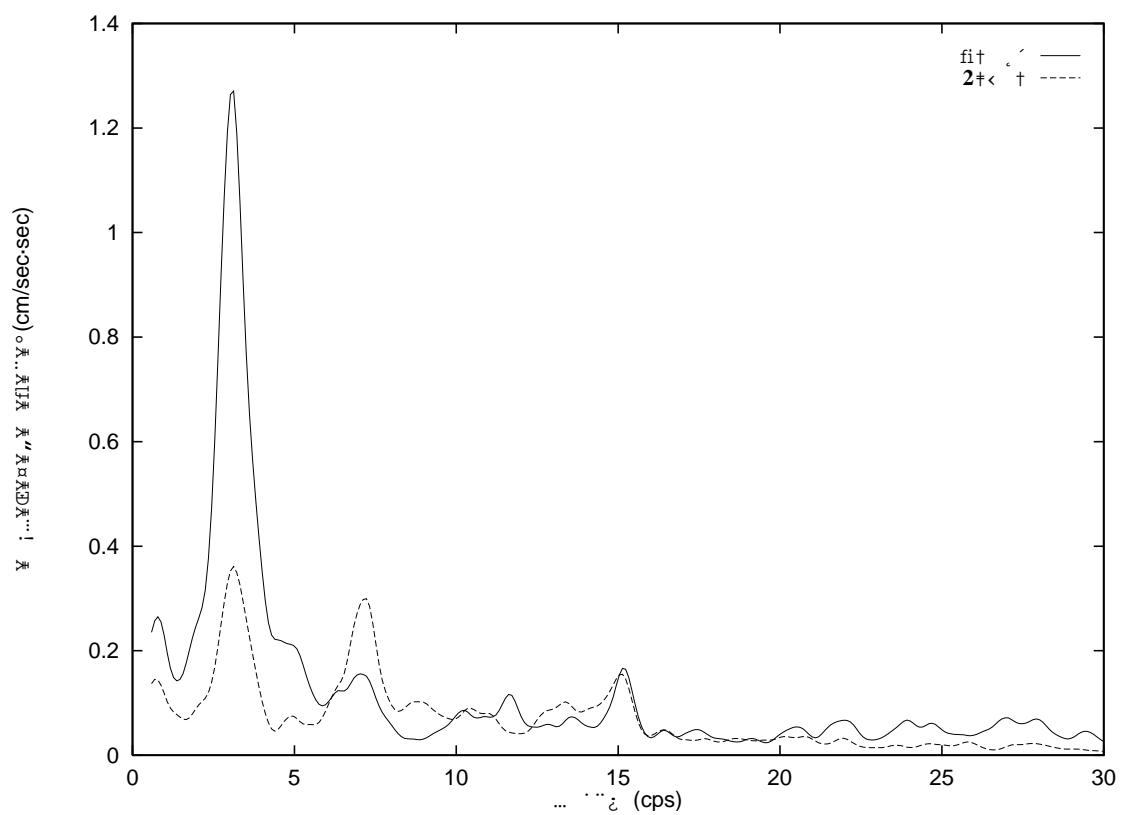


図 31 常時微動スペクトル SI 邱破壊実験後

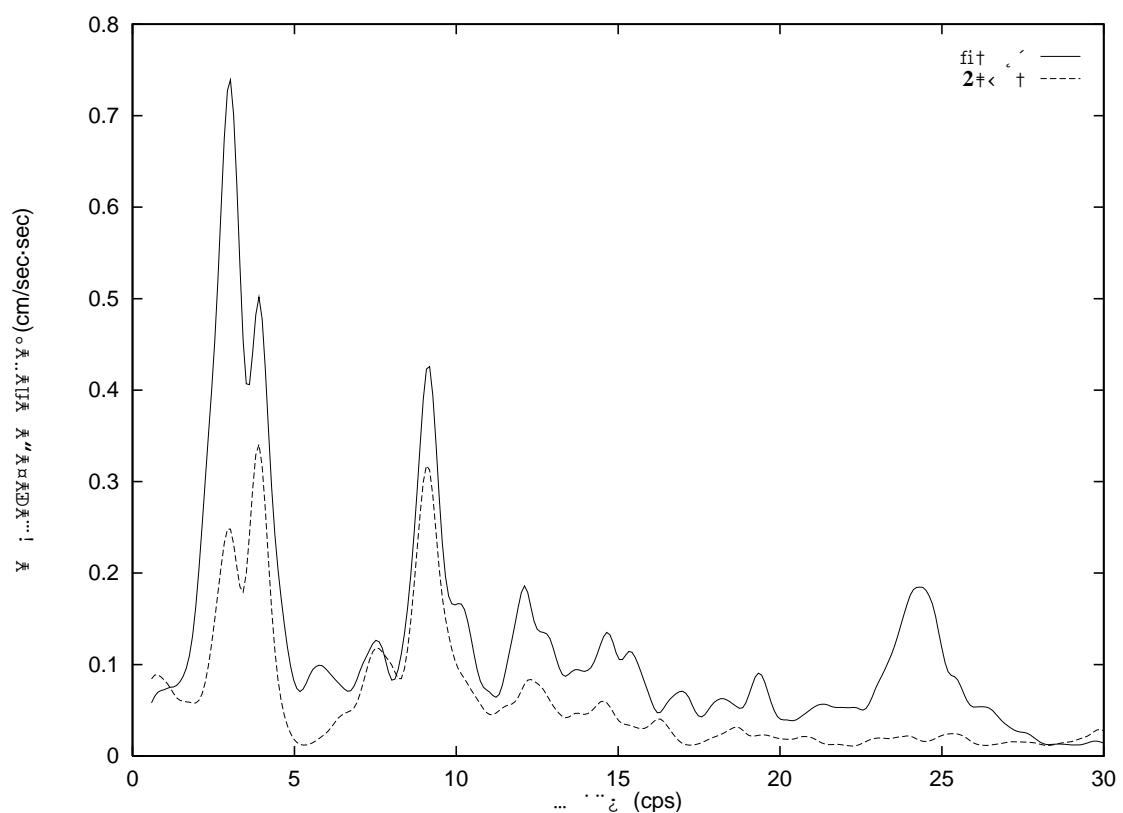


図 32 常時微動スペクトル TU 邱破壊実験前

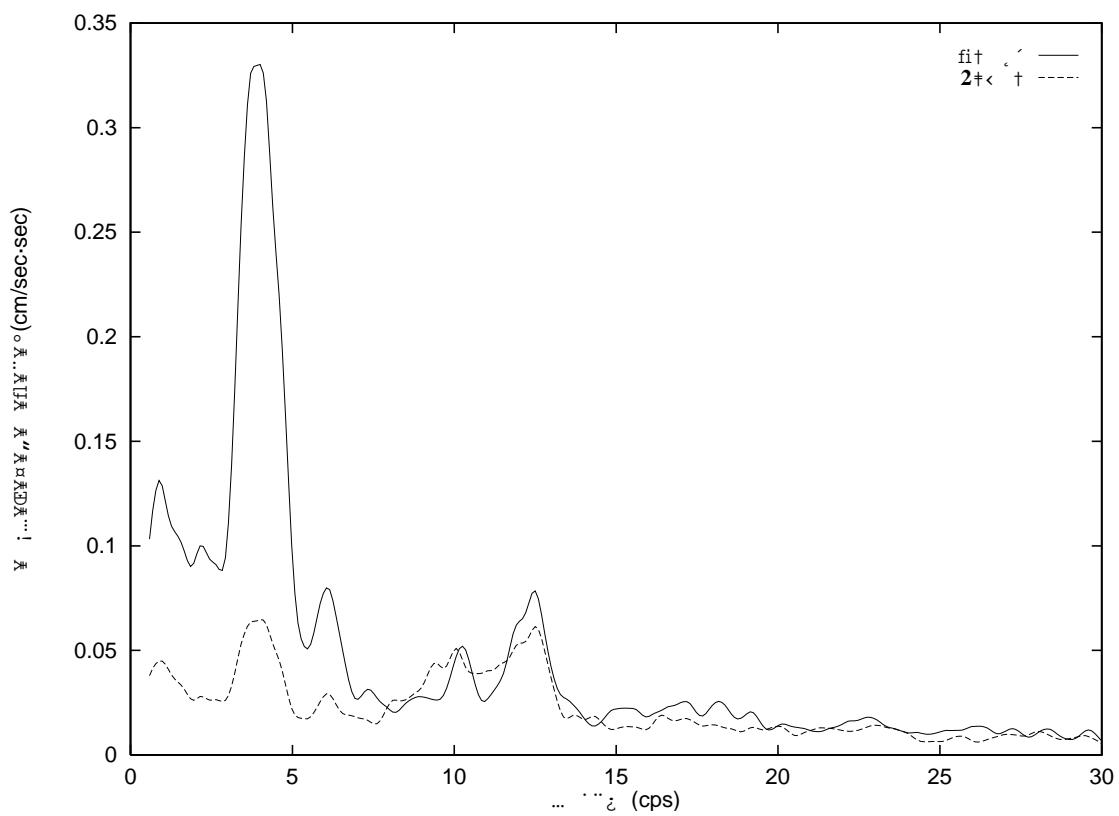


図 33 常時微動スペクトル TA 邱破壊実験前

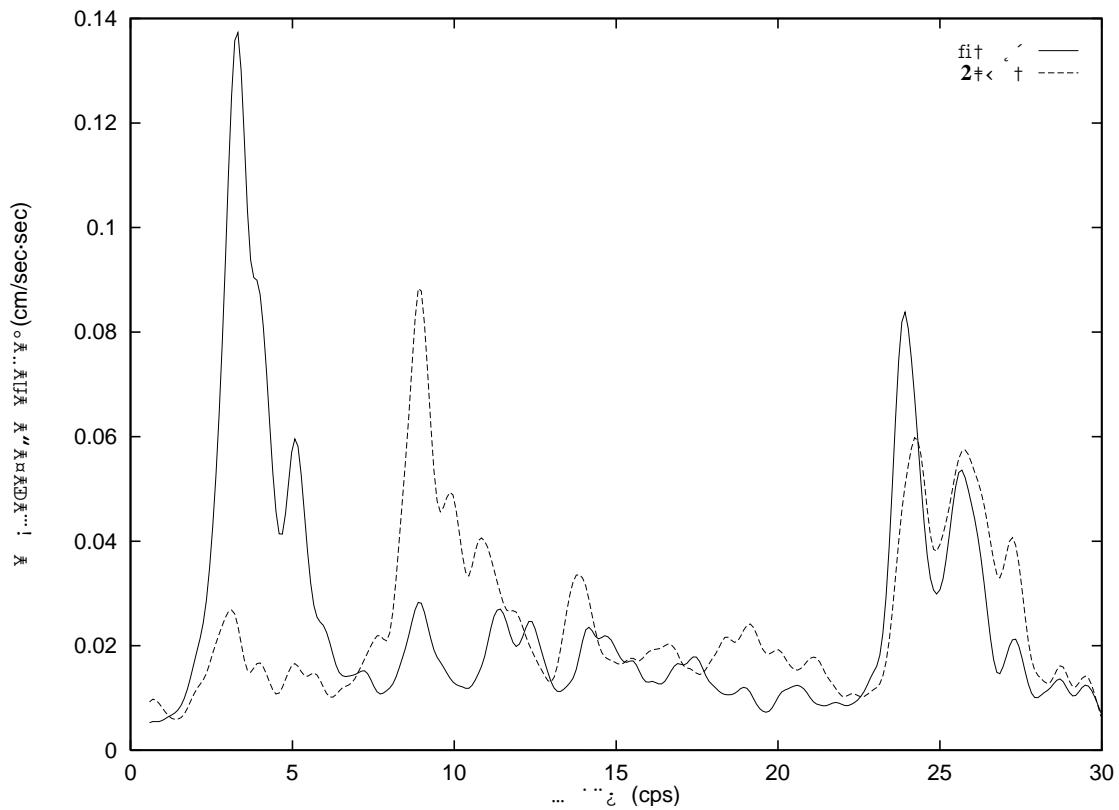


図34 常時微動スペクトル TA 邱破壊実験後

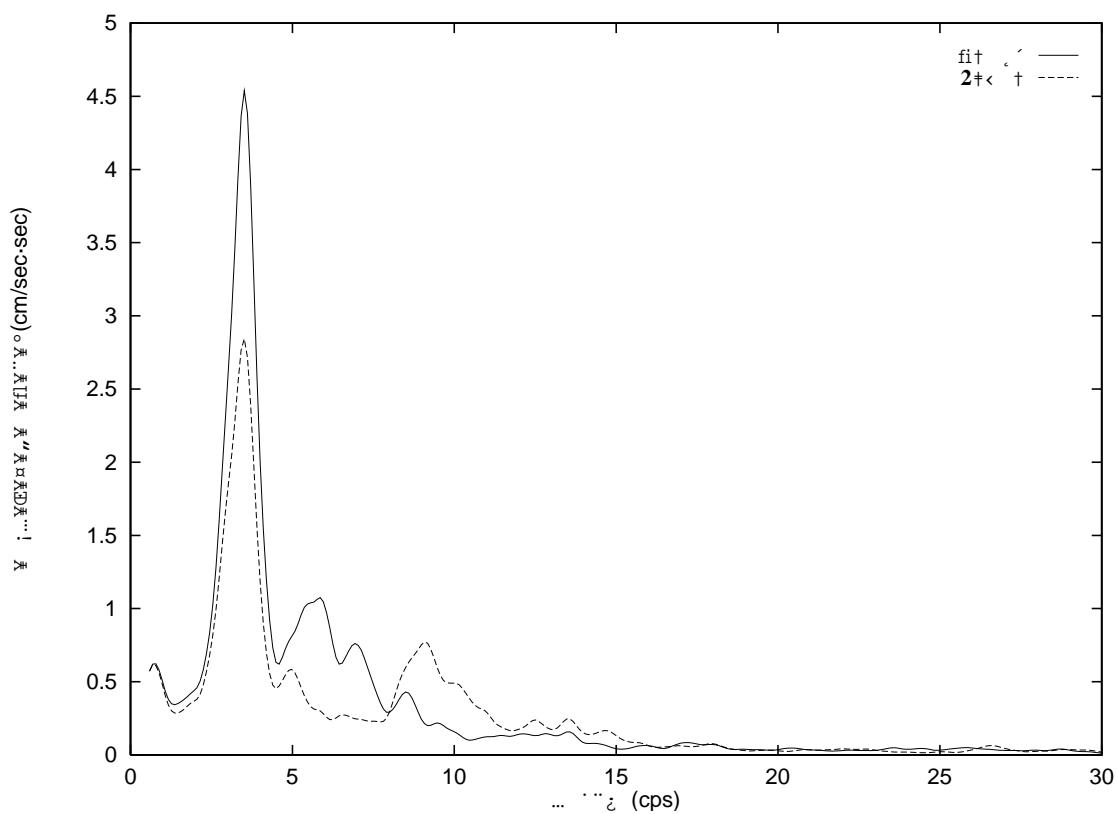


図 35 常時微動スペクトル SU 邸破壊実験前

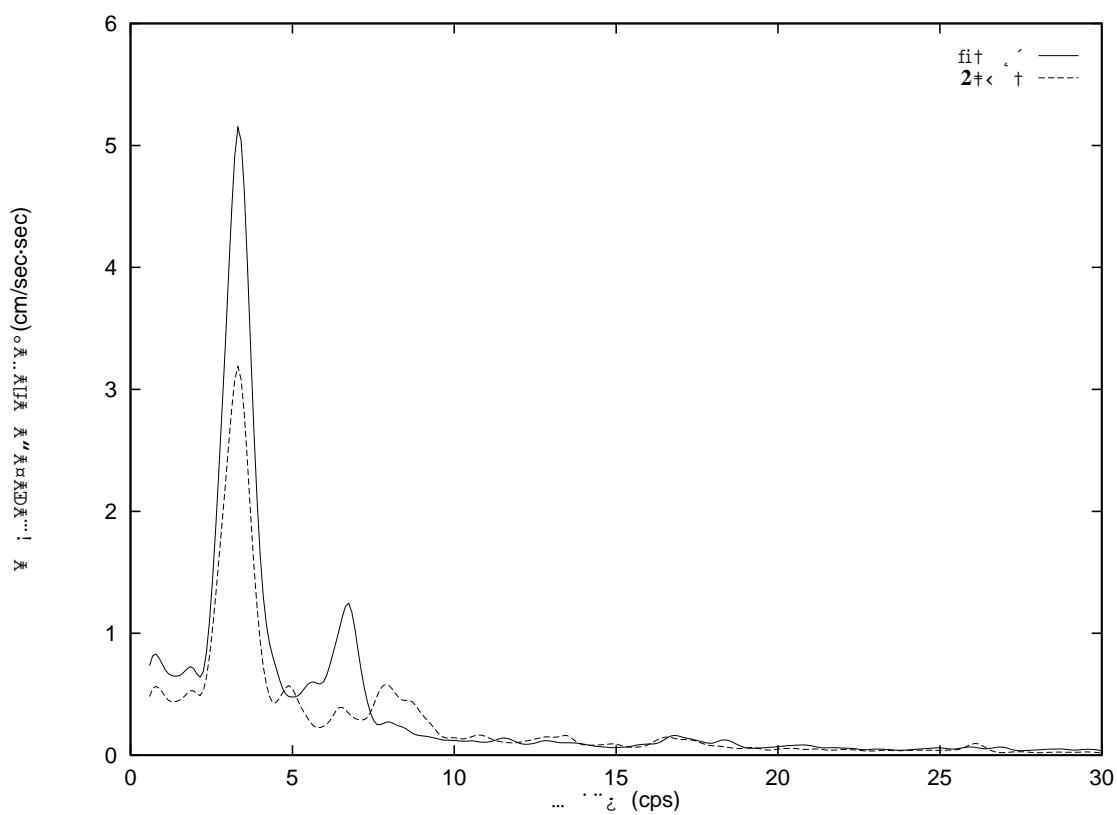


図 36 常時微動スペクトル SU 邸破壊実験後

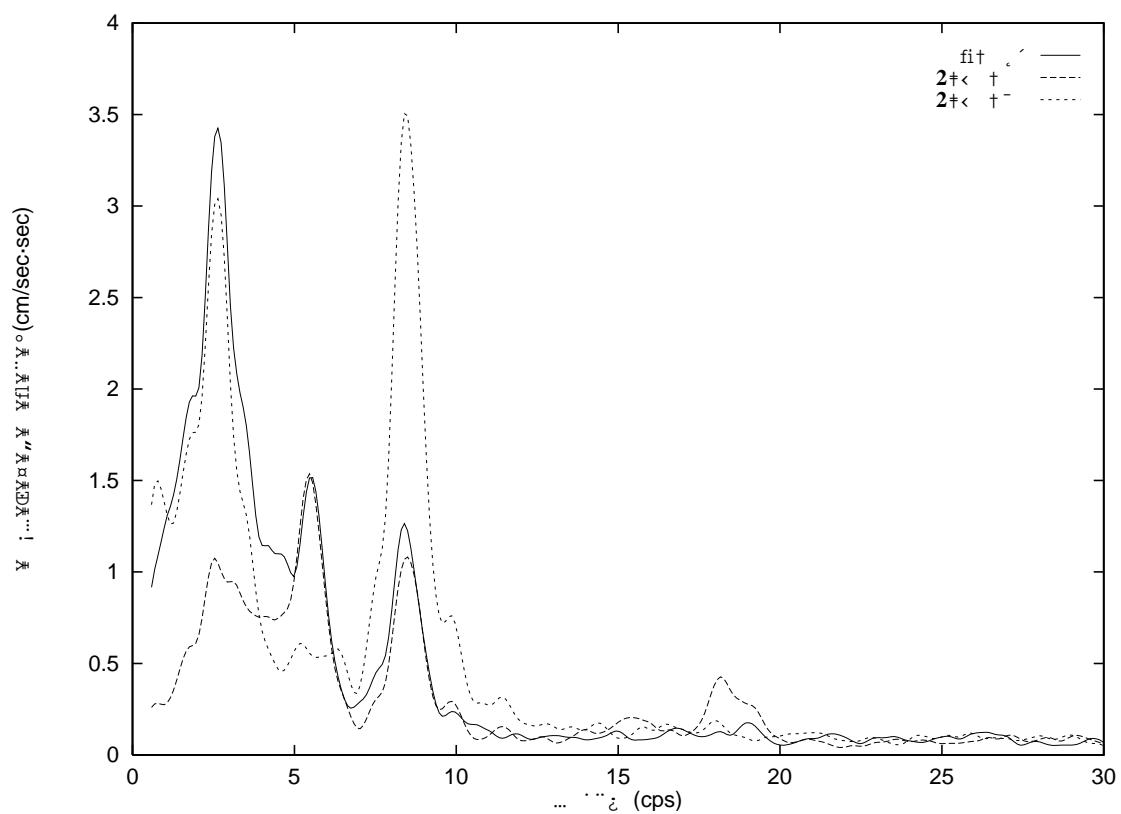


図 37 常時微動スペクトル H 棟破壊実験前

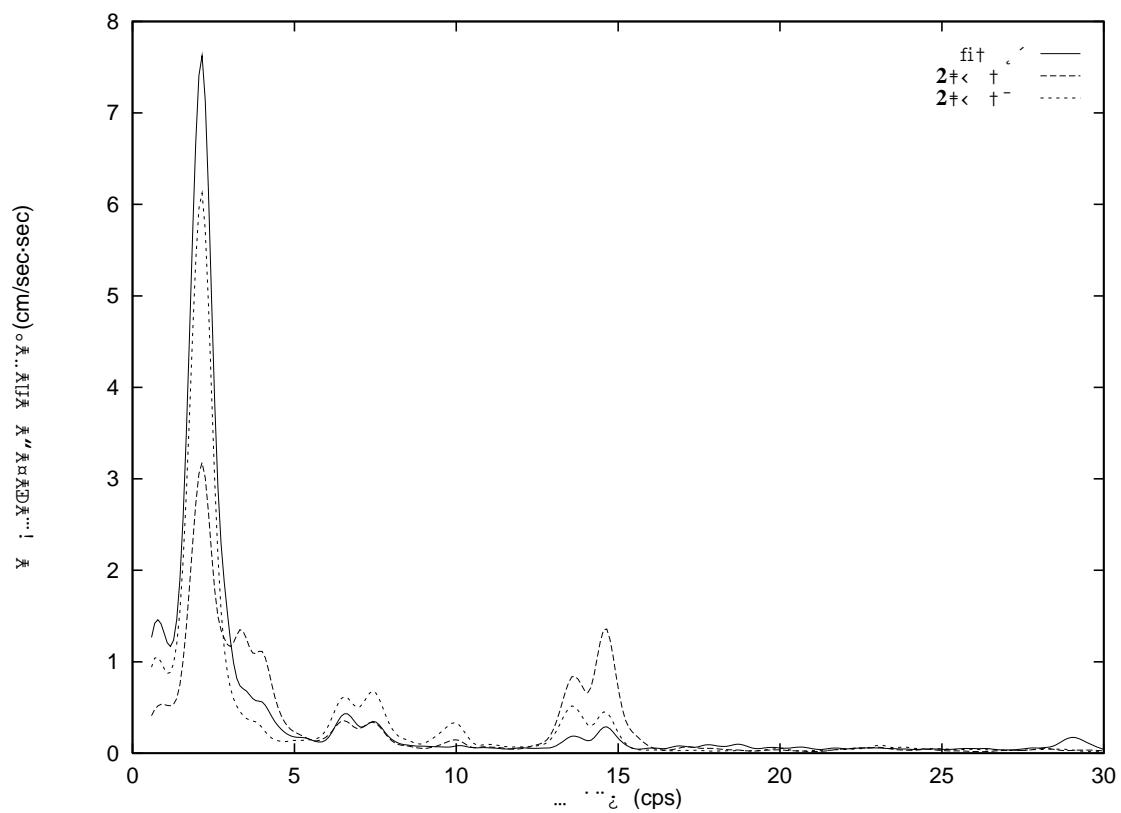


図 38 常時微動スペクトル H 棟破壊実験後

する。SI 邸、TU 邸は隣接しているためほぼ等しい地盤条件であり、また、建築時期も同じである（昭和初め）ため $0.7\text{--}0.8\text{mkine}\cdot\text{sec}$ 程度である。TA 邸は $0.3\text{--}0.35\text{mkine}\cdot\text{sec}$ 、SU 邸は $4.5\text{mkine}\cdot\text{sec}$ 、H 棟は $3.5\text{mkine}\cdot\text{sec}$ であり、立地条件による常時微動の振幅レベルの違いが見られる。

TU 邸以外の 4 棟について破壊実験前後の載荷方向の 1 次固有振動数の推移を見ると、SI 邸では 17.8 %、TA 邸では 17 %、SU 邸では 5.6 %、そして H 棟では 18.5 % の 1 次固有振動数の低下が見られる。このことからも、SU 邸はまだ相当の余力を残していただろうと考えられる。

芦屋市内や神戸市内などで倒壊を免れた木造住宅を対象に常時微動測定を行なった [8, 9]。これらの木造建物の桁行方向の 1 次固有振動数は 5.9Hz から 11.0Hz と高い固有振動数を持っていることがわかっている。これらの建物の被災前の振動特性は不明であるが、今回実験を行なった建物、特に京都市内の建物、の桁行方向の 1 次固有振動数は 3.0Hz から 4.7Hz であり、被災した建物より低い固有振動数であるから、兵庫県南部地震レベルの地震動を受けた場合には相当の被害を受けることが予想される。

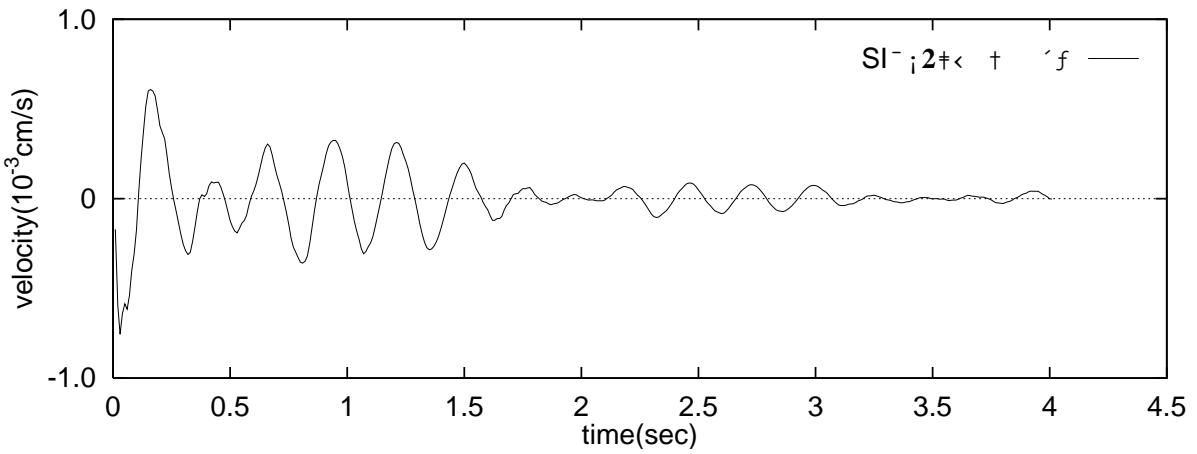
3.3 自由振動実験

SI 邸の自由振動実験から得られた速度波形の一部を図 39 に示す。初期変位は測定していないため正確ではないが速度振幅レベルは常時微動時の 100 倍程度である。

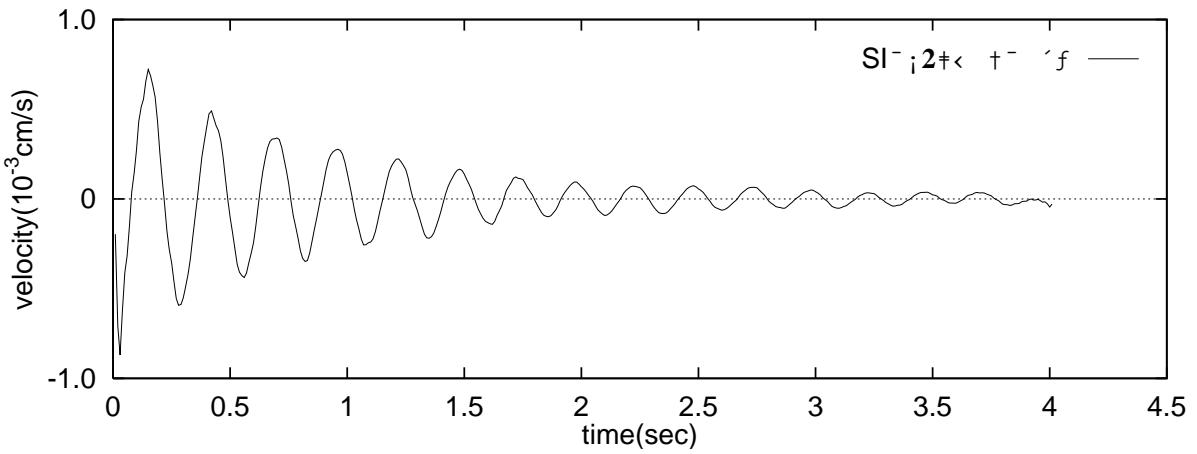
自由振動実験の速度波形のフーリエスペクトルを図 3.3–3.3 に示す。フーリエスペクトル図から得られる 1 次固有振動数を表 11 に示す。この実験では SI 邸と SU 邸で明確なねじれ振動は観測できなかった。この 2 邸の場合、自由振動させた方向（＝加力方向）について偏心が小さいことがその一因であると考えられる。これらの波形から対数減衰率を用いて各建物の減衰定数を求めると、表 4(pp.14) のようになる。芦屋市内や神戸市内などで倒壊を免れた木造住宅を対象に行なった常時微動測定からハーフパワー法により得られた建物の減衰定数は 3.9% から 5.8% であったから [9]、本研究における実験対象建物の減衰は、それに比べると大きい。

表 11　自由振動実験から得られた 1 次固有振動数 (Hz)

	並進	ねじれ
SI 邸	3.91	—
TU 邸	2.15	3.13
TA 邸	3.71	4.59
SU 邸	3.13	—
H 棟	2.05	2.54



a. SI邸 2階床西側



b. SI邸 2階床東側

図 39 自由振動実験の速度波形の一例

3.4 3種の実験の総合的評価

第 3.1.2 節で算定された建物重量 w_1, w_2 を用いて固有値解析を行ない、常時微動測定および自由振動実験から得られた建物の 1 次および 2 次の固有周期と一致するように各層の載荷方向の剛性 k_1, k_2 を定める(付録付録 C 参照)。各実験対象建物の破壊実験前と破壊実験後の各層の剛性を算定して剛性の低下率を求めると、20–30% である(表 12)。ただし、TA 部の場合は、載荷用にワイヤーをかけていた柱が折れたため、大きく剛性を減じているものと考えられる。SI 部と SU 部のケースで比較すると、最大荷重時の 2 階の層間変形角が SI 部は約 $1/15\text{rad}$ 、SU 部では約 $1/30\text{rad}$ であることから、最大荷重時の変形量によって、初期剛性との比が定まる可能性が高い。

常時微動測定により求められた建物の 1 次および 2 次の卓越振動数と第 3.1.2 節で算定した各層の重量を用いて、2 質点系の固有値解析をおこなって、各層の剛性 k_1, k_2 を推定した。この結

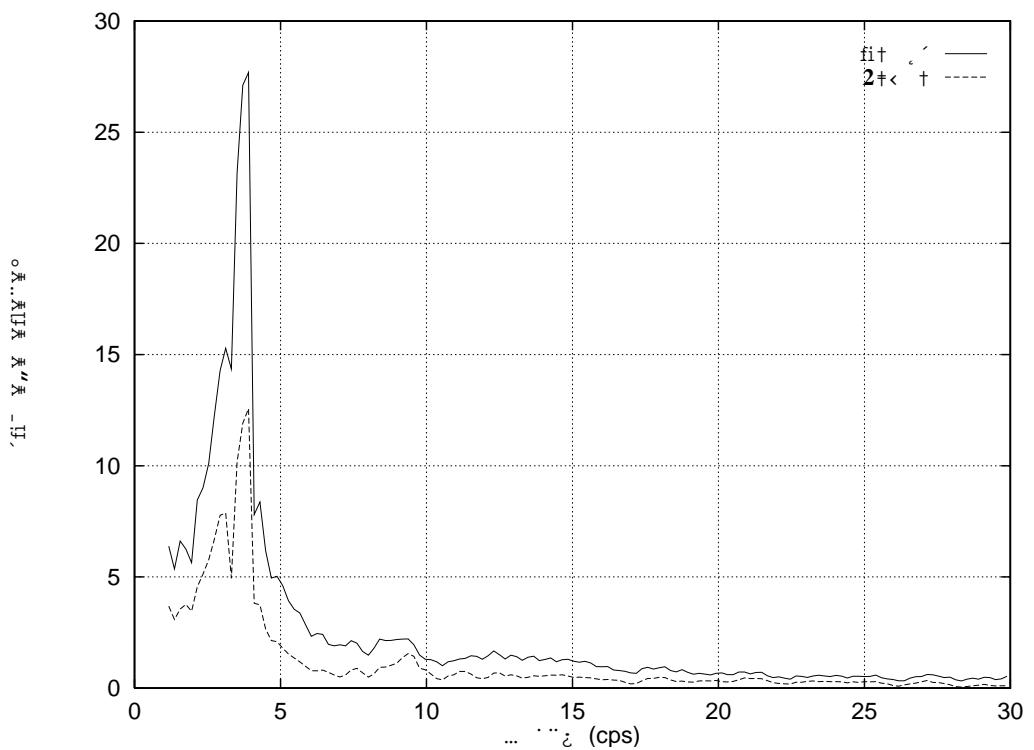


図 40 SI邸自由振動フーリエスペクトル

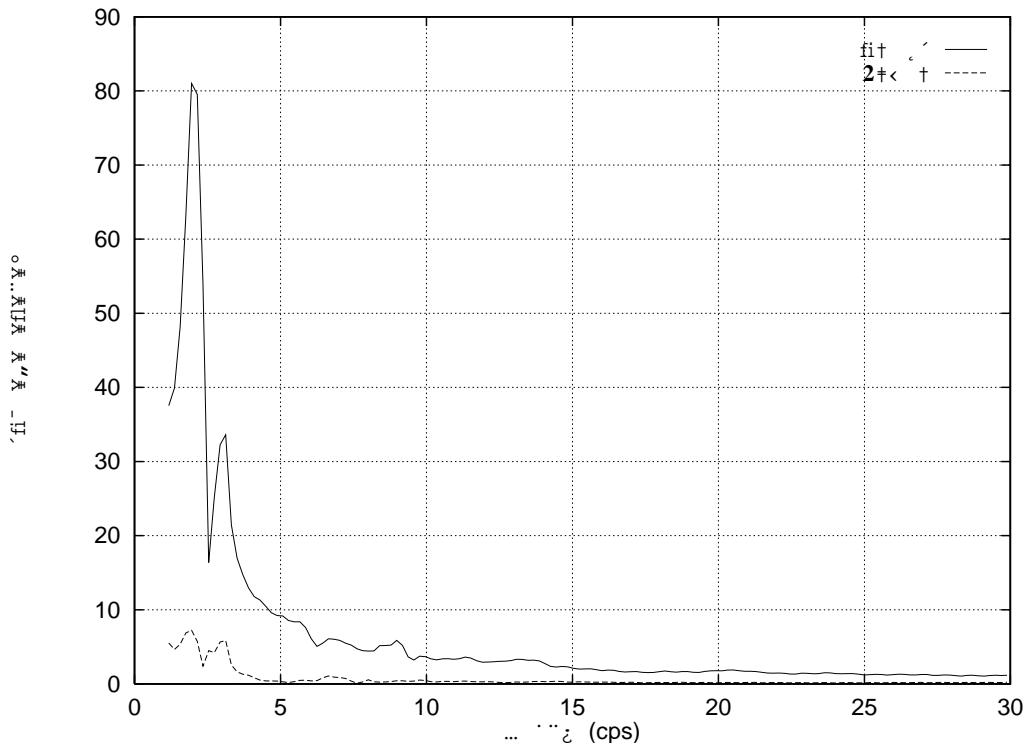


図 41 TU邸自由振動フーリエスペクトル

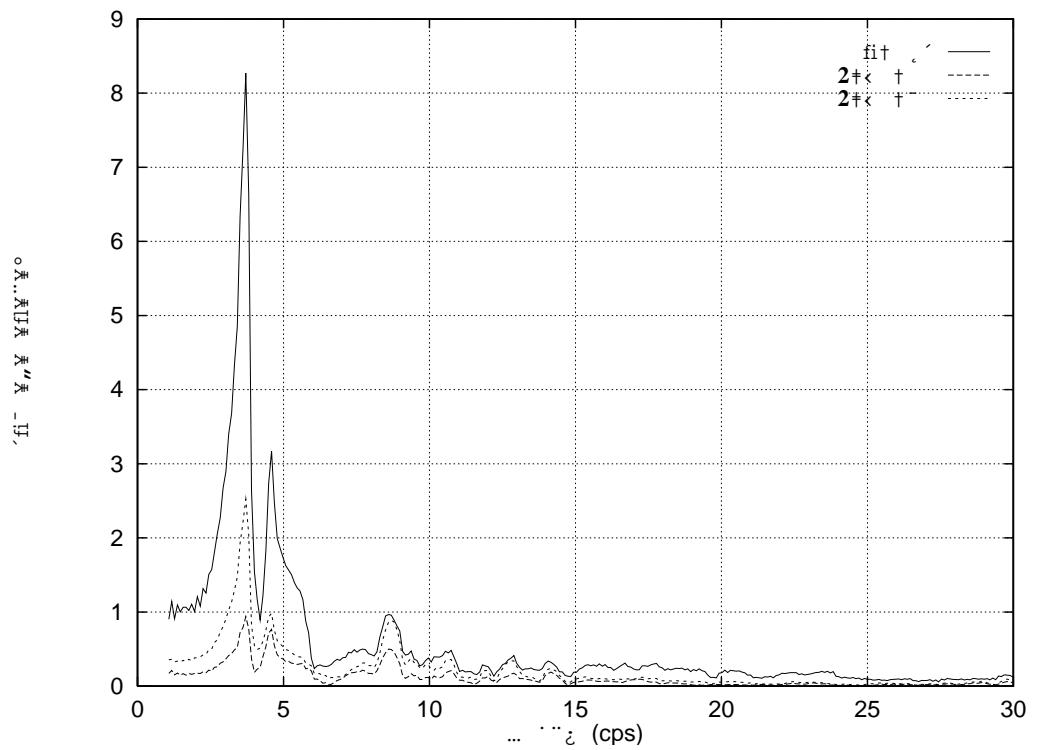


図 42 TA 邸自由振動フーリエスペクトル

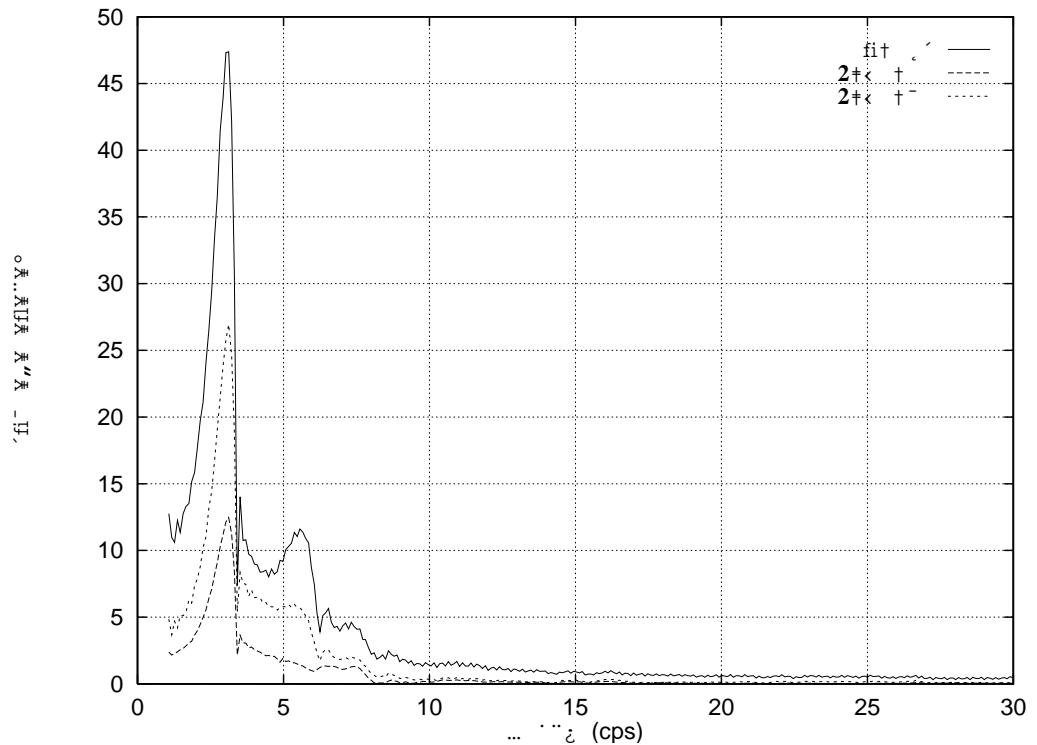


図 43 SU 邸自由振動フーリエスペクトル

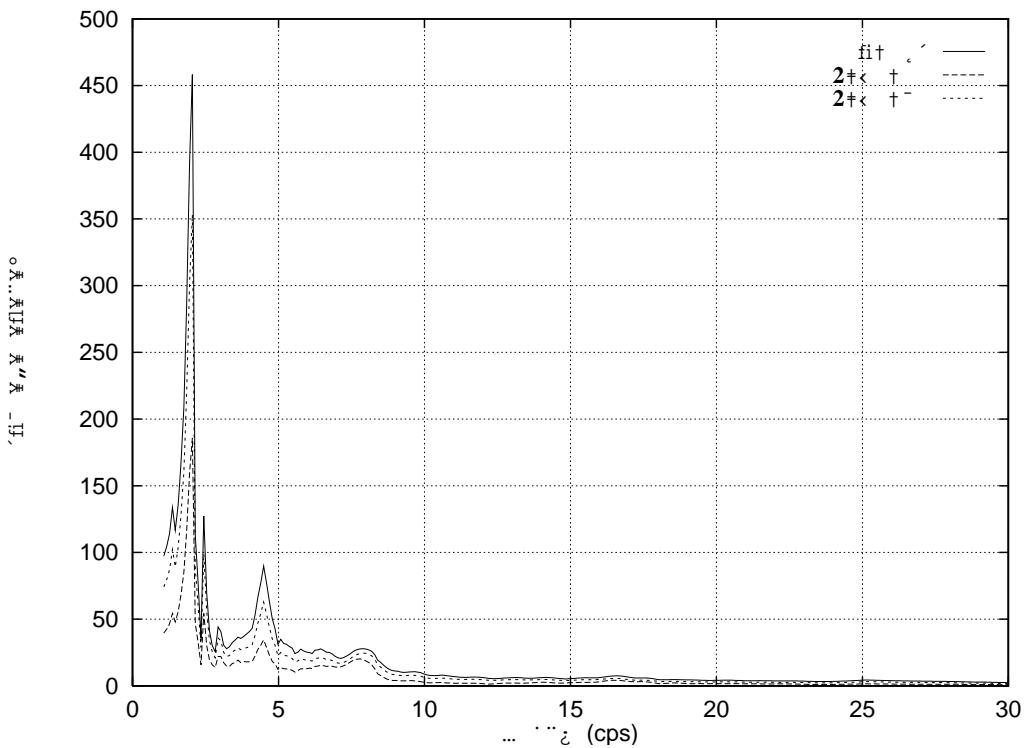


図 44 H 棟自由振動フーリエスペクトル

表 12 破壊実験前後の常時微動測定の結果により算定される剛性

	破壊実験前		破壊実験後		剛性の低下率 (%)	
	k_1	k_2	k_1	k_2	k_1	k_2
SI 邸	12.09	5.13	9.94	4.22	17.76	17.77
TU 邸	9.47	4.06	—	—	—	—
TA 邸	27.01	6.70	18.96	4.70	29.80	29.81
SU 邸	14.22	4.12	12.89	3.73	9.35	9.36
H 棟	0.16	0.09	0.11	0.06	31.41	31.11

果 SI 邸の場合、 $k_1 = 12.088, k_2 = 5.132(\text{tonf/cm})$ と求められ、破壊実験の荷重～変位関係から得られる $k_2 = 5.58(\text{tonf/cm})$ との差は、実験の計測誤差を考えると妥当であろう。

自由振動の場合は卓越振動数が常時微動の時より小さくなる傾向がある。1次モードが常時微動のそれと等しいと仮定して固有値解析をおこなうと、剛性がおよそ 15–30% 低い値で算定される。例えば TU 邸の場合、 k_1, k_2 はそれぞれ、(1) 常時微動から、9.47, 4.06、(2) 自由振動から、6.44, 3.48(tonf/cm) と求められる。

ただし、木造建物の設計の自由度、建設年代などによる劣化の程度や測定誤差もあり、また、計測データ数も少ないため、以上の結果から任意の木造建物の振動特性を一般的に論じることは

困難である。

常時微動と自由振動の相関性を定量的に把握し、実験計測から得られる動特性と設計図書から算定される動特性との相関などを明らかにするためには、これらの実験・計測を実在の建物について行なうとともに、部分架構の静加力実験、実大あるいは縮小模型による振動台実験などを通じて微小振幅レベルから崩壊レベルまでの動特性の推移や架構および接合部の復元力特性を明らかにする実験を実施してデータの蓄積をはかるとともにこれらを推定し得る解析手法を開発していく必要がある。

4 地震応答解析

4.1 振動モデル

1995年兵庫県南部地震では数多くの木造建物が倒壊または大破した。被害の原因を解明するためには、第3章で述べたような各種の実験による動特性の把握とともに地震時の挙動を明らかにする必要がある。ここでは5種類の木造建物モデルを想定して、応答解析例を示す。

case 1として、まず西宮市で被害を受けた建物であるSU邸の桁行方向を考える。復元力特性は剛性の低下を考慮してClough型(図45)とし、重量は第3.1.2節(pp.30)で算定したもの用いる。SU邸の場合はすでに地震被害を受けて(大破)剛性が低下しているため、実験をおこなった時点での剛性をそのまま用いることは適当ではない。そのため、他の4種の破壊実験の結果から得られた、大変形経験後の剛性低下率(表12)を考慮に入れて、上で算定された剛性を20%増したものを初期剛性とする。つぎに、case 2として、例えば京都市にある図47のような

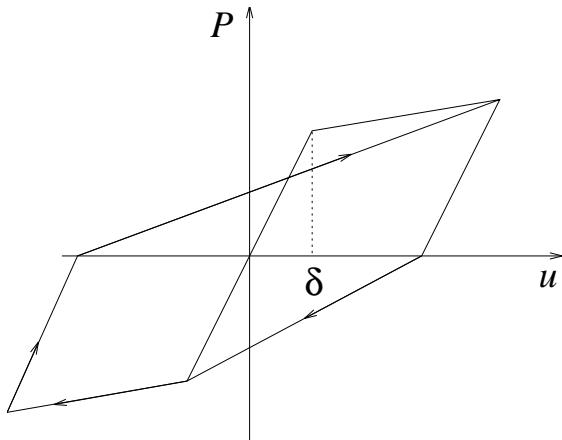


図45 復元力特性

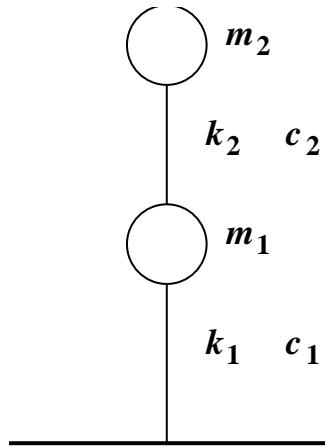


図46 剪断型2質点系振動モデル

比較的整形な2階建ての住宅を考える。全面壁のみを考えて、文献[10]に示されている「水平耐力を求める際、耐力壁の水平耐力の和に乗ずる係数」をもちいて変形角が $1/200\text{rad}$ のときの耐力で剛性を推定した。case 3からcase 5は京都市内で典型的に見られる伝統的な建物を想定したモデルであり、張間方向と桁行方向で固有周期が著しくことなることが別に行なった常時微動計測から明らかにされている。case 3からcase 5の剛性は次のように算定した。case 5以外はすべて桁行方向である。case 1-5について詳しく説明すると、次のようになる。

case 1 上で述べた理由により常時微動計測の結果から算定された剛性 k_1, k_2 を1.2倍したもの
を初期剛性として桁行方向の地震応答解析を行なった。

case 2 張間・桁行方向で壁率の差があまりない総2階建て住宅の図面から第3章の方法で
重量を算定し、初期剛性を上述の方法で算定した。桁行方向について地震応答解析を行
なった。

- case 3 京都市内にある、いわゆる「たんざく型」住宅の桁行方向。図面上は外壁がラスモルタルとなっているがその寄与を無視して、筋かい壁と土壁のみとして剛性を算定した。
- case 4 case 3 の住宅で、ラスモルタル外壁がその耐力を十分発揮する(剥がれ落ちたりしない)として、ラスモルタルの耐力を加算して剛性を算定した。その時の桁行方向である。
- case 5 case 3 と同じ住宅である。張間方向について、case 4 と同様に算定した。

これら 5 つの case の振動モデルのパラメータを表 13 に示す。

表 13 振動モデルに用いたパラメータ

	m_1	m_2	k_1	k_2	δ_1	δ_2	T_1	T_2
case 1	0.01897	0.00772	17.0652	4.938	1.00000	1.30000	0.30811	0.16891
case 2	0.01023	0.00923	9.00000	4.90000	1.00000	1.30000	0.36743	0.15722
case 3	0.01119	0.01010	3.96900	2.76826	1.00000	1.30000	0.55034	0.23007
case 4	0.01119	0.01010	15.81120	14.04506	1.00000	1.30000	0.26506	0.10625
case 5	0.01119	0.01010	2.76480	3.16497	1.00000	1.30000	0.61361	0.23122

4.2 解析結果

地震応答解析に用いる地震動入力の想定には種々の条件が考えられるが、case 1 が西宮市で被害を受けた建物であること、今回の地震の規模に対しての応答を概略的に把握できることを考慮して、神戸海洋気象台で観測された兵庫県南部地震の加速度(NS 方向、図 48)を入力用地震波とした。上記の振動モデルにこの入力を与えた結果、図 49–53 のような変位応答を得た。

case 1 の SU 邸の場合、1 層の最大変位が約 7.2cm であり、これは層間変形角にすると、約 1/50rad であるから、建物自体は相当の損傷を受けるが崩壊には至らないだろうと推測できる。実際の被害は、基礎部分の損傷が大きかったが、建物自体の損傷は壁に亀裂が入ったり、長押にひびが入る程度であったから、この解析結果は妥当であろう。

case 2 はしっかりした造りの総 2 階建ての住宅であるが、1 層で最大変位が約 14.5cm(層間変位では約 1/20rad) となり、相当の損傷を受けると考えられる。しかし、剛性を壁耐力だけで算定しているので、剛性、特に k_1 、をいくらか低く考えている可能性がある。

case 3 と case 4 は、京都の町屋などに見られる張間方向と桁行方向で剛性に大きな差がある住宅で壁耐力の評価を変えたものであるが、実際の地震時に見られた、ラスモルタル壁が剥がれ落ちてしまいその耐力を十分発揮しなかった、という被害状況がこの解析結果からも容易に推測される。すなわち、ラスモルタル壁が剥がれ落ちてしまうと、ごく短時間で崩壊に至ってしまう。

case 4(図 52) と case 5(図 53) は、case 3 同じ住宅の場合に、各方向で地震応答がどうなるかを解析したものであるが、初期剛性の算定や非線形域での挙動が適当であるかどうかという問

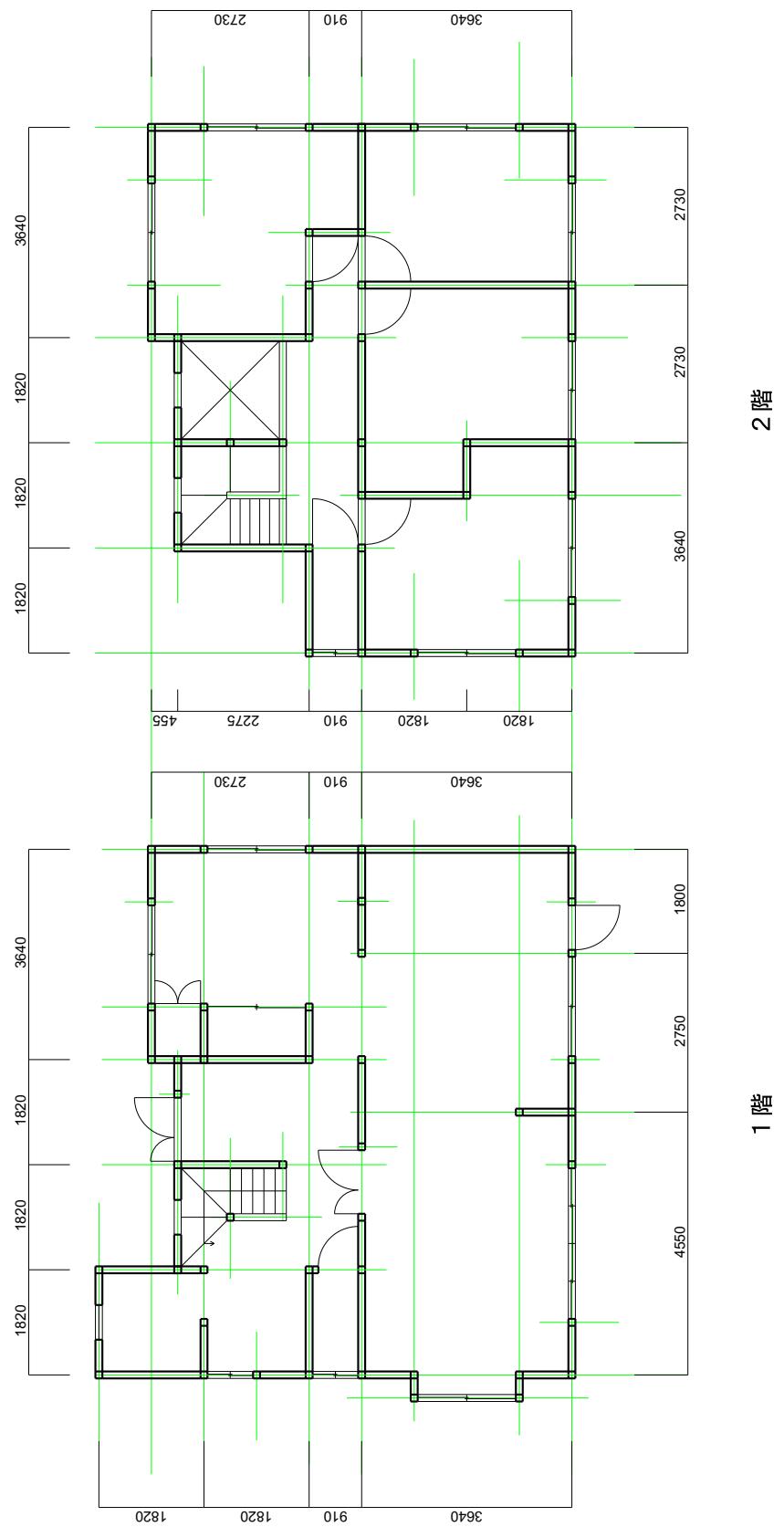


図 47 総 2 階建て住宅の例

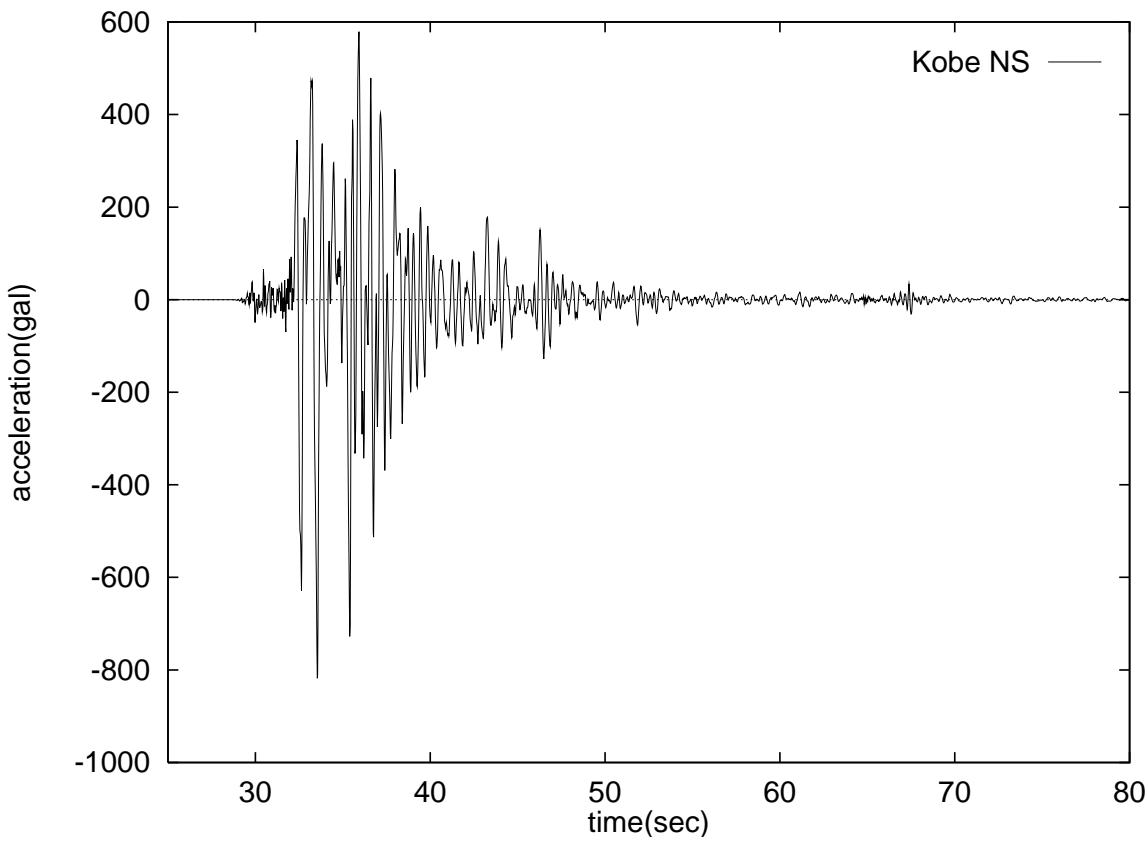


図 48 入力地震加速度

題はあるものの、応答の傾向という点では、張間方向 (case 5) と桁行方向 (case 4) で全くちがう傾向が得られた。すなわち、耐力壁の多い桁行方向では最大でも 4cm を越えない変位応答であるのに対して、耐力壁の少ない張間方向ではごく短時間で層間変形角にして $1/10\text{rad}$ 以上の応答を示しており、桁行・張間方向で動特性がアンバランスな場合には、重大な地震被害を被りやすいと考えられる。

以上の応答結果から兵庫県南部地震レベルの地震動が作用した場合には木造建物の損傷がかなり大きくなる可能性があること、特に張間・桁行で振動特性がことなり、一方向の耐力が十分でない場合には危険性が高くなることが予想され、市街地の密集住宅地域の建物については総合的な耐震計画、補強対策が、また、一般の建物については立体的、平面的な剛性、耐力の適正な配置が必要であることを示唆していると思われる。

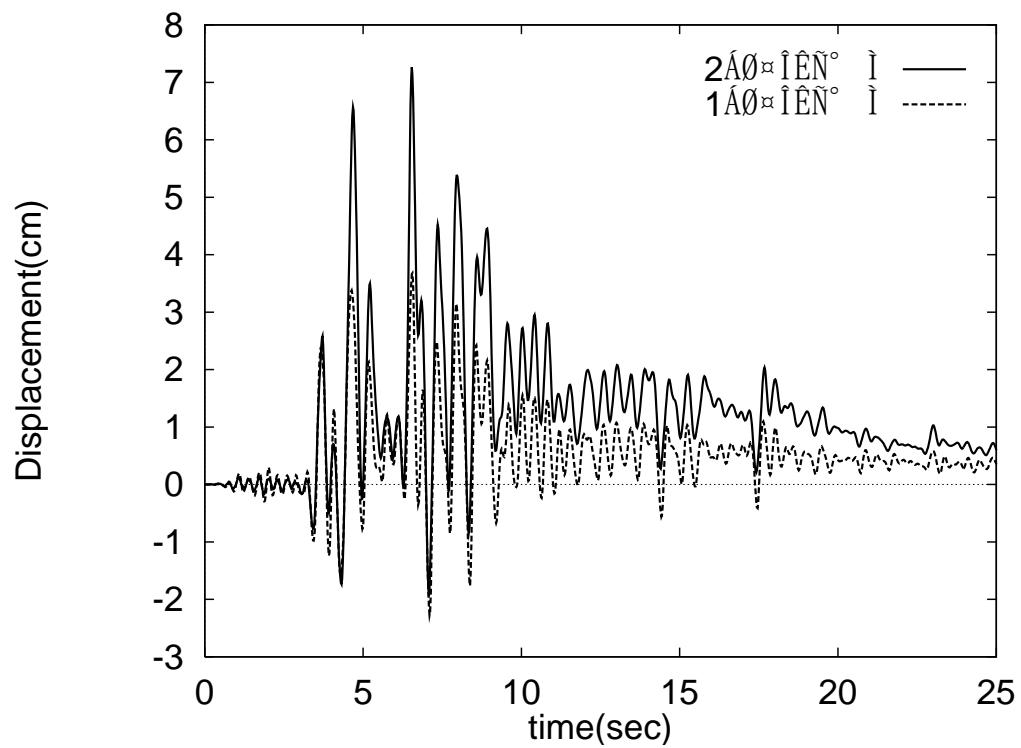


図 49 case 1 の変位応答

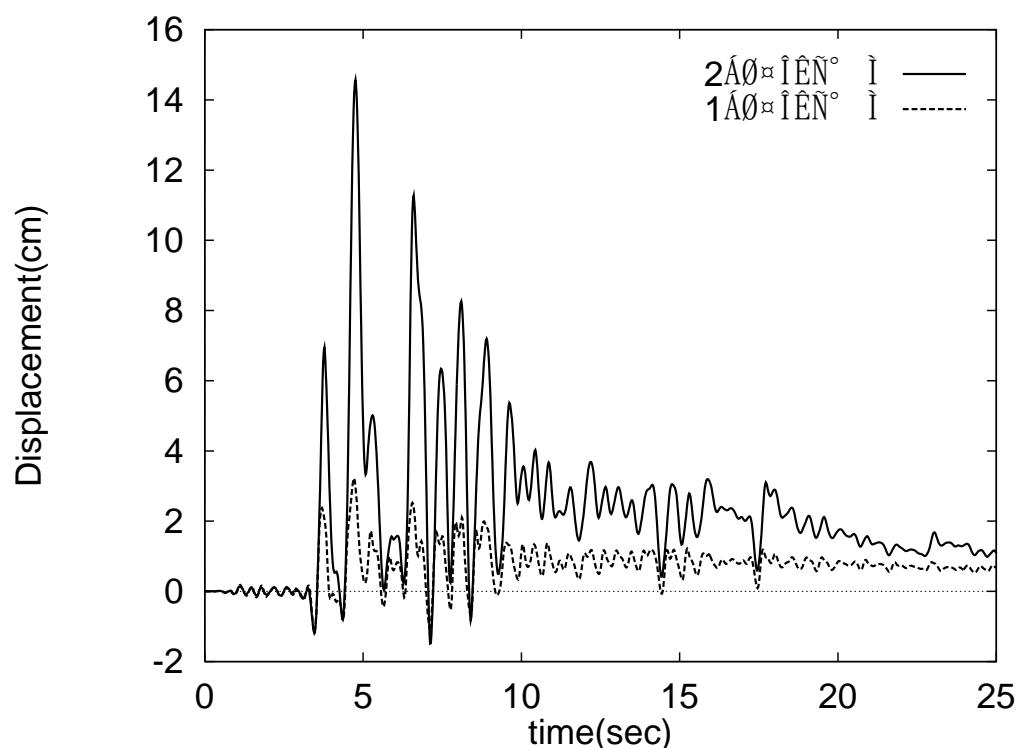


図 50 case 2 の変位応答

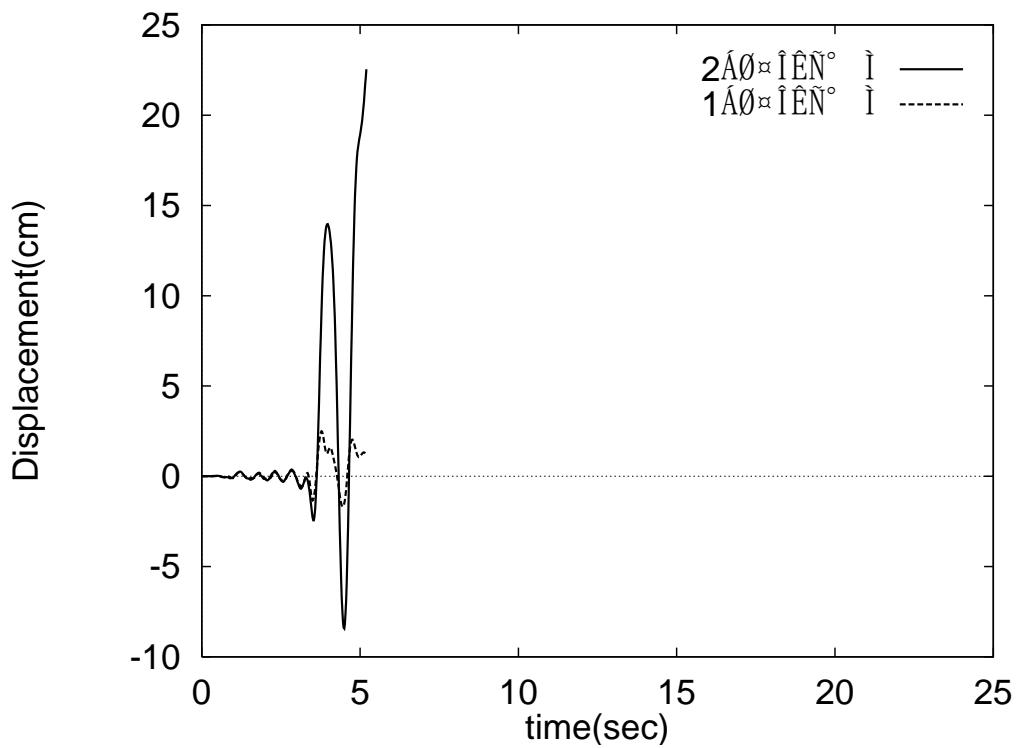


図 51 case 3 の変位応答

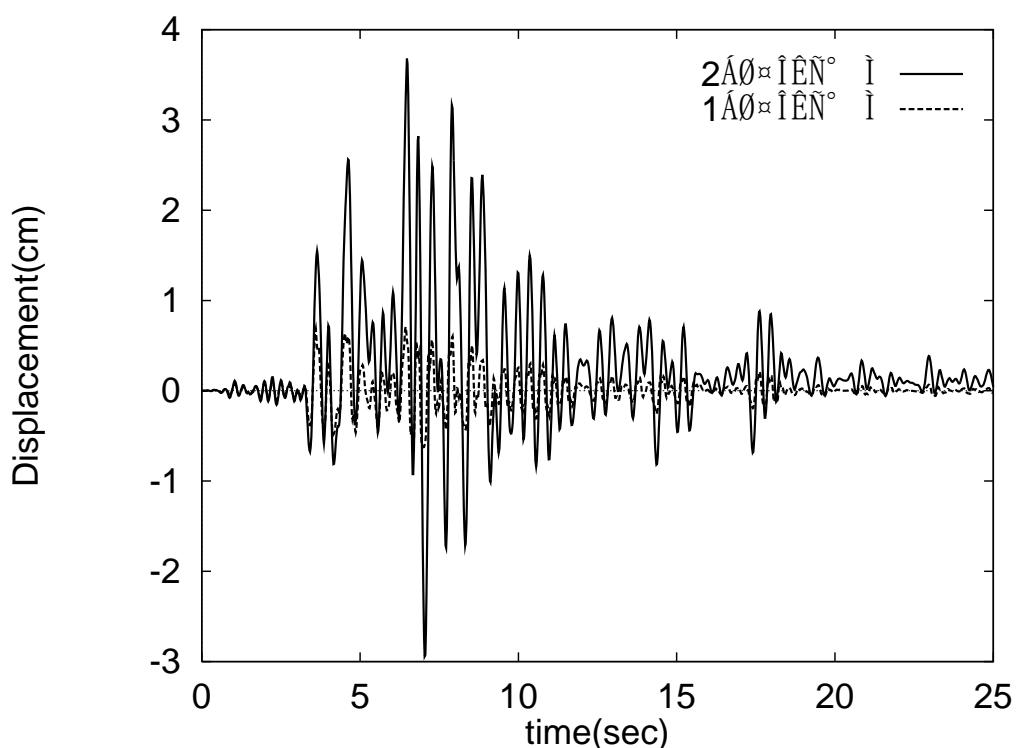


図 52 case 4 の変位応答

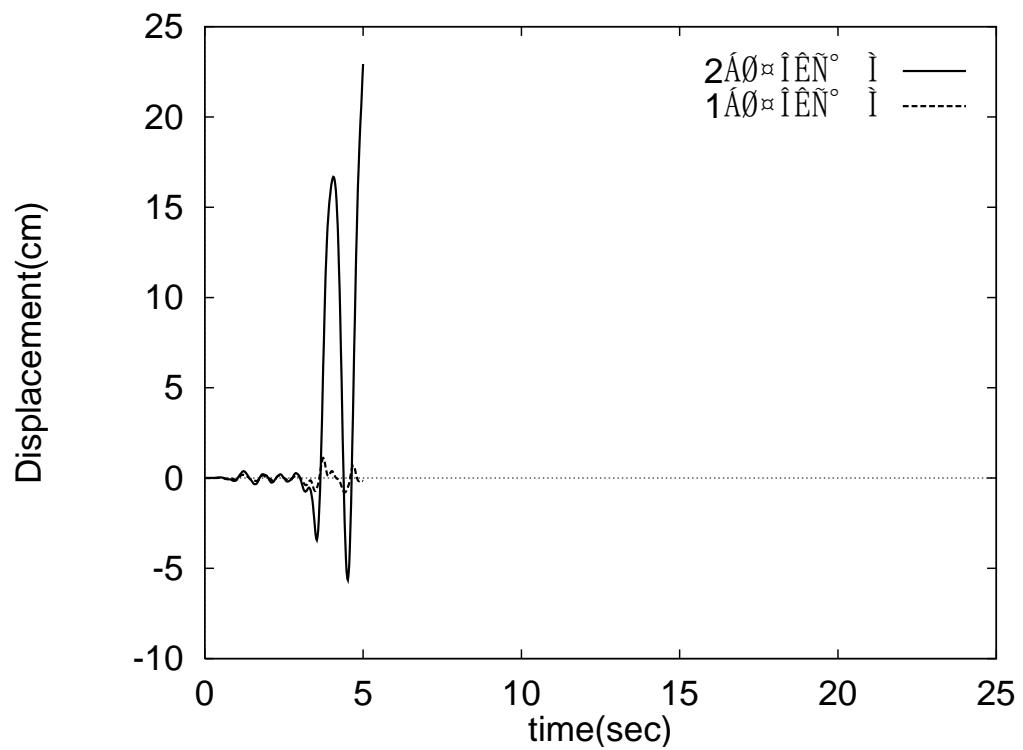


図 53 case 5 の変位応答

5 おわりに

5.1 本研究の成果

木造建物の動特性や破壊機構を正確に捉えることが困難であるため、動力学的な観点からの耐震性評価はそれほどなされてきていない。本研究では実大木造建物の常時微動計測、自由振動実験、さらに引張破壊実験を通じて、木造建物の振動特性や復元力特性および耐力などを評価する試みを行なった。本研究で得られた成果をまとめると以下のようになる。

- 第3章で示したように、全面壁を耐力壁として、建物各層の強度を耐力壁強度の総和で評価すると、耐力壁に用いられている壁の種類によっては、実際の建物の強度より耐力壁強度の方が小さい。このことは文献[10]すでに指摘されており、それを補正するための係数が挙げられているが、その係数を適用したとしても、耐力壁がすべて土壁であるような古い建物の場合、十分評価しきれない。したがって既存木造建物の強度を考える場合には非耐力壁やその他の構造要素の強度および変形性能の定量的な把握が必要である。
- 第4章で、実際に1995年兵庫県南部地震で被害を受けた木造建物のモデル化を行ない、地震応答解析を行なった結果、地震による被害状況を検証した。
- 第4章の地震応答解析に際して、平面図から耐力壁によって建物の剛性を評価したが、壁強度の評価により、剛性が著しく増減することがわかる(case 3,4)。また耐力壁のみを考えた場合、特に1階の剛性 k_1 が小さく算定されるようである(case 2)。1階の剛性には小壁や柱・梁、そして階段の影響が大きいと考えられる。
- 大変形を経験した後の建物では、剛性が20%前後低下すること、また、振動時の振幅の大小によって、卓越振動数が20%程度変化することがわかった(pp.47)。
- 第4章で桁行方向と張間方向で壁率の異なる住宅をモデル化した場合の地震応答解析を行なった結果、京都市の建物、特に京町屋に代表されるような建物は、桁行方向と張間方向の動特性がアンバランスであるため、地震時の危険性が高いことがわかった。

5.2 今後の課題

1995年1月17日の兵庫県南部地震による阪神・淡路大震災では、木造建物の被害は甚大であり、多くの死傷者が出了。このような地震災害への対策は、多くの都市に共通する課題である。とりわけ京都市は、わが国において古い木造建物が多いことで知られており、また木造建物の多くが密集している。京都市域や周辺地域にも活断層があり、直下型地震の起こる危険性が指摘されている。このような状況を踏まえ、今後は、主に実験を中心とした木造建物の耐震性評価に関する研究、および、都市域の建物や地盤の情報に基づいた都市域の震害予測と防災計画に関する研究を進める。

付録 A 本論文中で使用する記号について

本論文中で使用する記号は以下の通り。

- 荷重 : P
- 水平剪断力 : Q_1, Q_2
- 水平変位 : d_{0a}, d_{1a}, d_{2a}
 d_{0b}, d_{1b}, d_{2b}
- 平均変位 : d_0, d_1, d_2
- ねじれ角 : θ_1, θ_2
- 層間変位 : $u_{1(a)}, u_{1(b)},$
 $u_{2(a)}, u_{2(b)}$
- 層間変形角 : $\gamma_{[12][ab]}$
- 階高 ; h_1, h_2
- 変位計間鉛直距離 : $h_{1a}, h_{2a}, h_{1b}, h_{2b}$

ここで、添字の a, b はそれぞれ、載荷方向から建物に向かって左側の構面、右側の構面をあらわす。

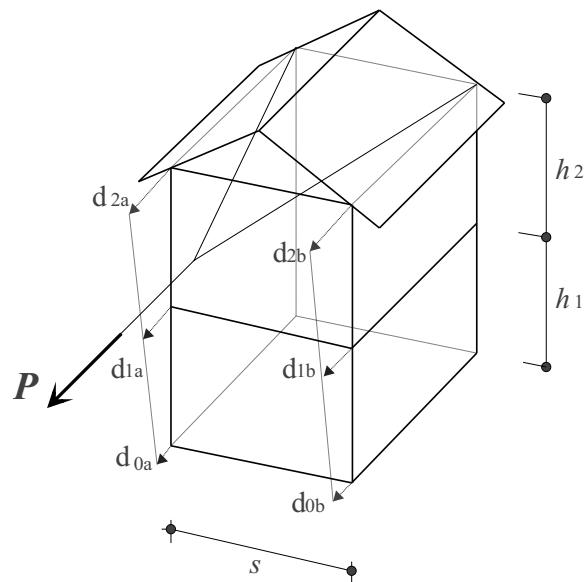


図 A 記号の説明

実験では $P, d_{2a}, d_{1a}, d_{0a}, d_{2b}, d_{1b}, d_{0b}$ (図 付録 A), を測定し、それらからその他の変位およ

びねじれ角などを以下の式によって計算した。

$$\left\{ \begin{array}{l} u_{2a} = d_{2a} - d_{1a} \\ u_{1a} = d_{1a} - d_{0a} \\ u_{2b} = d_{2b} - d_{1b} \\ u_{1b} = d_{1b} - d_{0b} \\ u_2 = (u_{2a} + u_{2b})/2 \\ u_1 = (u_{1a} + u_{1b})/2 \\ \theta_2 = (u_{2a} - u_{2b})/l \\ \theta_1 = (u_{1a} - u_{1b})/l \\ \gamma_2 = u_2/h_2 \\ \gamma_1 = u_1/h_1 \end{array} \right. \quad (4)$$

付録 B 重心・剛心の算定

重心は各階平面図の断面1次モーメントが0となる位置として定めた。剛心については、第3章の無開口壁の壁耐力に基づき重心からの偏心距離を次式で求めた[14]。

$$\begin{aligned} e_x &= \sum_i {}_i k_y \cdot {}_i l_x / K_y \\ e_y &= \sum_i {}_i k_x \cdot {}_i l_y / K_x \end{aligned} \quad (5)$$

ここで、 K_x, K_y はそれぞれ x, y 方向の全剛性を表す。

$$\begin{aligned} K_x &= \sum_i {}_i k_x \\ K_y &= \sum_i {}_i k_y \end{aligned} \quad (6)$$

付録 C 建物の剛性の算定

2質点系の非減衰自由振動の運動方程式は、

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0 \quad (7)$$

ここで、 $[M], [K]$ はそれぞれ質量マトリックス、剛性マトリックスであり、

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}, [K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \quad (8)$$

である。式(7)の解は、

$$\{x\} = \{u\}e^{i\omega t} \quad (9)$$

とおくことができて、式(7)は

$$(-\omega^2[M] + [K])u = 0 \quad (10)$$

となる。式(10)が $\{u\} = 0$ 以外の解をもつためには、

$$|-\omega^2[M] + [K]| = 0 \quad (11)$$

でなければならない。したがって、1次、2次の固有円振動数 ω_1^2, ω_2^2 は

$$m_1 m_2 \omega^4 - (k_2(m_1 + m_2) + k_1 m_2) \omega^2 + k_1 k_2 = 0 \quad (12)$$

の解である。したがって、各層の剛性は1次2次の固有振動数 ω_1, ω_2 により、

$$\begin{aligned} k_1 &= m_1(\omega_1^2 + \omega_2^2) - \left(1 + \frac{m_1}{m_2}\right) k_2 \\ k_2 &= \frac{m_1 m_2 (\omega_1^2 + \omega_2^2) \pm \sqrt{m_1^2 m_2^2 \omega_1^4 - 2(m_1 + 2m_2)\omega_1^2 \omega_2^2 + m_1 m_2 \omega_2^4}}{2(m_1 + m_2)} \\ &= {}_1 k_2, {}_2 k_2 \quad ({}_1 k_2 < {}_2 k_2) \end{aligned} \quad (13)$$

と表すことができる。ここでは破壊実験の荷重～変位関係との整合性を考えて、

$$\begin{aligned} k_1 &= m_1(\omega_1^2 + \omega_2^2) - \left(1 + \frac{m_1}{m_2}\right) {}_2 k_2 \\ k_2 &= {}_1 k_2 \end{aligned} \quad (14)$$

とした。

参考文献

- [1] 平成 7 年兵庫県南部地震とその被害に関する研究. 平成 6 年度文部省科学研究費 (総合研究 A) 研究成果報告書 (課題番号 06306022)、研究代表者 藤原 悅三, 1995 年 3 月.
- [2] 日本建築学会. 1995 年兵庫県南部地震災害調査速報, 1995 年 3 月.
- [3] 橋本清勇, 中治弘行, 東樋口護, 鈴木祥之. 兵庫県南部地震による木造建物の被害 その 1 調査地域と 被害状況. 日本建築学会近畿支部研究報告書 第 35 号・構造系, pp. 225–228. 日本建築学会近畿支部, 1995 年 6 月.
- [4] 中治弘行, 橋本清勇, 東樋口護, 鈴木祥之. 兵庫県南部地震による木造建物の被害 その 2 建物概要と 被害状況. 日本建築学会近畿支部研究報告書 第 35 号・構造系, pp. 229–232. 日本建築学会近畿支部, 1995 年 6 月.
- [5] 鈴木祥之, 東樋口護, 橋本清勇, 北山宏貴, 標智仁, 中治弘行. 1995 年兵庫県南部地震による木造建物の被害 その 1 建物 外観調査とアンケート調査. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp. 5–6. 日本建築学会, 1995 年 8 月.
- [6] 鈴木祥之, 東樋口護, 橋本清勇, 標智仁, 中治弘行, 北山宏貴. 1995 年兵庫県南部地震による木造建物の被害 その 2 被害 分析. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp. 7–8. 日本建築学会, 1995 年 8 月.
- [7] 鈴木祥之, 標智仁, 中治弘行, 北山宏貴, 東樋口護, 橋本清勇. 芦屋市・西宮市における木造建物の被害. 1995 年兵庫県南部地震—木造建物の被害—, pp. 73–84. 日本建築学会近畿支部, 1995 年 9 月.
- [8] 鈴木祥之, 東樋口護, 中治弘行, 標智仁, 北山宏貴. 芦屋市における木造建物の微動計測による振動特性. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造 III, pp. 9–10. 日本建築学会, 1995 年 8 月.
- [9] 鈴木祥之, 中治弘行. 微動計測による木造建物の振動特性. 1995 年兵庫県南部地震—木造建物の被害—, pp. 169–174. 日本建築学会近畿支部, 1995 年 9 月.
- [10] 日本建築学会. 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1981 年.
- [11] 日本住宅・木材技術センター (編). 木造住宅 4—構造計画の手引き. 丸善株式会社, 1995 年.
- [12] 日本建築学会. 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 1990 年.
- [13] 大崎順彦. 地震動のスペクトル解析入門. 鹿島出版会, 1979 年.
- [14] 柴田明徳. 最新 耐震構造解析. 森北出版株式会社, 1981 年.
- [15] 北原昭男, 藤原悦三, 鈴木有, 市川信夫. 常時微動計測による釧路市内の建築物の振動特性. 京都大学防災研究所年報, 第 38 号 B-1, 平成 7 年 4 月.