

実測データと3次元構造モデルによる木造住宅の耐震安全性に関する研究

田中 宏明

1. はじめに

兵庫県南部地震以降木造住宅に関しては実験や調査、観測など多くの研究が精力的に行われている。しかしながら実験においては木質部材や各接合部、耐力壁レベルでの実験が主であり、一部実大実験なども行なわれているが木造住宅の仕様の多さや間取りの多さを考えると十分なデータを与えているとは言えない。一方で調査研究においては耐震診断による木造住宅の統計的調査や常時微動計測による振動特性把握に関する研究も行なわれているが、それらの結果を木造の耐震安全性評価や構造解析モデルと結びつける研究はほとんど見られない。

以上のことから本研究では実木造住宅を対象とした常時微動計測を実施してその共振振動数を把握し、それと対象とする住宅の図面などから、あらかじめ筋かいなどの部分実験データを基礎として構築した柱梁フレームモデルを立体的に構成することによりリアリティのある3次元動的非線形挙動解析モデルを構築することを目的とする。またその挙動解析モデルを用いた強震動シミュレーションを行い実木造住宅の耐震安全性に関する考察を行なう。

2. 常時微動計測による木造住宅の振動特性把握

2.1 概要

常時微動計測は比較的簡易に構造物の振動特性を把握する手段として近年多くの計測が行なわれており、木造住宅でもいくつかの地域で行なわれている。本項では福岡市内を中心とした常時微動計測を行なうことにより木造住宅の振動特性を把握することを目的とする。

2.2 対象住宅および計測方法

調査の対象は福岡市内31棟と大牟田市1棟の計32棟である。それら住宅の概要を表1に示す。計測機器は0.1倍から10000倍のアンプ付きの3成分加速度計SMA-R6A3Pを用い、ハイカットフィルター周波数を50Hz、サンプリング周波数を100Hzとし計測時間を15分間(900秒)とした。

加速度計の設置位置は2階床と地盤の2点である。それぞれ得られた加速度データをFFT解析し地盤

面に対する2階床におけるフーリエスペクトルの比から固有振動数を読み取った。なお木造住宅の床面は剛とさえ分割振動の可能性も考えられるため、予め表1中No.1の建築物に対して天井裏1台、2階床に5台、1階床に1台および地盤に1台加速度計を設置し同時に常時微動計測を行い地盤面に対する天井裏および地盤面に対する2階床の固有振動数算定結果がほぼ同じであることから上記の2点の計測で十分であることを確認している

2.3 計測結果

表2に常時微動計測結果より得られた各住宅の固有振動数を示す。また図1には各住宅の壁率より算出した1、2階の平均充足率(充足率=存在壁量/必要壁量)に対する固有振動数の関係を示す。表2から分かるように今回の対象住宅の平均1次固有振動数は6.58Hzとなっており木造住宅は微小振動時には大変硬いと言える。また図1より固有振動数と充足率にはばらつきが

表1 調査対象住宅の概要

| 略称 | 建築年 | 床面積 (㎡) | | 屋根 | 壁率(cm/㎡) | |
|----|------|-------------|-------|----|-------------|-------------|
| | | 1階/2階 | 2階/2階 | | 梁間1階/2階 | 桁行1階/2階 |
| Ta | 1984 | 65.41/22.77 | 重 | 重 | 50.08/93.92 | 43.12/43.96 |
| Ks | 1998 | 13.29/86.53 | 軽 | 軽 | 48.81/40.62 | 49.67/35.48 |
| HK | 1997 | 47.40/73.97 | 重 | 重 | 49.04/33.19 | 47.29/29.64 |
| Mb | 2000 | 39.00/82.58 | 重 | 重 | 52.53/31.58 | 50.76/32.62 |
| MN | 2002 | 38.41/76.66 | 重 | 重 | 50.83/64.03 | 56.61/37.90 |
| E | 2001 | 08.06/87.77 | 重 | 重 | 64.21/77.76 | 52.21/45.62 |
| Ha | 1995 | 77.32/54.54 | 軽 | 軽 | 66.92/61.99 | 47.96/73.67 |
| A | 1987 | 98.33/26.49 | 重 | 重 | 62.44/53.75 | 63.01/45.39 |
| IR | 1979 | 87.06/76.18 | 重 | 重 | 37.02/61.83 | 39.33/85.88 |
| KU | 1995 | 60.00/60.00 | 軽 | - | - | - |
| TK | 1985 | 84.10/37.16 | 重 | - | - | - |
| MI | 1986 | 52.00/48.00 | 軽 | - | - | - |
| Hb | 1981 | 91.66/28.27 | 重 | 重 | 42.56/61.51 | 41.28/38.24 |
| Ma | 1991 | 95.90/36.88 | 重 | 重 | 52.48/65.39 | 54.56/63.11 |
| Sa | 1983 | 86.95/28.98 | 重 | 重 | 42.39/78.50 | 38.20/43.96 |
| Ko | 1994 | 64.59/51.34 | 軽 | 軽 | 75.73/73.56 | 50.72/45.20 |
| I | 1998 | 89.73/56.31 | 軽 | 軽 | 54.36/85.53 | 63.89/45.25 |
| Na | 1993 | 64.53/50.54 | 軽 | 軽 | 86.49/66.73 | 61.93/41.28 |
| Sh | 1981 | 67.90/33.95 | 重 | 重 | 56.29/62.99 | 45.56/85.77 |
| Hi | 1981 | 55.48/43.06 | 軽 | - | - | - |
| IS | 1980 | 70.39/26.50 | 重 | 重 | 47.19/54.94 | 53.97/63.53 |
| SY | 1979 | 78.26/46.37 | 重 | 重 | 42.84/53.21 | 38.72/81.67 |
| NS | 1979 | 69.56/26.50 | 重 | 重 | 55.60/51.51 | 37.28/87.57 |
| Ka | 1980 | 67.90/26.50 | 重 | 重 | 56.29/44.64 | 40.21/99.70 |
| IV | 1980 | 71.22/26.50 | 軽 | 軽 | 58.46/61.81 | 44.08/99.58 |
| MR | 1979 | 73.70/33.12 | 重 | 重 | 51.37/43.96 | 48.07/55.64 |
| KN | 1980 | - | 重 | - | - | - |
| IK | 1970 | - | 重 | - | - | - |
| IM | 1973 | - | 重 | - | - | - |
| IK | 1974 | - | 重 | - | - | - |
| ST | 1960 | - | 重 | - | - | - |
| Wa | 1981 | - | 軽 | - | - | - |

(* 図中-は調査でデータが得られなかった部分である)

大きいと一定の相関が見取れる。ばらつきの原因には微小振動時にはいわゆる構造体である耐力壁以外にも垂壁や腰壁の寄与が大きいことや充足率を算出する場合の必要壁量が床面積によって決定されており、各住宅の重量を十分に反映できていないことも理由として考えられる。

表2 常時微動計測より得られた固有振動数

| 略称 | 1次固有振動数 (Hz) | | 2次固有振動数 (Hz) | |
|----|--------------|------|--------------|-------|
| | 梁間方向 | 桁行方向 | 梁間方向 | 桁行方向 |
| Ta | 6.86 | 6.15 | 13.62 | 12.72 |
| Ks | 8.11 | 7.87 | 18.02 | 16.48 |
| HK | 6.54 | 5.98 | 15.63 | 14.92 |
| Mb | 7.01 | 6.27 | 16.75 | 15.26 |
| MN | 7.74 | 6.84 | 16.50 | 14.38 |
| E | 5.69 | 5.25 | 14.99 | 12.43 |
| Ha | 9.38 | 8.25 | 19.70 | 19.09 |
| A | 5.25 | 7.59 | 17.97 | 18.87 |
| IR | 6.23 | 6.27 | 12.45 | 15.48 |
| KU | 6.01 | 5.77 | 14.50 | 14.70 |
| TK | 7.20 | 7.20 | 13.84 | 16.60 |
| MT | 6.37 | 5.35 | 14.79 | 15.60 |
| Ho | 5.64 | 6.17 | 9.91 | 10.64 |
| Ma | 6.18 | 6.84 | 15.26 | 12.62 |
| Sa | 6.27 | 5.23 | 12.40 | 9.77 |
| Ko | 6.69 | 6.84 | 15.14 | 17.48 |
| I | 7.13 | 6.57 | 15.97 | 13.54 |
| Na | 6.69 | 6.45 | 16.43 | 16.43 |
| Sh | 6.74 | 7.64 | 12.96 | 14.45 |
| Hf | 7.74 | 8.69 | 16.16 | 19.87 |
| IS | 6.15 | 7.84 | 12.04 | 17.68 |
| SY | 5.76 | 6.47 | 12.13 | 13.48 |
| NS | 6.30 | 7.67 | 12.13 | 14.99 |
| Ka | 7.10 | 6.23 | 14.50 | 12.84 |
| IV | 7.67 | 8.89 | 14.45 | 18.87 |
| MR | 6.93 | 6.64 | 13.87 | 14.79 |
| KN | 5.88 | 6.71 | 11.43 | 15.99 |
| IK | 4.47 | 4.47 | 9.64 | 12.57 |
| TM | 5.08 | 6.25 | 13.82 | 14.65 |
| IK | 4.42 | 5.03 | 12.33 | 14.45 |
| ST | 4.79 | 4.27 | 10.55 | 11.21 |
| Wa | 8.01 | 9.35 | 18.73 | 18.48 |

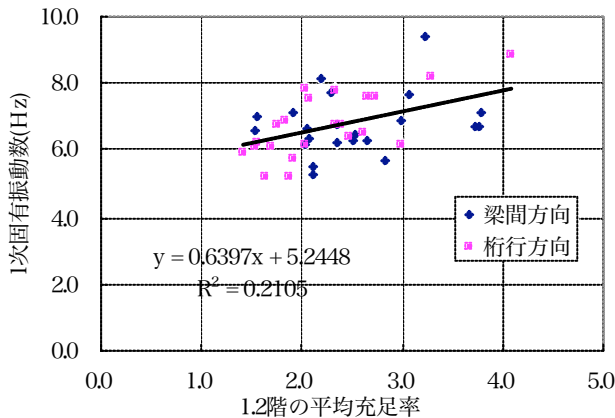


図1 1次固有振動数と平均充足率との関係

3. 3次元挙動解析モデルの構築

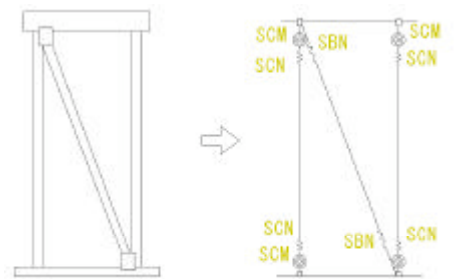
3.1 構築手法

木造の軸組は木材自身とそれぞれの部材をつなぐ接合部によって構成される。そもそも部材自身の変形性能は小さく軸組構造の変形性能の多くは接合部が受け持っていると言ってよい。そこで3次元構造モデルを構築するにあたり最小単位として部材接合部を考慮で

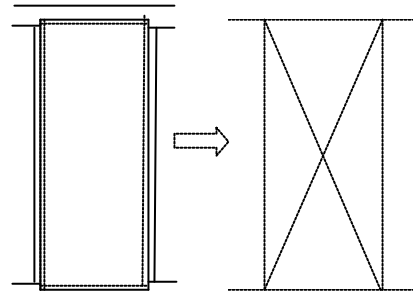
きるモデルを構築することとする。また木造住宅は基準法において壁率で規定されていることからモデル化に際して耐力壁を基準として考えることとする。つまり構造物の挙動解析モデルを構築する方法としてまず耐力壁レベルでのモデルを構築し、その後そのモデルを用いて構造物レベルに拡張する。

3.2 耐力壁モデル

耐力壁は大きく筋かい耐力壁と面材耐力壁に分けられる。そこでそれぞれの耐力壁を図2に示すように筋かい耐力壁は部材および軸方向バネ、回転方向バネでモデル化し、面材耐力壁は置換ブレースによってモデル化する。それぞれの復元力特性およびその特性値(初期剛性や剛性変化点など)は既往の水平加力実験から得られる変位荷重曲線を再現できるように決定した。これらを初期モデルと呼ぶことにする



(a) 筋かい耐力壁



(b) 面材耐力壁

図2 耐力壁モデルの構築手法

3.3 3次元挙動解析モデル

図2の耐力壁モデルを用いて構造物レベルに拡張する。その例として住宅の図面をもとに組み上げた表1中のTa邸の3次元挙動解析モデルを図3に示す。

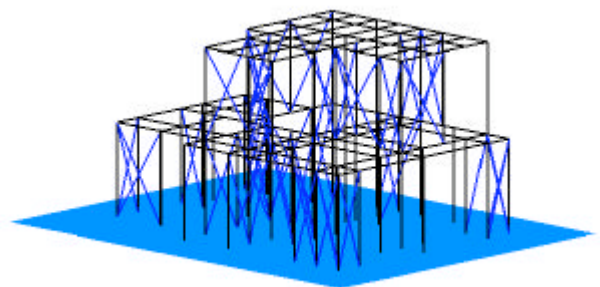


図3 Ta邸の構造物解析モデル

同様に表1中の他8棟(表3参照)についても図面をもとに3次元の構造モデルを組み上げ、それぞれ固有値解析を行った結果を常時微動計測結果から得られた固有振動数と比較すると剛性がかなり不足することが分かった。そこで初期モデルの剛性を増やしてどの程度の剛性倍率で常時微動計測結果に近似できるかを試みたところ各住宅の平均で6.3倍と大きな値となった。しかしそもそも木造住宅は早い段階から非線形化するため微小振動時における剛性をそのままモデルに考慮することは現実的でない。そこで常時微動計測結果を挙動解析モデル構築に生かすため既往の実大振動台実験時の常時微動計測とスイープ試験(加速度レベルで100~150galに相当)それぞれから得られた固有振動数の関係(図4^{文献1)})を用いて算出した固有振動数に合うように剛性を調整した。その結果得られた構造モデルの固有振動数を図4の関係を用いて計算した固有振動数とともに表3に示す。表3より接合部単位から組み上げたモデルを微動計測による固有振動数に合うようにフィッティングすることが可能であるといえる。次に各接合バネや置換ブレースの非線形領域のモデル構築手法であるが初期剛性を増加させた場合、初期モデルの剛性変化点の降伏変位を一定にするとバネの最大耐力も剛性倍率に比例して大きくなる。しかしそうすると非線形領域における剛性が大きくなり最大耐力が既往の部分実験と比較しても現実的でない値になってしまう。そこで初期モデルの剛性変化点の降伏荷重を一定として構築する。

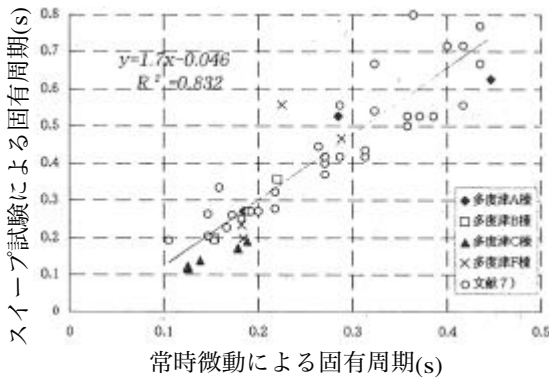


図4 実大実験結果による固有周期の関係

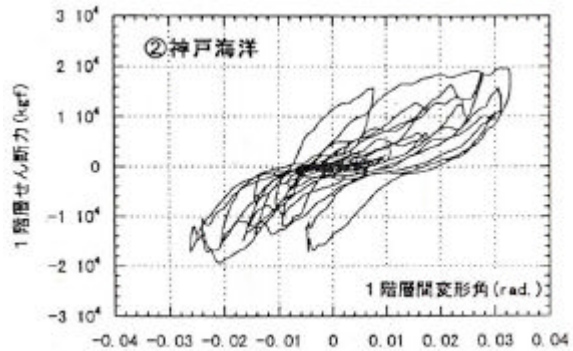
3.4 挙動解析モデルの妥当性検討

前項のように初期モデルから常時微動計測結果に合うようにモデルを組み上げた挙動解析モデルが妥当であるかを検討するために、原子力発電技術機構多度津工学試験所において実施された実大木造住宅の振動台実験での結果^{文献2)}と上記の方法で構築したモデルの強震動シミュレーションとの結果を比較しモデルの妥当性を検討した。それぞれの結果より得られた1層層せ

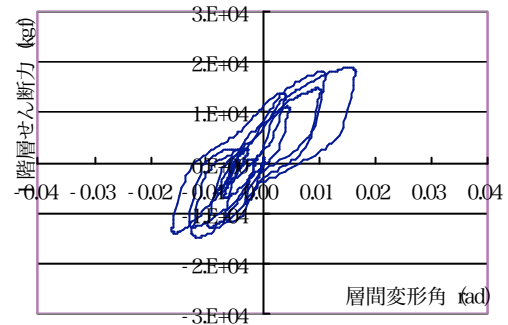
表3 剛性を増加して同定したあとの固有振動数(Hz)

| 略称 | 構造モデル | | 微動 変換後) | | 剛性倍率 |
|----|-------|------|---------|------|------|
| | 長手方向 | 短手方向 | 長手方向 | 短手方向 | |
| Ta | 4.25 | 5.14 | 4.34 | 4.96 | 2.90 |
| IR | 4.86 | 4.08 | 4.45 | 4.40 | 3.45 |
| Hb | 3.95 | 4.29 | 4.36 | 3.92 | 2.70 |
| Ma | 5.03 | 4.27 | 4.93 | 4.36 | 3.15 |
| Sa | 3.58 | 4.43 | 3.58 | 4.45 | 2.85 |
| Ko | 4.68 | 5.17 | 4.93 | 4.80 | 2.55 |
| I | 4.88 | 4.98 | 4.70 | 5.20 | 2.95 |
| IS | 5.16 | 4.79 | 5.85 | 4.34 | 3.20 |
| Ka | 4.59 | 4.71 | 4.41 | 5.17 | 3.25 |

*微動(変換後)とは図4の関係を用いて常時微動計測結果から得られた固有振動数を変換したものである



(a) 実大振動台実験結果



(b) 強震動シミュレーション結果

図4 実大振動台実験との比較

せん断力-層間変形角関係を図4に示す。図より実験結果をよく再現できているといえる。実験の方が幾分変形が大きいですが、実験の方は上下方向にも地震波を入力しておりその結果接合部の変形が大きくなり変形が大きくなっていると考えられる。

4. 強震動シミュレーション

4.1 概要

表3に示す9棟に対して3章に示す方法で構築した挙動解析モデルを用いた強震動シミュレーションを行い木造住宅の耐震性能について考察を行なう。

4.2 入力地震動

解析に用いる強震動は表4に示す兵庫県南部地震(1995年1月)7波(再現波を含む)、鳥取県西部地震(2000年10月)4波、宮城県北部の地震(2003年7月)4波の計15波形とする。入力はNS、EWの2方向同時入力とする。

4.3 シミュレーション結果

表5に解析モデル9棟に関するそれぞれ15波に対する1層最大層間変位の一覧を示す(最大変位とはNS、EWの2方向の変位を各時刻でベクトル合成した内の最大の意味である)。表よりどの住宅も最大応答変位は小さく被害が考えられる変位は生じなかった。これは今回の調査対象住宅には十分な耐力があることを意味しており、部材が破断したり接合部が引き抜けたりするようなことがない限りこれまで観測された大きな強震動に対しても十分耐えうることが分かる。図5に応答変位波形の代表としてSa邸のTTRH02波に対して、解析モデルの中で最大応答変位を生じた点の時刻歴変位波形を示す(NS方向)。図から最大変位を記録後応答変位は小さくなり残留変位も生じていないことが分かる。一方他の住宅に比べSa邸の最大変位が全体的に大きいことがこの表5から見て取れる。偏心率を各住宅について計算した結果0.15を超えるものはほとんどなく偏心による応答への寄与は少ないことを考慮すると、固有振動数が他の住宅に比べて小さいことで入力地震動の卓越振動数に近くなったこと(特に非線形領域に入ってさらに固有振動数が低くなること)が理由として考えられる。図6には地震ごとに分類した場合の1層最大層間変位を入力地震動のNS成分EW成分の平均最大加速度に対して示す。この図から兵庫県南部地震や鳥取県西部地震に比べ宮城県北部の地震の破壊能力が小さいことがわかる。また鳥取県西部地震ではTTRH02波やTTR008波は強い破壊能力を有しているが他の波の破壊能力は小さいと言える。

5. 結論

本研究では常時微動計測を用いた3次元挙動解析モデルを構築し、さらに観測波による強震動シミュレーションによって木造住宅の耐震安全性に関する考察を行なった。その結果得た知見が以下のとおりである。

- (1) 本論での調査住宅は過去の強震動に対しても十分な耐力を有している。
- (2) 常時微動計測による固有振動数が大きいことが耐震安全性につながる要因であることが確認された。
- (3) 宮城県北部の地震の構造物破壊能は小さい。

《参考文献》

- 1) 小野塚 浩基他：常時微動計測による軸組構法木造住宅の振動特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、PP219~220、1999
- 2) 宮澤健二他：木造軸組構法住宅の実大振動実験、工学院大学総合研究所年報、平成10年3月
- 3) 松島信一、川瀬博：1995年兵庫県南部地震の複数アスペリティモデルの提案とそれによる強震動シミュレーション、日本建築学会構造系論文集、第534号、PP33~40、2000.8

表4 入力地震動一覧

| 地震 | No. | 略称・呼称 | 最大加速度(gal) | |
|----------|-----|-------------|------------|-------|
| | | | NS | EW |
| 兵庫県南部地震 | 1 | JMAKOBE | 818.0 | 617.0 |
| | 2 | 再現波345 | 830.7 | 284.5 |
| | 3 | 再現波381 | 497.9 | 410.2 |
| | 4 | 再現波1002 | 646.8 | 265.1 |
| | 5 | 再現波1796 | 568.0 | 241.7 |
| | 6 | 再現波1996 | 495.2 | 210.1 |
| | 7 | 再現波2150 | 643.9 | 358.5 |
| 鳥取県西部地震 | 8 | TTR007 | 725.9 | 573.2 |
| | 9 | TTR008 | 314.3 | 333.7 |
| | 10 | TTR009 | 628.2 | 595.5 |
| | 11 | TTRH02 | 917.8 | 760.7 |
| 宮城県北部の地震 | 12 | MYG004 | 318.9 | 349.4 |
| | 13 | MWAKUYA | 555.2 | 513.2 |
| | 14 | MISHINOMAKI | 390.4 | 488.7 |
| | 15 | MKAJIMADAI | 1605.5 | 910.3 |

(*再現波とは文献5)の松島・川瀬らによる再現波)

表5 各入力地震動に対する1層最大層間変位(cm)

| No. | Ta | IR | Hb | Ma | Sa | Ko | I | IS | Ka |
|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1 | 3.40 | 5.15 | 5.08 | 4.80 | 6.34 | 3.37 | 4.45 | 3.91 | 5.21 |
| 2 | 3.23 | 5.54 | 5.27 | 3.58 | 7.52 | 2.94 | 5.97 | 4.88 | 4.48 |
| 3 | 1.20 | 2.56 | 2.19 | 1.89 | 2.83 | 1.09 | 1.77 | 1.62 | 1.85 |
| 4 | 1.97 | 4.18 | 3.67 | 2.20 | 4.50 | 1.59 | 3.54 | 2.82 | 2.56 |
| 5 | 1.29 | 2.85 | 2.30 | 1.69 | 3.04 | 0.99 | 2.65 | 2.53 | 1.60 |
| 6 | 0.75 | 1.85 | 1.37 | 1.91 | 1.19 | 0.66 | 2.28 | 2.22 | 1.44 |
| 7 | 3.02 | 5.47 | 4.44 | 2.98 | 5.63 | 2.29 | 4.82 | 3.86 | 3.37 |
| 8 | 2.21 | 3.65 | 3.07 | 2.64 | 4.23 | 2.18 | 3.27 | 2.75 | 2.32 |
| 9 | 1.21 | 2.62 | 3.33 | 6.39 | 2.26 | 2.50 | 1.90 | 4.67 | 5.98 |
| 10 | 1.37 | 2.02 | 3.34 | 1.99 | 2.58 | 2.11 | 1.74 | 1.50 | 1.94 |
| 11 | 4.13 | 5.78 | 6.70 | 7.06 | 8.69 | 4.41 | 8.48 | 7.31 | 7.17 |
| 12 | 0.73 | 2.01 | 1.28 | 0.73 | 0.94 | 0.81 | 2.14 | 1.09 | 3.21 |
| 13 | 1.71 | 2.78 | 2.09 | 2.56 | 2.69 | 2.30 | 1.97 | 1.84 | 2.44 |
| 14 | 0.90 | 0.70 | 0.45 | 0.83 | 0.64 | 0.69 | 0.69 | 0.51 | 0.68 |
| 15 | 2.53 | 4.09 | 3.12 | 4.93 | 4.44 | 3.68 | 3.16 | 3.63 | 6.79 |

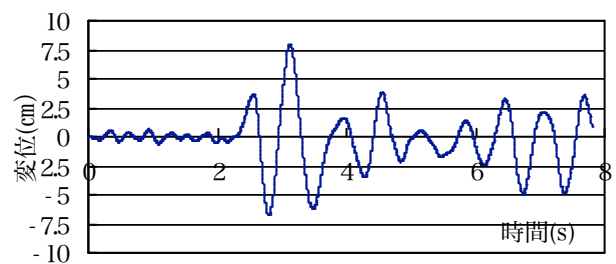


図5 Sa邸TTRH02波入力時の1層最大変位点時刻歴

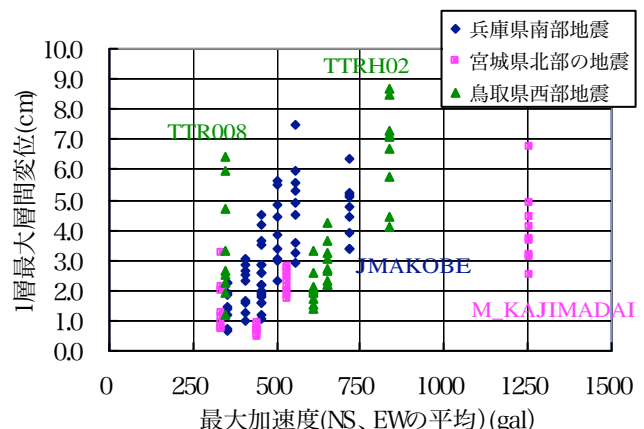


図6 地震別の最大変位応答の比較