

都市における建築構造物の地震被害推定に関する 基礎的研究 (3)

—木造構造物群の地震被害推定—

北原 昭男・藤原 悌三

FUNDAMENTAL STUDY ON SEISMIC HAZARD ESTIMATION OF VARIOUS TYPES OF STRUCTURES IN URBAN AREA (3)

By *Akio* KITAHARA and *Teizo* FUJIWARA

Synopsis

We made a simulation analysis of the inelastic earthquake response of wooden houses built by the use of traditional skeleton system and wood frame construction, and compared with the response characteristics of these houses in order to establish a general method for estimating earthquake hazards for building structures. The earthquake responses of wooden houses are markedly effected by relations among the frequency characteristics of the input motion and the characteristics of the structure. We also made a comparison between the maximum response of structures estimated by our analysis and the actual damage during 1978 Miyagiken-oki earthquake. Moreover, we estimated the earthquake damages of wooden houses both due to ground vibration and due to soil liquefaction in the city of Kyoto during hypothetical earthquakes.

1. はじめに

建築構造物は都市における重要な構成要素のひとつであり、その地震被害は直接人命に係わると共に、火災の発生、都市中枢機能の停止、ライフライン系の機能喪失などの様々な被害に波及していく^{1,2)}。そのため、都市における建築構造物群の地震被害を予測していくことは、都市地震防災の上で非常に重要となると考えられる。しかしながら、都市域に存在する建築物の種類は多岐に渡り、そのすべての建物について個々の耐震性を評価し詳細な解析手法を用いて地震被害を推定していくことは多くの労力を要する。そのため、建物を群としてとらえ、その群の耐震性能を支配するパラメータを用いて構造物をモデル化し、簡便な手法によって地震時応答、さらには地震被害を評価する手法を構築することが必要となろう。

これまでに、構造物の地震被害推定手法を構築する第一歩として、都市域における建築物の中で多数を占め、かつ耐震性能に関する資料も比較的得やすい木造構造物および低層鉄筋コンクリート構造物（以下単にRC構造物と呼ぶ）を対象として動特性のモデル化を行った。さらに、既往の地震動シミュレーション手法を用いて、入力地震動・構造物の要因のうち幾つかをパラメータとして地震応答解析を行い、その応答性状について定性的・定量的な分析を行った³⁻⁵⁾。その結果、構造物の最大応答については、1)建築構造物と地震

入力の変動特性は相互に微妙に影響しあっており、構造物の耐力と最大変形の関係は複雑な関係を示すこと、2)木造構造物の最大応答変位は種々の地盤条件下においても構造物が破壊に至るまで入力地震動の最大速度とかなり明かな線形関係を示すのに対し、低層 RC 構造物の最大応答変位は入力の最大加速度に相関を持つこと、などが明らかとなった。

本研究では、被害推定の範囲をさらに広げるため、都市域において近年増加してきた枠組壁工法による木造住宅および屋根の軽い木造住宅を考慮することとし、これまでと同様に動特性をモデル化して応答解析を行い、これらの結果を含めた木造住宅の地震応答性状について定性的な分析を行った。さらには、1978年宮城県沖地震による実際の被害と計算結果を比較し、この手法の妥当性を検証した。また、地盤の液状化による木造住宅の地震被害が近年クローズアップされているが、ここでは、1983年日本海中部地震の被害調査結果をもとに液状化被害の発生状況について若干の考察を行った。最後に以上の結果を総合して、京都市域を対象として木造構造物群の地震被害推定を行った。

2. 木造住宅の動的特性のモデル化

枠組壁工法（以下記号 WF で表す）による木造住宅については前々報の在来軸組工法（記号：WS）のものに対する手法と同じ手法を用いてせん断質点系へモデル化した。木造住宅は各階の壁量が規準で定められた規制値⁶⁾を満足するように設計されるが、本手法では実際の建物の壁量と規制値との差からせん断耐力係数 C_s （ベースシア係数に相当）を推定し、設計の基準点において、この係数に応じたせん断耐力 Q_s を持つものと仮定する。設計規準では、在来軸組工法に関しては層間変形角 $1/120 \text{ rad}$ 、枠組壁工法に関しては層間変形角 $1/200 \text{ rad}$ においてベースシア係数0.2に相当する耐力を持つように規制値を定めているので、本研究においてもこれらの変形レベルを基準点として設定した。次に、実際の構造物の高さ方向のせん断耐力分布については構造物毎にまちまちであり、現状ではその分布特性を把握されているとは言いがたいが、ここでは構造物が旧規準（記号：O）、新規準（記号：N）にそって設計されているものと仮定し、その考え方によって各層のせん断耐力を算定する。

各層の復元力特性はスケルトンカーブと履歴特性に分けて設定する。枠組壁工法による木造住宅に関してはこれまでに実大構造物や壁パネルの実験がいくつか行われてきている。ここでは、日本建築学会の論文報告集および大会学術講演梗概集に掲載されている実験結果の中で復元力特性が示されているものについて、上に示した規準点（層間変形角 $1/200 \text{ rad}$ ）における復元力を規準値としてスケルトンカーブを規準化し、Fig. 1 左に示した。本報においては、これらの結果を参照して Fig. 1 右に示すような規準化スケルトンカー

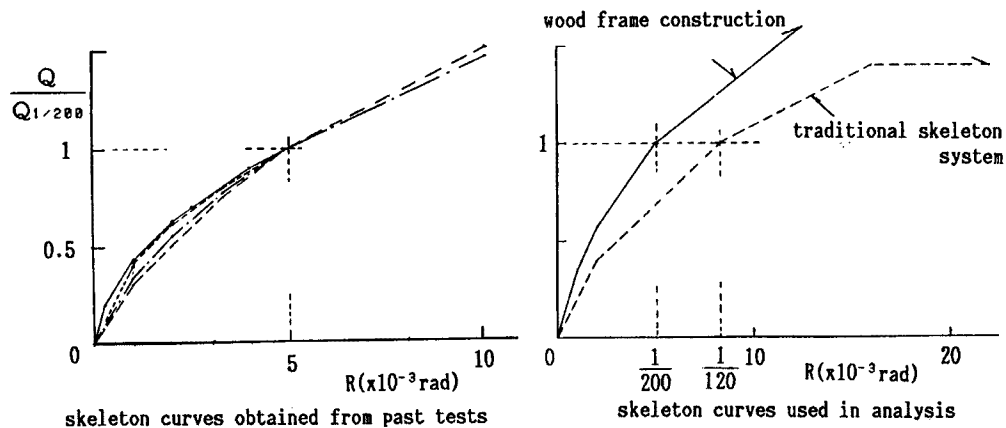


Fig. 1. Skeleton curves of wood frame construction for analysis.

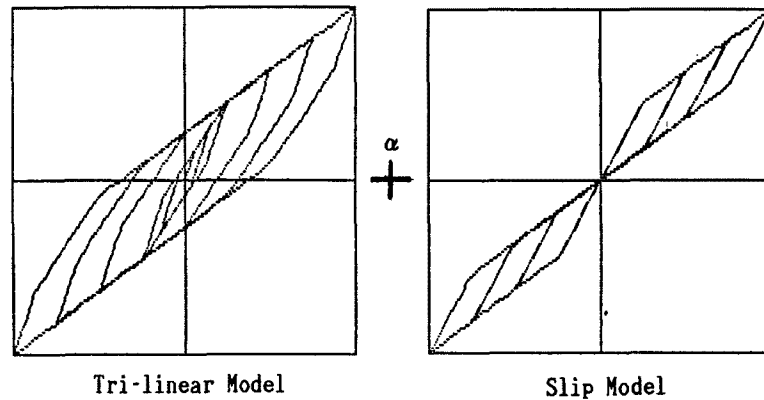


Fig. 2. Restoring force characteristics for analysis.

ブを設定し解析に用いた。図中には前々報で設定した在来軸組工法のものに対するスケルトンカーブも比較して示した。実際のスケルトンカーブはせん断耐力係数 C_y に応じて規準化スケルトンカーブに相似な形として設定される。また、履歴特性は Fig. 2 に示すように在来軸組工法の場合と同様にスリップモデルとトリリニアモデルの重ね合わせで表現した。本手法では、この2つのモデルの重ね率 α (トリリニアモデルの割合を示すパラメータ) は各変位レベルでの履歴消費エネルギーが実験結果から得られたものとなるべく等し

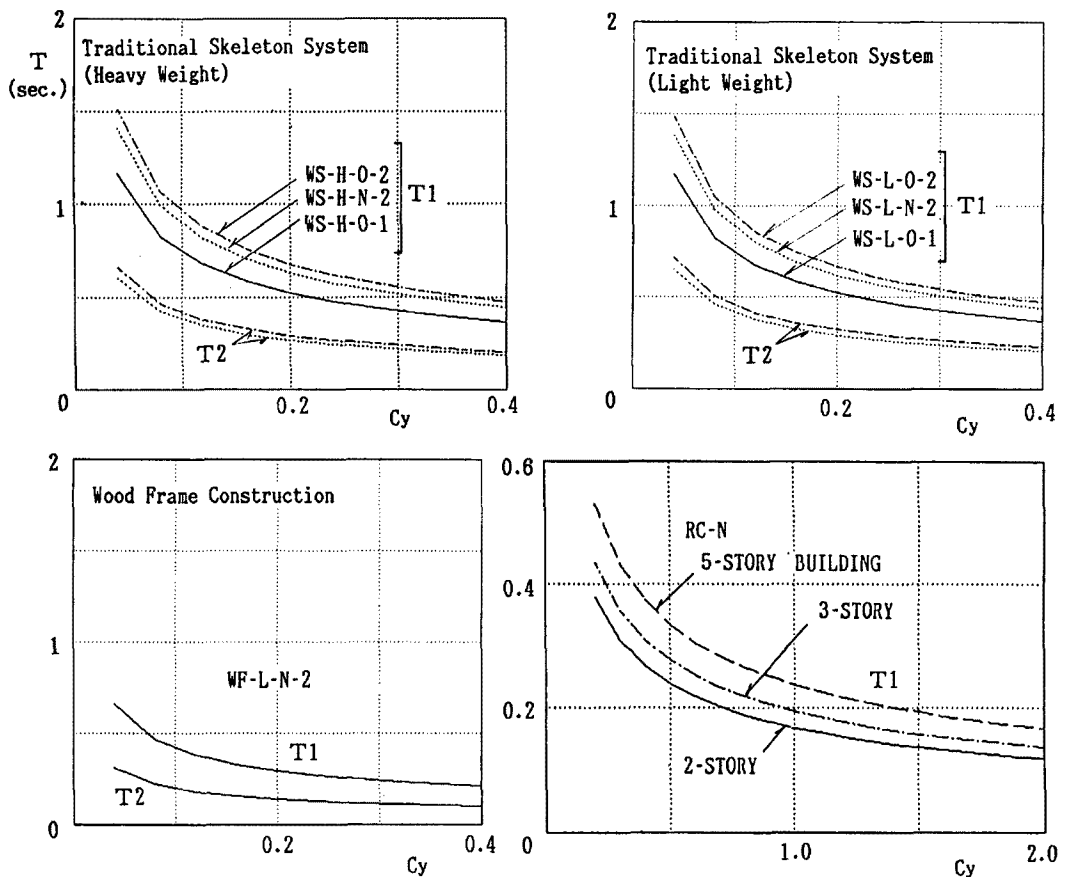


Fig. 3. Natural period (T)-shear coefficient (C_y) relationship.

くなるように決定するが、在来軸組工法では $\alpha=0.6$ としたのに対し、枠組壁工法では上記の実験結果を参照し $\alpha=0.3$ とした。

これまでは、木造住宅については瓦葺などの重い屋根(記号:H)についてのみ考慮してきたが、近年、スレートやコロニアルなどで葺いた軽い屋根の住宅も増えてきており、その割合が40%に達した地域もある。そこで本報では新たにこのような軽い屋根(記号:L)についても考慮することとし、同様の方法でモデル化を行った。構造物の重量はこれまで設計に度々用いられてきた経験的な値を用いた⁶⁾。木造構造物の粘性減衰は既往の実構造物に対する振動計測の結果を参考にして粘性減衰定数で5%とし、剛性比例型で与えた。

以上のようにして設定された初期剛性から求められる木造構造物の固有周期と、せん断耐力係数 C_y との関係を図.3に示す。在来軸組工法による住宅(重い屋根, 2階建て, WS-H)の一次固有周期は, C_y が0.1—0.3の範囲で0.9—0.5となり, 実在構造物に対する振動実験の結果とほぼ一致した。軽い屋根(WS-L)の場合は同じ C_y の重い屋根の場合に対して, 一次固有周期はほぼ等しく, 二次固有周期はやや長くなる傾向を示した。枠組壁工法(WF-N)の場合は一次・二次固有周期とも在来軸組工法の場合よりもかなり短く, 一次固有周期は0.45—0.25の範囲となった。参考までに前報でモデル化を行った低層RC構造物(記号:RC)の一次固有周期を併せて示すが, 低層RC構造物の固有周期はほぼ0.3—0.15の範囲にあり, 枠組壁工法の固有周期は在来工法の住宅と低層RC構造物の場合の間に位置する関係となっている。

3. 地震応答解析による木造構造物の応答性状

本章では, 2章に示した手法により, 地震応答計算を行い各種構造物の応答性状について考察する。応答解析には前報までと同様に亀田・杉戸らによる表層地震動のシミュレーション手法⁷⁻⁹⁾を用いて都市内の各地点における表層地震動を推定し入力波として用いた。この手法では地震のパラメータ(マグニチュード M , 震央距離 D)と地盤のパラメータ(表層地盤の平均的な柔らかさ S_n , 表層地盤の厚さ d_p)によって対象とする各地点の表層地震動を推定できる。ここでは上記の4つのパラメータを適宜組み合わせることで入力波を作成した。各パラメータの組合せについて, 位相情報に用いた一様乱数列を変化させて20波の波形を作成したが, 以下では各応答計算による最大層間変位(各層の最大変位のうちの最大のもの)の, 入力波20波の結果に対する平均値 U_{max} に注目して構造物の最大応答の性状について考察する。Fig.4には2階建ての木造構造物の U_{max} とせん断耐力係数 C_y との関係と比較的近距离で発生した地震($D=45$ km)および遠距離で発生した地震($D=140$ km)の2ケースについて示した。なお, 解析ケース名は2章に示した記号の組合せで表している。これらの関係は総じて右下がりの傾向を示しているが, 在来軸組工法による木造住宅の1次, 2次の固有振動数と入力波の卓越振動数との大小関係は地盤の軟弱さや C_y によって複雑に変化するため, 条件によっては最大変位の変化が鈍くなったり, なかには上に凸の関係を示す場合も生じている。一方, 枠組壁工法による住宅については, 入力波の卓越振動数は総じて構造物の固有振動数より小さいため, C_y が大きくなるにつれ最大応答は急激かつ単調に減少する傾向を示している。また, ○●印は比較的軟らかく厚い表層地盤上($S_n=0.6$, $d_p=150$ m)での応答, □■印は硬く薄い表層地盤上($S_n=-0.2$, $d_p=30$ m)での応答を示すが, 在来軸組工法の住宅ではほぼすべての場合において軟らかい地盤上での応答の方が大きくなるのに対し, 枠組壁工法では, C_y が大きい範囲では硬い地盤上での応答の方が上回る傾向を示した。在来軸組工法による軽い屋根の住宅については, 総体的には重い屋根の住宅と同等の応答を示したが, 入力によってはやや応答が大きくなる傾向が見られた。特に, 硬い地盤上での応答は総じて大きくなる傾向を示した。なお, Fig.4における黒い印は2階部分の壁量が一般に大きいことを反映させ2階の C_y を対応する白い印の場合の1.2倍としたものの応答で, 実際の構造物の応答はこの両者の中間に位置すると考えられる。これによるばらつきは最大で3割程度で, 中には, ほとんど差が生じないケースも見られた。このばらつきは一般的には旧規準によって設計された方が大きくなる傾向を示した。

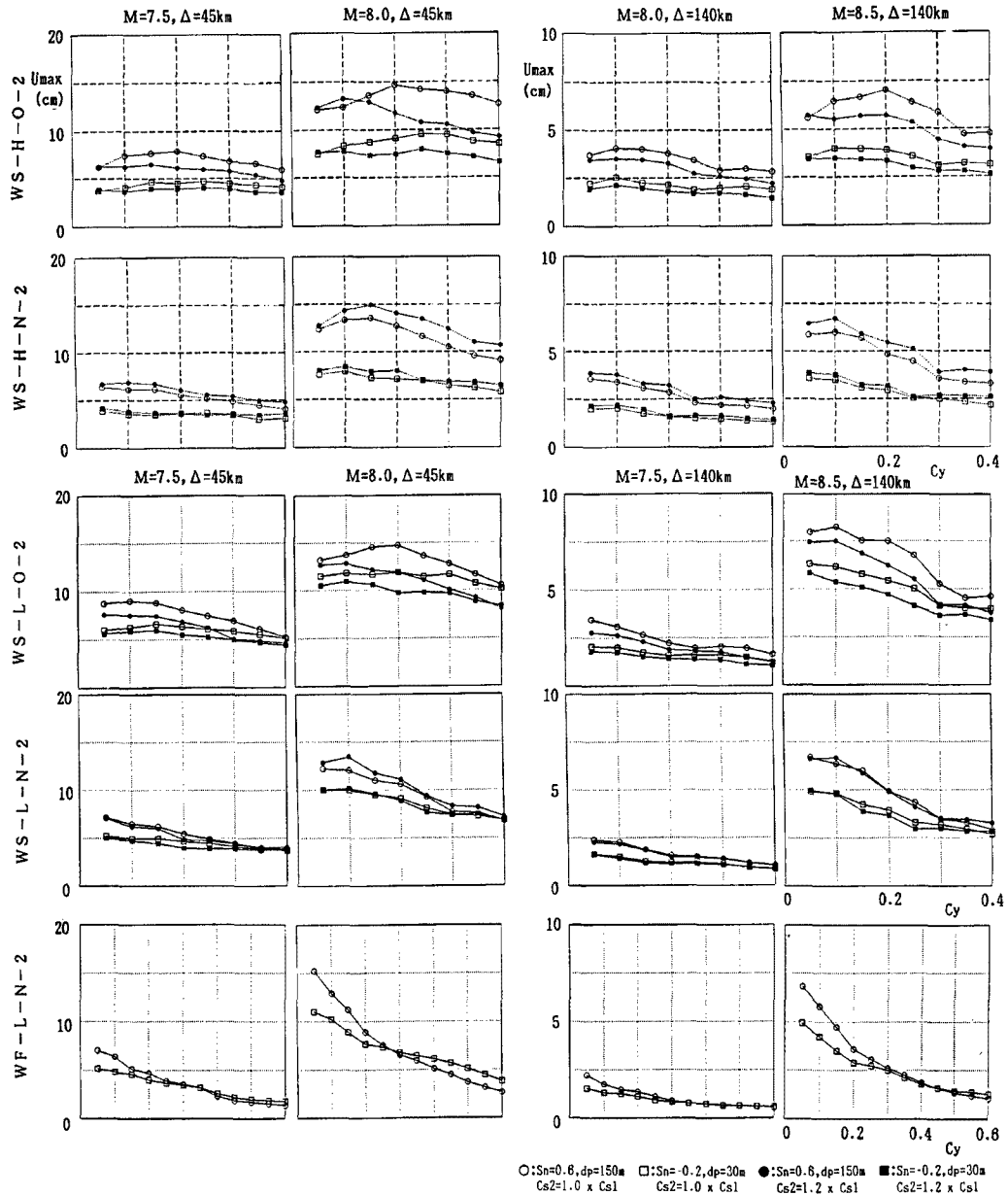


Fig. 4. Average maximum displacement (U_{max})-shear coefficient (C_y) relation for wooden houses.

Fig. 5 には4つのパラメーターを適宜組み合わせで作成した入力波を用いて応答解析を行った結果に関して、入力地震動の諸特性（最大加速度 A_{gmax} 、速度 V_{gmax} 、2乗平均加速度 $RMS ACC$ 、スペクトル強度 SI ）と構造物の最大応答 (U_{max}) との関係プロットしたものである。ここで、最大応答変位は標準設計（ベースシア係数0.2）のものに対する解析結果について示している。スペクトル強度については、減衰定数を3%とした速度応答スペクトルの周期0.1秒から2.5秒までの積分値として求めた。この図によれば、木造構造物については構造の種類に係わらず、構造物が破壊し応答が発散する点（8~10 cm）以下では、最大応答変位 U_{max} と、最大速度やスペクトル強度との間には相関の高い線形関係が見られるのに対し、最大加

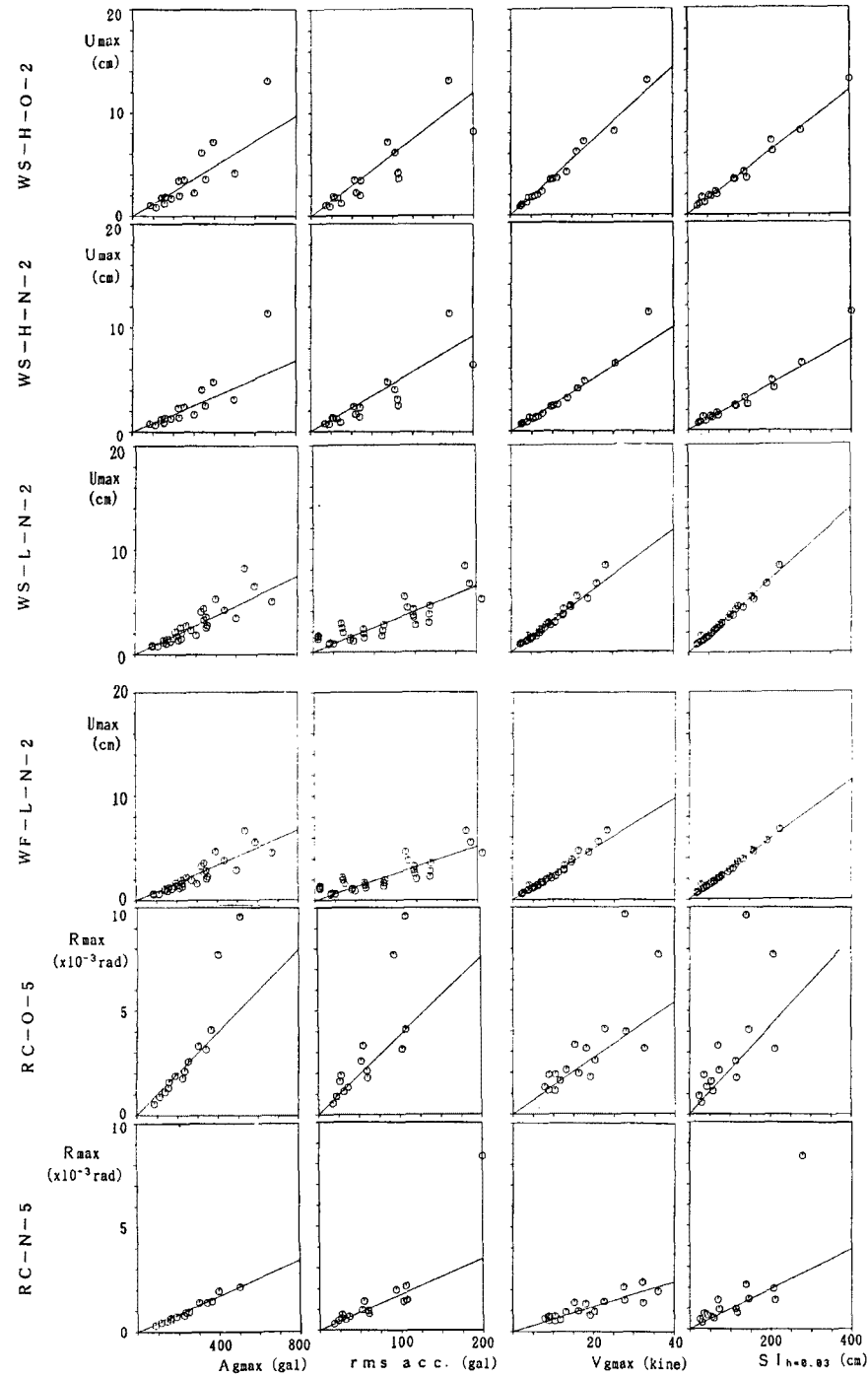


Fig. 5. Relation of the peak values of input motions to the average maximum response.

速度や2乗平均平方加速度との間にはそれほど相関の高い関係は見られなかった。これは、木造構造物の復元力特性は小さな変形レベルより非線形性を有し、かなり大きなエネルギーを消費するため、構造物の応答が入力エネルギーと消費エネルギーのバランスに大きく影響されるためであると考えられる。これまでは木造構造物の被害は入力最大の加速度と関係づけられることが多かったが、この傾向はそれに必ずしも一致し

Table 1. Comparison between the estimated damage ratio (left) and the actual damage ratio (right) during 1978 Miyagiken-oki earthquake

Damage Level		RC Structures(%)			Wooden houses(%)	
		Over I *	Over II *	Over III *	Over III *	Over IV *
Nagamachi	2-story	14.3: 6.6	0.0: 0.2	0.0: 0.0	9.9:58.2	1.4:18.6
	3-story	18.8:25.6	12.5:11.9	6.3: 3.7		
Oroshi-machi	2-story	15.9:17.9	4.4: 3.4	2.2: 1.5	12.2:20.9	2.8:14.1
	3-story	47.7:58.9	22.7:33.9	11.4:18.2		
Katahira	2-story	33.3: 1.5	6.7: 0.0	0.0: 0.0	0.0: 5.5	0.0: 0.0
	3-story	22.6:18.2	0.0: 7.1	0.0: 0.0		

*Damage State: I-Light II-Moderate III-Heavy IV-Destroyed

ておらず注意が必要であろう。一方、Fig. 5 の下段には5階建てRC構造物の最大層間変形角 R_{max} に関して $C_y=1.0$ の場合について同様の関係⁴⁾を示すが、修復限界点 (5×10^{-3} rad.) 以下では、木造構造物の場合とは逆に、最大加速度との間に比較的相関の高い関係が見られた。RC構造物の履歴ループの面積は木造構造物に比べるとかなり小さくエネルギー消費量も少ないので、その応答性状は構造物の耐力によって影響される度合いが強いためと考えられる。ここで、図中の直線は各々の関係を原点を通る直線で回帰した結果を示すが、各モデルのせん断耐力係数毎にこの直線の傾きを求めておけば、木造構造物は最大速度あるいはスペクトル強度を、RC構造物は最大加速度を用いることにより、構造物の最大応答を簡便に、かつ比較的良好な精度で求めることができる。

最後に、テストケースとして1978年宮城県沖地震における構造物の応答を上記手法により推定し、実際の被害との比較を行った。解析に用いた地震動は、対象とする地点の表層地盤を成層地盤と仮定しせん断質点系へ置換し、住友生命ビル B 2 F で採れた強震記録の NS・EW 成分を工学的基盤面への入力波形とし非線形地震応答解析を行って求めた。対象とした地点は洪積地盤上の片平地区と沖積地盤上の卸町・長町地区である。地震発生時の木造住宅の構造種別については詳しいデータが得られていないのでここでは在来軸組工法と枠組壁工法の住家数の比を4:1、重い屋根と軽い屋根の住家の比を2:1と仮定し、そのそれぞれに関するせん断耐力係数 C_y の分布についてもその時点でのデータが揃っていないので、他地点で調査された C_y 分布¹⁰⁾を流用した。これらの C_y 分布を持つ各構造物について3つの地点における木造住宅の最大応答、住宅被害の判断基準としては従来からよく用いられてきた層間変位 5 cm (半壊)・10 cm (全壊)を用いて被害率を算定した。さらに上記の各構造物の比率を重みとして平均をとり各地点の被害率を推定し、アンケート調査より求められた実際の被害率¹⁰⁾と比較して Table 1 に示した。また、昨年度行った低層 RC 構造物に対する被害推定の結果も併せて示した⁴⁾。全体的には過大評価をする傾向にあり実際の被害率と良く一致しているとは言いがたい。これは C_y 分布や構造物の割合のデータが正確でないこと、応答結果から被害を評価するための尺度の精度が不足していること、入力地震動の推定にも誤差を含んでいること、などのためと考えられる。しかしながら、総体的にはサイトによる被害率の違い、被害レベルによる被害率の違い、被害レベルによる被害率の推移などはかなり良く表現していると考えられ、上記のデータ等の精度を向上させて行くことにより、より良い一致が得られるものと考えられる。

4. 地盤の液状化による構造物の被害

木造建築物の地震被害を大きく分けると2つに分類される。一方は地震動の直接の作用による振動被害で

あり、これについては近年、研究は進められており、本研究でも地震応答解析を行ってその応答性状を明らかにしてきた。他方は、地盤変状に起因する被害であり、a)地盤の液状化による地盤沈下、b)地盤の液状化による表層地盤の滑り破壊、c)傾斜地の崩壊、d)造成地の盛土の崩壊、などによる建物被害に分類される。特にa)やb)のような地盤の液状化による被害は、新潟地震や日本海中部地震において多数報告されており、最近の急激な都市の膨張によって軟弱な砂質地盤上にも都市域が広がっている現状を考慮すると、液状化による被害は地震被害の内でもこれからはますます大きなウェイトを占めていくものと考えられる。

液状化発生に関する研究は近年数多く行われてきており、ある程度の精度で予測が可能となっているが、地盤が液状化した場合の地盤の流動・沈下の定量的な評価、さらにはその諸量の地域内の分布などに関してはほとんど明らかになっていない。一方、液状化による地盤変状を外力(入力)として考えたときの構造物の被害発生機構に関しても、構造物の基礎の強度と地盤沈下による被害との関係などについて若干の研究がなされているのみで、定量的な評価手法は得られていない。このように、地盤の液状化による構造物の被害を物理的に解明し、その推定を行っていくことは現状では難しく、今後の研究が待たれる。そこで、本報では1983年日本海中部地震による構造物の被害調査結果をもとに、地盤の液状化による構造物の被害の特性について若干の考察を行った。

この地震の住家被害については青森・秋田両県のいくつかの地区で全数調査が行われ、土木学会の震害調査報告書¹¹⁾に住家被害分布図が掲載されている。また、陶野らは、現地調査や航空写真によって液状化発生地域を推定し、液状化地図としてまとめている¹²⁾。ここでは Fig. 6 に示した車力村、能代市、八郎潟沿岸、男鹿市の6地点について地盤の液状化状況と住家被害の関係を調べた。Fig. 7 は、そのうち4地区(車力村牛潟、能代市浅内、若美町五明光、鱈ヶ沢町明石)について、土木学会報告書に掲載されている被害分布図に、液状化したと考えられる地域を上記の調査結果を参照して筆者が加筆したものである。液状化は主に沖積低地で発生しており、砂丘地や洪積層ではほとんど発生していない。この地域の砂丘地は比較的締まった堅固な地盤を構成しているため液状化が起こり難かったものと考えられる。ただし、地下水位等の諸条件によって砂丘性低位平坦地でも液状化が発生している地区もある。また、液状化の発生地域と構造物の被害分布を比べると、液状化発生地域では大多数の構造物に被害が生じており、隣接する液状化していない地域での被害状況とは大きく異なることが分かる。

この差をより明らかにするため、図中の地域を液状化地域と非液状化地域に分け、住家被害件数を被害レベル毎に Table 2 にまとめた。同表には各地中央距離 d 、表層地盤の平均的な柔らかさを示す S_n 、区の震および亀田・杉戸らによる表層地震動の最大加速度・速度の推定手法⁹⁾を用いて求めた推定加速度 A_{max} 、推定速度 V_{max} を併せて示した。一般に液状化地域での被害はそのほとんどが地盤変状によるものと考えられるが、この表を見るとレベルⅡ(半壊)以上の被害が無被害の物に比べて非常に多く、レベルⅡ以上の被害を蒙った住家の割合は75~84%、被害率(全壊率+1/2半壊率)は59~68%となった。また、これらの比率は各地区でほぼ等しい傾向を示した。この被害の比率は構造物の基礎の強度などによっても変化するものと考えられ、この関係につい

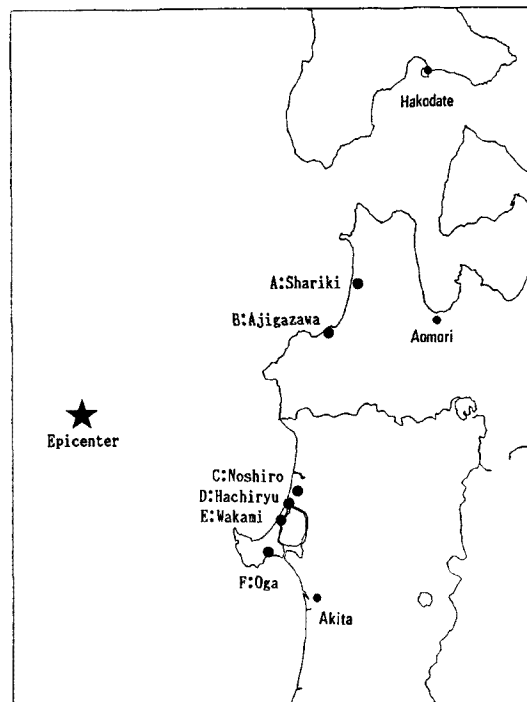


Fig. 6. Location of the sites referred in this study.

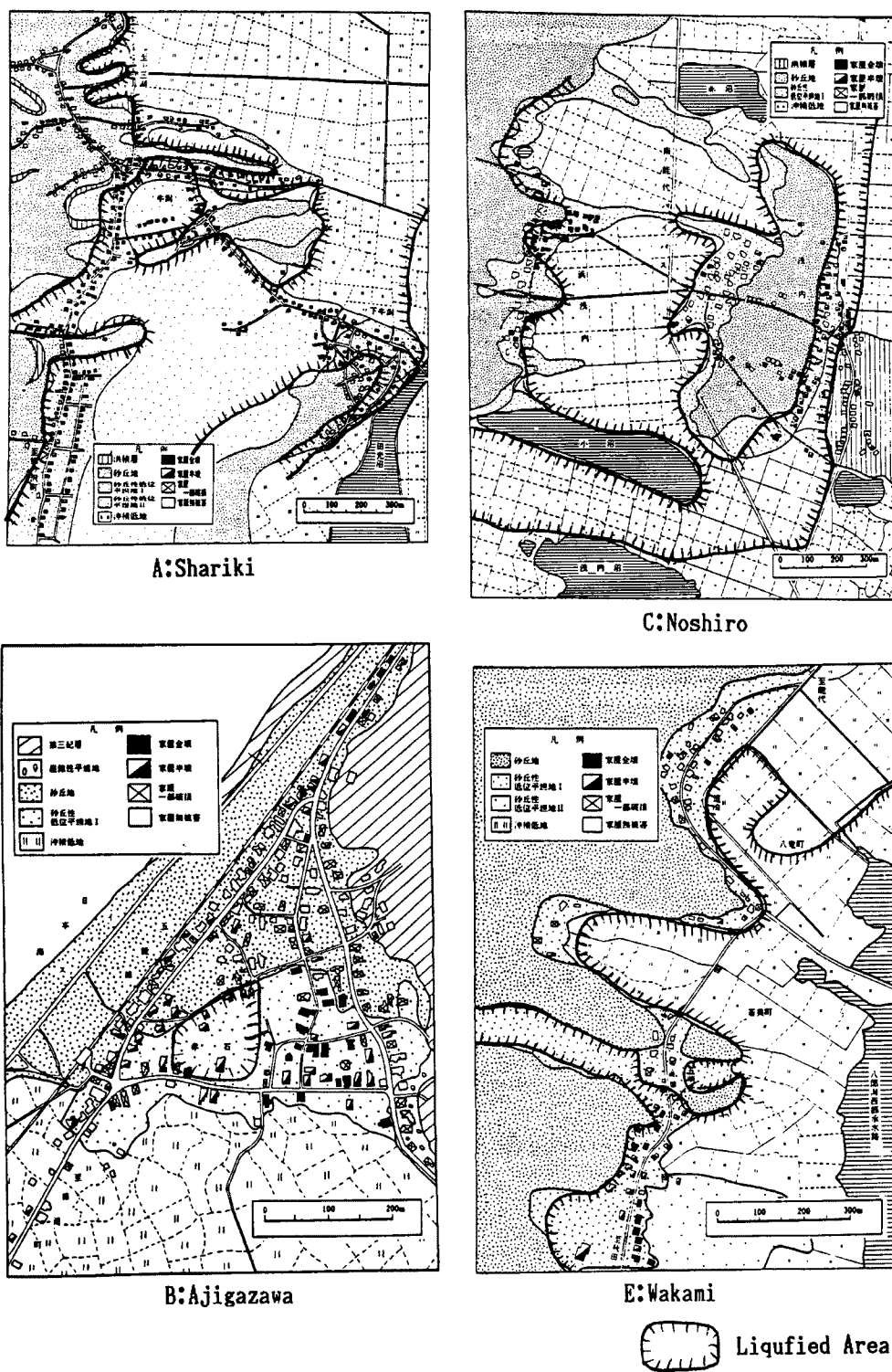


Fig. 7. Damage distribution and liquefied area during 1983 Nihonkai-chubu earthquake.

Table 2. Number of damaged houses and its ratio at liquefied and non-liquefied area for each district during 1983 Nihonkai-chubu earthquake

District	Δ (km)	S_n	A_{max} (gal)	V_{max} (kine)	Damage at Liquefied Site				Damage at Non-liquefied Site			
					III*	II*	I*	O*	III*	II*	I*	O*
A: Shariki (Ushigata)	130	-0.04	170	13.1	110 (47%)	66 (28%)	46 (20%)	11 (5%)	6 (4)	13 (9)	24 (17)	99 (70)
B: Ajigazawa (Akaishi)	105	0.13	356	37.7	1	4	2	1	23 (11)	39 (19)	85 (32)	75 (37)
C: Noshiro (Asanai)	85	0.18	250	20.5	43 (47)	37 (41)	2 (2)	9 (10)	8 (8)	9 (7)	10 (8)	95 (78)
D: Hachiryu (Oguchi)	85	0.15	331	34.2	0	0	0	0	73 (16)	104 (22)	108 (23)	179 (39)
E: Wakami (Gonyoko)	80	-0.13	291	20.6	37 (33)	58 (51)	11 (10)	7 (6)	0 (0)	6 (12)	13 (26)	31 (62)
F: Oga (Wakimoto)	90	-	-	-	13 (46)	9 (32)	2 (7)	4 (14)	-	-	-	-

* Damage State: III-Destroyed II-Heavy I-Light O-None

では今後とも調査していく必要があるが、この地方の木造住宅が一般的であると見なされるのならば、液状化が発生した地区ではこの程度の被害が生じる可能性が有るものと考えられる。これに対し、非液状化地域では被害レベルが大きくなるほど被害件数は暫減する傾向を示し、レベルII以上の比率は12~38%と液状化地域に比べるとかなり小さかった。また、表層地震動の最大速度が相対的に大きな地区(B, D)ではこの比率は30, 38%と高く、前章に示したように木造住宅の振動による被害は表層地震動の最大速度に高い相関があるものと考えられる。

5. 想定地震発生時の京都における木造住宅の被害

前章までの手法を用いた被害推定のテストケースとして、想定地震が発生した場合の京都市全域を対象として地震被害推定を行った。想定地震としては琵琶湖北西岸に発生する地震(マグニチュード $M=7.5$, 震央距離 $d=45$ km)を考慮した。

5.1 京都市域を対象としたマイクロゾーニング

振動による被害の推定を行うに当たっては、まず、対象とする各地域の表層地震動の最大加速度・速度を求めなければならない。ここでは先に述べた亀田・杉戸らによる一連の入力地震動評価のうち、3章に示した評価法と同様な考え方によって表層地震動の最大加速度や最大速度をマグニチュード、震央距離、地盤のパラメータ S_n , d_p を用いて求める手法を採用した⁸⁾。

対象とした地域は、Fig. 8 に示すように京都盆地を南北に縦断するラインに沿って、Site A から L までの12箇所とした。北部の Site A から B にかけては鴨川によって形成された扇状地であり、砂利層を中心とした比較的良好な地盤である。それから南部へ向かうにしたがって鴨川、桂川の氾濫原となり軟弱な沖積層が卓越してくる。また、Site H あたりの深草地区では粘土層と砂層が交互に層を成しており、複雑な地盤を構成している。各地点の地盤のパラメータ S_n , d_p についてはそれぞれボーリングデータ集¹³⁾や地質断面図から求めた。以上の条件の下で各地点の最大加速度、最大速度を算出し、Fig. 8 中に併せて示した。最大速度は想定地震の場合 ($M=7.5$)、地盤の良い地域で 19 kine, 軟弱な地域で 32 kine を示した。

次に液状化による被害を推定するために、各地点での液状化の発生予測を行う。これにはいろいろな手法

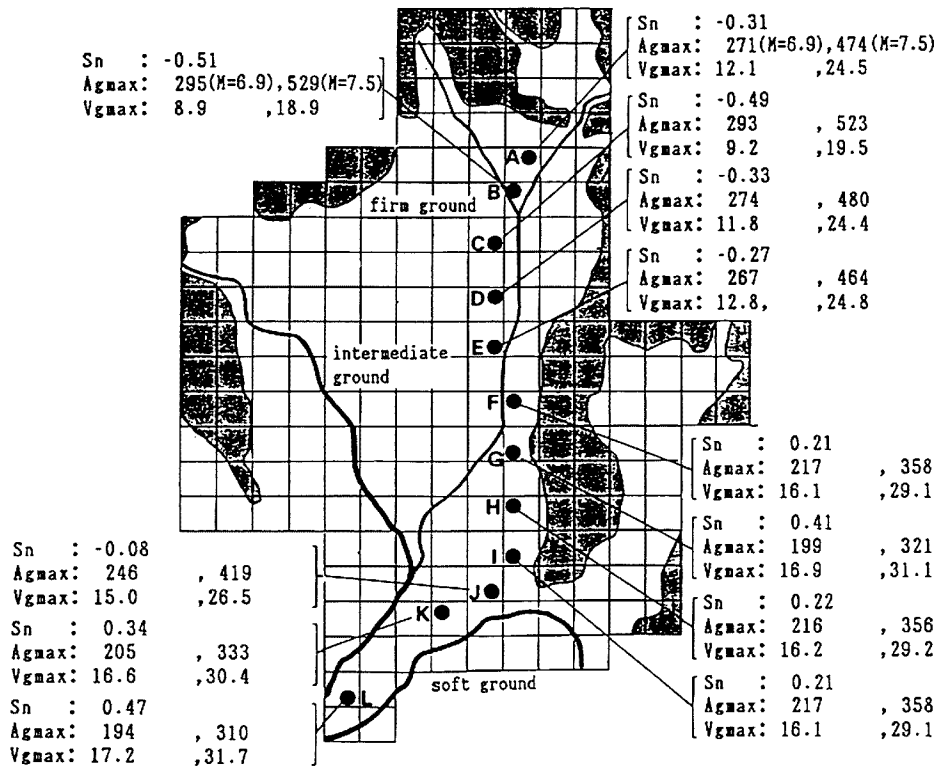


Fig. 8. Estimated maximum acceleration and velocity of ground motion in the city of Kyoto during hypothetical earthquake.

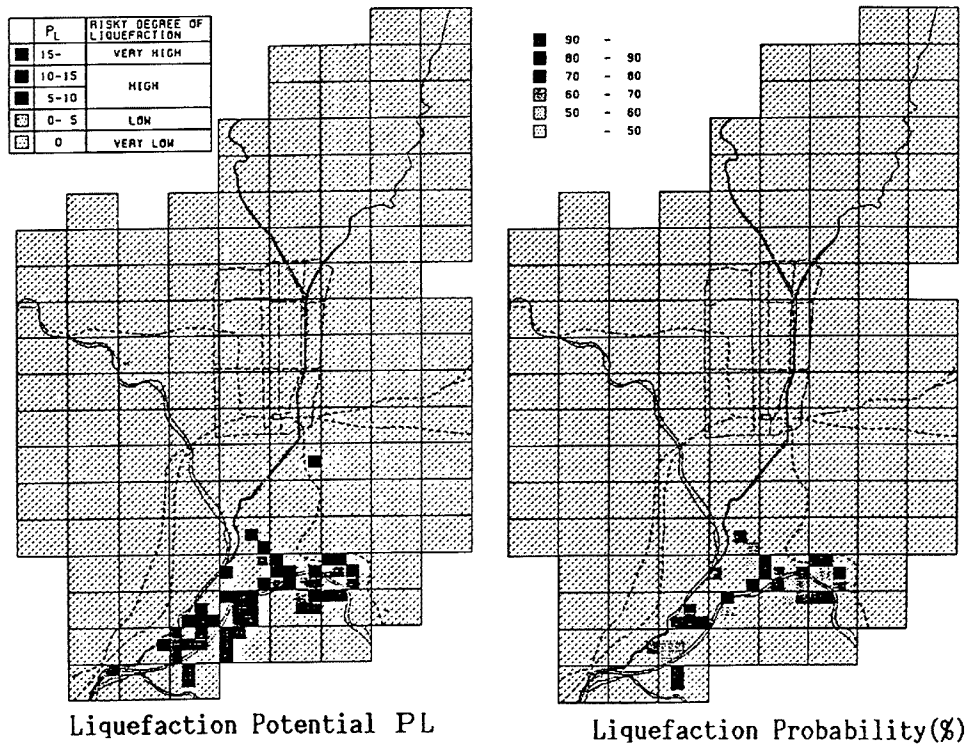


Fig. 9. Liquefaction potential and liquefaction probability during hypothetical earthquake.

が提案されているが、ここでは岩崎・龍岡¹⁴⁾による手法を用い、想定地震時における液状化ポテンシャル P_L を求めた。地震時荷重 L を求める際に必要な地表最大加速度は上記の解析によって推定した値を用いた。さらに高石は新潟地震をはじめとする6地震における液状化例を調べることで、液状化ポテンシャルを液状化発生確率に換算する式を導いている¹⁵⁾。この式を用いて想定地震発生時の各地点の液状化発生確率を求めた。この結果、Site K 以北の地点では P_L は5以下となり、発生確率はほとんど0%となったが、Site L では $P_L=12$ 、発生確率96%であった。Fig. 9 には高石による京都市全域における液状化ポテンシャル、液状化発生確率の計算例¹⁵⁾を示す。

6.2 被害推定のフロー

Fig. 5 に示したように、木造住宅のすべての種類に関して、構造物の平均最大応答変位は入力地震動の最大速度と極めて高い相関が有ることが明らかとなったので、ここではこの関係を用いることとする。Fig. 5 中ではこの関係を自乗回帰分析を用いて原点を通る直線で表現しているが、この直線の傾きは各構造物の C_y が0.02~0.4の範囲で C_y の関数としてそれぞれ求められている。また、同様に20波の計算による応答の標準偏差についても同様の形で求められる（ただし、直線では表されず上に凸の2次曲線によって表現した）。よって、対象とする地点の表層地震動の最大速度と構造物の種類・せん断耐力係数 C_y を与えると、その構造物の最大応答の平均値と標準偏差が求められることとなる。なお、解析結果では各 C_y での20波の解析による最大応答の分布はこの平均と標準偏差で表される正規分布にほぼ等しかった。そこで、応答の分布を正規分布と仮定すればある判断規準（ここでは最大変位を用いる）を設定すれば各 C_y に対して最大応答がこれを越える確率が求められる（Fig. 10 中のハッチをつけた部分）。さらに各サイトでの対象とした構造種別の C_y の分布が得られれば、上記の確率に C_y 分布の重みをつけて加えれば対象とする構造物群の中で最大応答が判断点を越える建物の割合が求められる。

5.3 被害推定結果

地震動による建物の被害の推定には、各種構造種毎の C_y の分布が必要である。 C_y は住宅の壁量から換算することが可能であるが、現状では、壁量の調査は東京・静岡・仙台などの一部の限られた地域、限られた時点でしか行われていない^{10,16)17)}。京都における調査例もないので、本研究では、在来軸組工法の場合について上記調査によるデータを流用することとし、基準法改正前と改正後に分けて壁量を G に変換し、その分布を対数正規分布で近似した³⁾。軽い屋根の場合は同じ壁量でも C_y の分布に換算すると重い屋根の場合より相対的に大きくなる。また、枠組壁工法の場合は標準的な平面図をいくつか集め、これから壁量を求め平均値と標準偏差を設定した。また、最大応答値から被害に換算する尺度については前述したとおり、現状では参考とする研究があまり多くないので、ここでは今までによく用いられてきた尺度（半壊・全壊に相当する最大層間変位がそれぞれ5cm, 10cm）を用いて評価した。

Table 3, Fig. 11 には想定地震発生時の各種の木造住宅の全壊率、半壊以上となる率を Site B, F, L について示した。また、表にはマグニチュード7.0の地震の場合も併せて示した。在来軸組工法の建物では、マグニチュード7.0程度の地震が起こると、南部の地盤の軟弱な地域（Site L）で古い2階建てから被害が発生し始め、想定地震ではかなりの地域で建物が半壊点を越え、Site L では全壊する建物も生じる。全体的に

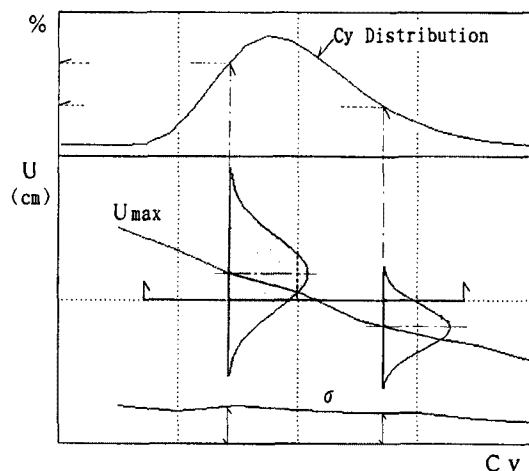


Fig. 10. Method of damage estimation.

は、新規準による建物は旧規準によるものより、また、1階建ての建物は2階建てのものより被害は小さくなる傾向を示した。屋根の軽い建物は、同じ C_g では重い屋根のものより応答が大きくなる傾向にあったが、 C_g がより大きい方に分布しているため、結果的には被害は屋根の重いものとはほぼ同程度となった。一方、枠組壁工法による建物は想定地震時でも Site L で9%程度が半壊するのみであり、耐震性の差は非常に大きいことが明らかである。以上の結果に見られるとうり、本手法によって地盤の硬軟による被害の差、構造物の種類の違い（特に軸組工法と枠組壁工法）による被害の差などがある程度よく表現されているものと考えられる。

次に、地盤の液状化による被害について概略的な推定を行う。5.1節で示したように、Site K 以北の地点では想定地震発生時には液状化は予想されなかった。一方、Site L ではマグニチュードが7.0の場合は P_L は8、発生確率は78%となり、マグニチュードが7.5の場合では P_L は12、発生確率は96%となった。液状化が生じた時の建物の被害発生の詳細については4章でも述べたように明らかになっていないので、ここでは日本海中部地震の際の被害率をもとに、液状化が発生した地区では構造種別にかかわらず、80%の木造住宅

Table 3. Damage ratio of wooden houses for different sites and different structural types in the city of Kyoto during hypothetical earthquake

M	Damage State	Site	WS-L-0-1	WS-L-0-2	WS-L-N-2	WS-H-0-1	WS-H-0-2	WS-H-N-2	WF-L-N-2
7.0	Heavy ($U_{max} > 5cm$)	B	0.0%	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		F	0.0	3.2	0.0	0.1	1.4	0.0	0.0
		L	1.5	19.7	0.0	2.7	14.0	0.0	0.0
7.5	Heavy ($U_{max} > 5cm$)	B	25.5	59.0	6.2	37.0	50.9	4.8	0.3
		F	57.7	82.5	25.4	69.0	85.2	30.1	1.2
		L	71.4	85.5	45.3	84.6	89.0	53.1	9.1
	Destroyed ($U_{max} > 10cm$)	B	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		F	0.2	5.0	0.0	0.3	2.1	0.0	0.0
		L	3.8	19.6	0.0	5.6	14.0	0.0	0.0

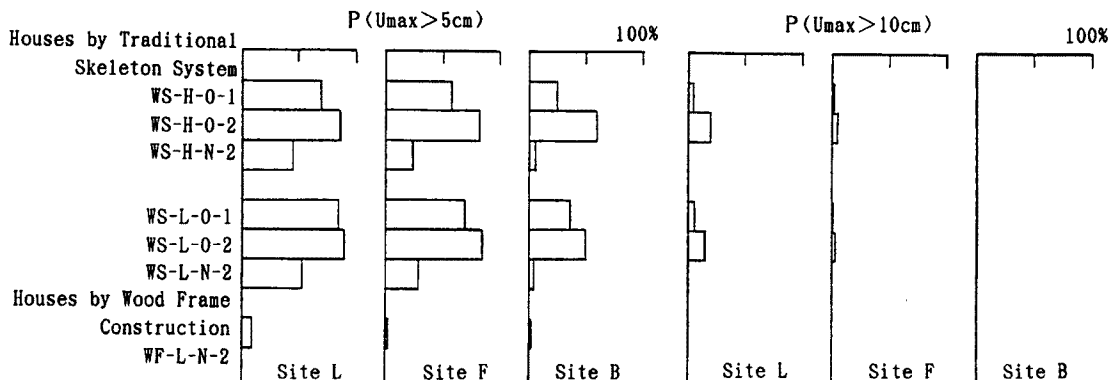


Fig. 11. Comparison of damage ratio in the city of Kyoto during hypothetical earthquake.

が半壊以上となると仮定する。この仮定によれば、マグニチュードが7.0の場合は62%、マグニチュードが7.5の場合は77%の住家が半壊以上の被害を蒙る。振動による被害率と比べると、マグニチュード7.5の場合ではほぼ同程度の割合であり、マグニチュードが7.0の場合になると液状化による被害が卓越するものと考えられる。

6. ま と め

本研究では、都市域における木造住宅物のうち新たに枠組壁工法による住宅および屋根の軽い住宅の動特性をモデル化し、都市域におけるほぼ全ての構造種別の一戸建て木造住宅について地震応答解析を行い、地盤、構造物の特性が構造物の応答性状に及ぼす影響について考察した。さらには解析結果を実際の被害と比較することによって本手法の妥当性を検証した。次に地盤の液状化による木造住宅の被害について日本海中部地震の被害をもとに考察した。また、以上の結果を基に京都市域を対象に木造住宅の地震被害推定を行った。本研究によって得られた結果を以下に記す。

(1) 木造住宅の強度と最大応答の関係は地盤と構造物の周波数特性の関係に強く影響され、枠組壁工法による住宅では右下がりの単調な関係となるが、在来軸組工法の住宅ではかなり複雑な関係を示した。また、ほぼ全ての種類の木造住宅の最大応答は、履歴吸収エネルギーが大きいため、表層地震動の最大速度と非常に高い相関を示した。これらの結果を用いて宮城県沖地震の際の被害を推定し、実際の被害と比較したが、総体的にはサイトによる被害率の違い、被害レベルによる被害率の推移などはかなり良く表現していると考えられる。しかし、定量的な評価としてはまだかなり難点があり、今後より多くの被害例と比較していくことにより精度を高めていく必要があると考えられる。

(2) 日本海中部地震の建物被害を液状化地域と非液状化地域に分けて、その被害発生状況について考察したが、液状化地域では無被害の建物に比べて半壊以上の建物が非常に多く、液状化の生じたほぼ全ての地区でおよそ80%の木造住宅が半壊以上の被害を蒙っていた。

(3) これまでの研究結果を総合して建築構造物の地震被害推定のフローを構築した。また、この手法を用いて想定地震発生時の京都市域の木造住宅の地震被害を推定した。在来軸組工法による住宅は地盤の軟らかい地区ではかなりの被害を蒙ると予想されたが、枠組壁工法による住宅はそれに比べてかなり耐震性が高く、被害は非常に少なくなる結果となった。地盤の液状化による被害はマグニチュードがやや小さいうちは振動の被害よりも卓越する傾向を示した。

今後は、本手法によるモデル化の精度を高めていくと共に、より多くの地震被害例と比較していくことにより構造被害に関する被害評価規準を定めていく予定である。また、液状化による被害を初めとする地盤変状による被害を物理的な側面から推定していく手法に関しても研究を進めていく予定である。最後に本研究における数値計算には京都大学大型計算機センターの FACOM-M 382/VP 200/VP 400 E システム、および京都大学防災研究所都市施設耐震システム研究センターの MELCOM 70 MX/3000 を使用したことを付記する。

参 考 文 献

- 1) 亀田弘行・岩井 哲・北原昭男・能島暢呂：都市耐震のための研究領域の分析，土木学会関西支部都市防災シンポジウム講演集，1987，pp. 207-216.
- 2) 亀田弘行・岩井 哲・北原昭男・能島暢呂：都市震害のシステム分析序論，京大防災研年報，第31号 B-2，1988，pp. 67-91.

- 3) 北原昭男・藤原悌三：都市における建築構造物の地震被害推定に関する基礎的研究（その1），京大防災研年報，第31号 B-1，1988，pp.105-126.
- 4) 北原昭男・藤原悌三：都市における建築構造物の地震被害推定に関する基礎的研究（その2），京大防災研年報，第32号 B-1，1989，pp.149-163.
- 5) Kitahara, A. and Fujiwara, T.: "Earthquake Hazards of Building Structures in Urban Areas", Proc. of the Japan-China (Taipei) Joint Seminar on Natural Hazard Mitigation, 1989, pp. 181-190.
- 6) 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，1985，pp. 39-60.
- 7) Sugito, M. and Kameda, H.: "Prediction of Nonstationary Earthquake Motions on Rock Surface", Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 2, No. 2, 1985, pp. 395-405.
- 8) 杉戸真太・亀田弘行・後藤尚男・広瀬憲嗣：工学的基盤面と沖・洪積地盤面の地震動の変換係数一表層地盤の非線形性を考慮した最大地動・応答スペクトル・非定常スペクトルの推定モデル，京大防災研年報，第29号 B-2，1986，pp. 41-58.
- 9) 亀田弘行・能島暢呂：リスク適合地震動のシミュレーション手法，京大防災研年報，第30号 B-2，1987，pp.107-119.
- 10) 志賀敏男（研究代表者）：大地震時における都市生活機能の被害予測とその保全システムに関する研究，文部省科学研究費自然災害特別研究(1)報告書，1984，pp. 80-107.
- 11) 土木学会：1983年日本海中部地震震害調査報告書，1986，pp. 340-349.
- 12) 土木学会：1983年日本海中部地震震害調査報告書，1986，付録.
- 13) 京都市住宅局監修：京都市内ボーリングデータ集，大竜堂書店，1986，pp. 297-742.
- 14) 岩崎・龍岡・常田・安田：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法とその適用例，第5回日本地震工学シンポジウム講演集，1978，pp. 641-648.
- 15) 高石和宏：地震後の復旧段階を考慮した上水道配水管路網の信頼度評価，京都大学大学院修士論文，1982，pp. 9-11.
- 16) 柴田明子・大橋好光・坂本 功：在来木造住宅の耐震設計に関する調査研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），1982，pp. 2089-2090.
- 17) 大橋好光・坂本 功：在来木造住宅の耐震設計に関する調査研究（その3），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），1984，pp. 2649-2650.