

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 (1)

——木造構造物の地震応答推定——

北原 昭男・藤原 悌三

FUNDAMENTAL STUDY ON SEISMIC HAZARD ESTIMATION OF VARIOUS TYPES OF STRUCTURE IN URBAN AREA (1)

By *Akio KITAHARA* and *Teizo FUJIWARA*

Synopsis

It is very important to estimate seismic hazard of building structures in urban area when considering total anti-seismic safety of the city. However on this occasion, there are many factors to consider such as parameters of earthquake, soil condition and structures. In this study, the problems to be studied were drawn and arranged from the points of view of input wave, dynamic characteristics of structure and criteria of seismic hazard estimation. Next, as the first step of constructing seismic hazard estimation method for structures, simulation analysis was performed in order to clear the earthquake response characteristics of various types of wooden houses. Analysis shows that the response of wooden houses is fairly affected by the frequency characteristics of input wave and that of structures, but the response is highly correlated with the maximum velocity of input wave. Accordingly, a simple expression for estimating the response of wooden houses was derived and response estimation of wooden houses in kyoto city was performed using this relation.

1. 序 論

近年における都市への人・物資の集中は著しく、都市は急激な膨張を続けてきた。それに伴い、その内部においては都市を構成する種々の要素（人・構造物・都市基盤施設等）が相互に関連しあうようになり、都市そのものの構造・機能は非常に複雑・高度なものとなってきた。このような状況のもとでの都市における地震被害は、従来のような単一要素における被害のみにはとどまらず、各構成要素の被害が相互に絡み合いながら波及していくものと考えられる¹⁾²⁾。そのため、都市総体の耐震安全性を考える場合、構成要素個々の耐震性だけでなく、都市を一つの巨大なシステムととらえ、そのシステムにおける被害波及の様相を十分に分析して、都市総体の耐震性能を評価して行くことが重要となろう。

都市における建築構造物群は、人々の生活の基盤となり、都市機能をささえるものでもあるので、都市における最も重要な構成要素のひとつと言えよう。また、地震時における建築構造物の被害が直接人命に関わることは言うまでもないが、さらにはその被害が火災の発生、都市中枢機能の停止、ライフライン系の機能喪失等、様々な被害に波及していくことも考えられる。そのため、都市における建築構造物群の耐震性能を

適切に評価し、地震時被害を予測して行くことは、都市の地震時災害の低減を図る上での重要なポイントと考えられよう。

建築構造物群の地震被害予測に関する研究は、都市域に被害を及ぼした地震の発生（例えば、関東地震、十勝沖地震、宮城県沖地震等）を契機に徐々にではあるが進められてきた。しかしながら、現段階においては都市の地震被害推定に使用可能なだけの十分な成果はまだ得られていないと考えられる。その主な理由としては、以下の諸点が挙げられる。

- ・構造物への作用力としての地震入力（地震動、地盤破壊、液状化等）の評価方法がまだ定まっていないとともに、これら进行评估するために必要なパラメータが非常に多い。

- ・都市における建築構造物の種類は多く、その耐震性能のばらつきも非常に大きい。また、これらの性能の分布を正確に評価することが困難である。

- ・上記に挙げたように考慮しなければならないパラメータが多すぎるため、構造物の各々を適切にモデル化し、その地震応答、さらには地震被害を推定する簡便な手法の構築が困難である。

本研究では、構造物の地震被害推定手法を構築する第一歩として、被害推定における現状と問題点を整理する。次に、都市域における建築物の中で大多数を占め、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を対象として動特性のモデル化を行う。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の幾つかをパラメータとして地震応答解析を行い、木造建築物の応答性状について定性的・定量的な分析を行った。

2. 地震被害推定のフローと問題点

構造物の一般的な地震被害推定の流れは大きく分けて、地震入力の評価、構造物の動特性のモデル化と応答計算、被害判定基準の設定と被害率の算定、の3段階に分けられると考えられる。以下に、各ステップについてフローに従ってその現状と問題点をまとめる。

2.1 地震入力の評価について

地震入力の評価については、2つの方法があげられる。1つは、地震が持つ不確定性を確率的に示す方法であり、具体的には地震現象の年超過確率を与えて期待される地動加速度を求めることができる。構造物や地域全体の地震に対する信頼性・危険度に対する解析には非常に有用であるが、個々の地震の持つ物理的イメージが希薄となる。他方では個々の地震を想定して、それに応じた地震動をシミュレートする方法があげられる。この方法は地震発生頻度などの時間的概念が含まれないこと、具体的な地震を想定することによって実際の地震発生の可能性を大幅に限定してしまうなどの欠点はあるものの、物理的なイメージが得易いために被害推定には良く使われる。

後者の方法では、まず、工学的基盤における地震動を推定し、その地域の地盤モデルを設定して応答解析を行い、構造物への入力となる表層地震動を推定するのが一般的である。基盤動の推定では主にマグニチュード、震央距離よりアテニュエーション式によって経験的に加速度を求め、スペクトルはホワイトな特性にすることが多い。しかし、基盤動のスペクトル特性が入力の特性に大きく影響することも考えられるので考慮していく必要がある。また、近年では精密な断層モデルを設定しその破壊過程より地震動をシミュレートする研究がかなり進められてきているが、その手法は複雑であり被害推定に用いるには多少時間がかかるであろう。

表層地震動の推定は通常、地盤を成層地盤と仮定して、連続体モデルに置換して波動論を用いる方法、せん断質点モデルに置換して土の履歴モデルを設定して応答解析を行う方法が利用される。2方法とも近年の研究によって土の非線形性を考慮できるようになり、手法としても確立したものとなってきた。これらの方法はある特定の地盤を対象とした解析では観測波形と良い近似を与えているが、地盤の特性を設定するにはかなり多くのパラメータ（各層の土質、せん断波速度、Q値、非線形特性など）を調査する必要があり、これらの手法を都市全域の地震被害推定に応用するには多くの労力が必要とされる。

以上のように、地震という自然現象を対象とするだけに、地震入力の評価を簡便に、かつ正確に行うことは非常に困難が伴う。しかし、都市域での地震被害推定を進めるための基盤となるので、入力に関する諸要因の構造物の応答に対する影響の仕方をも考慮しながら、都市構造物の被害推定に関して十分な精度を持ち、なおかつ簡便な入力評価手法を見いだすことは今後の最も重要な課題のひとつとなろう。

2.2 構造物の動特性のモデル化と応答計算について

これまでの構造物の地震時応答推定では、建物をせん断質点系に置き換えて応答計算を行うのが一般的であった。その際、最も重要な点は、対象とする構造物の動特性をいかに適切にモデル化するかであろう。また、そのモデル化に際して考慮せねばならない要因としては、構造形式、建築年代（その時点での設計法・工法、老朽度に関係する）、耐力、用途、階数などが挙げられる。これらの要因の中には、都市における建築物をモデル化する時に比較的容易に調査できるものとできないものがあり、注意が必要となろう。

現在までに、木造建築を対象とした応答解析を主に幾つかの解析的研究が行われてきた^{3),4)}。しかし、その際使用されたモデルは構造物の弾性剛性（固有周期）や耐力のみに注目した比較的簡単なものであり、構造物の動特性を十分に表しているとは言い難かった。しかし、最近の研究では構造物の復元力特性をスケルトンカーブと履歴モデルの組合せで表現した解析例もある⁵⁾。今後は、構造物の実際の動特性を十分に表現できる履歴モデルを構築する必要がある。これまでの解析で、対象とされたのは在来軸組工法の建築のみであったが、それ以外の工法の建物（枠組壁工法、古い都市では戦前型の建物など）についても今後はモデル化を行い解析することも必要である。木造建築の工法・設計法の発展は建築基準法制定以前より現在まで4～5期に分けられると考えられるが、そのそれぞれに応じたモデル化も考えて行かなければならない。

RC構造については、低層壁式構造の建物についてその壁量（耐力）分布に注目して信頼性解析を行った例⁶⁾があるが、構造物の履歴モデルを用いた例はまだほとんどない。RC構造の建物は木造建物に比べて構造形式や建物形状などが一定でなく、その一般的な動特性を把握するための指標の分布を調査することがきわめて難しい。特に、中層以上の純フレーム造や連層耐震壁等の耐震要素を含んだフレーム造の建物については、曲げ変形の影響も考慮しなければならず、それぞれの動特性をモデル化してせん断質点系に置換して行くことはかなりの困難を伴うであろう。しかし、これまでにせん断質点系モデルに対する解析的研究の成果はかなり蓄積されてきているので、これらの成果を十分に反映させてこれらの建築物の構造的類型化を図り、そのそれぞれについてのモデルを構築して行かなければならないと考えられる。また、中層以上のかなり大規模な構造物では地盤・基礎間の動的相互作用の影響も考慮する必要があると考えられる。一方、中低層の壁式構造建物については壁量という指標によってその耐力分布がある程度把握でき、各層の履歴特性もせん断変形が卓越するため、ある程度の精度ではモデル化できると考えられる。幸い、都市におけるRC構造物のうちこの種の建物はかなりの部分を占めるので、当面はこれらの構造物の地震時応答を評価していくことが都市建築の被害を推定するうえで重要なポイントになろう。

2.3 被害評価規準について

構造物の地震応答値より実際の被害を評価する規準については、現状ではあまり研究が進められてきていないと言えよう。評価規準を設定するに当たっては、いくつかの考慮すべき観点があると考えられる。

まず第一に、通常用いられているような構造的被害を評価する尺度としての規準が考えられる。これによれば、全壊・半壊などといったこれまでの震害の統計量と同様な評価が可能となり具体的な震害のイメージがつかみ易い。また、この尺度は震害データとの比較によって被害推定手法の妥当性の検証を行う際にも必要となろう。現状での木造建築の地震被害推定では、例えば、層間最大変形10 cmで全壊、5 cmで半壊というような、過去の震害経験による主観的判断を用いることが多かった。しかし、この判定規準では曖昧な部分が非常に多いので、過去の震害データを統計的・客観的に評価するか、理論解析によって評価規準を導くことが必要であろう。また、これまでは最大応答量のみ注目する場面が多かったが、最近では累積塑性変形、累積消費エネルギーなどを併せて評価する研究が進められている。しかし、各種構造物によってどの程度繰り返し変形の影響を評価していくかについては一般的な知見は得られておらず、これからの成果が待

たれる。

次に、構造物の地震被害をその経済的影響より評価することも必要であろう。この評価規準には構造物個々の経済的損失から、構造物被害が社会全体に及ぼす影響や復旧に必要な費用までの、種々のレベルが考えられるが、自治体の地震防災対策や復旧対策の策定には非常に有用となろう。しかし、個々の構造物の経済的損失を算出するには、構造物のコスト評価法や対象とする構造物の重要度評価など、また、社会全体へ及ぼす影響を評価するには、構造物被害の他の震害への波及に関するシステム分析など、これまでにほとんど手がつけられていない項目が山積しており、これからの研究の進展が待たれる。

第3に構造物の持つ機能の損失に関する評価が考えられる。個々の構造物に関して言えば、内・外装材の被害、窓や出入口の被害、家具の転倒、屋内配管系の被害など、構造的に大被害を受ける以前の被害を評価することは、中規模程度の地震による被害を推定する上で必要である。またこれらの評価は火災発生・延焼、避難可能性などの評価にも必要となろう。都市全体としては、重要度の高い構造物の被害による、情報伝達や水道・電気・ガスなどの都市機能の低下も問題になろう。

2.4 地盤災害による被害について

2.1, 2.2節では構造物の振動による被害の推定について述べてきたが、新潟地震、宮城県沖地震、日本海中部地震などでは、地盤破壊（液状化を含む）による被害が顕著であった。構造物の耐震性能が上昇し、一方で都市は土地不足の折りから軟弱地盤の上へと拡大していくという傾向を考えると、今後の地震被害は振動による被害よりも地盤破壊による被害の方が卓越していく可能性も十分にあり、これらに関する研究も非常に重要となろう。地盤の液状化については、その発生に関する研究はかなり進められてきており、液状化予測手法もいくつか提案されているが、造成地などでの地盤破壊の可能性については、応用可能な手法は現在のところまだ見あたらない。また、液状化や地盤破壊の生じた場合の構造物の被害については、その性状は振動による被害とはかなり異なったものとなると考えられるが、まだほとんど明らかにされていないので、これからの課題の一つとなろう。

3. 木造構造物の地震時応答推定

本章では都市域における建築構造物の地震被害推定法構築の第一歩として、都市における構造物の大多数を占める木家構造物の地震時応答推定方法の一例を示し、それを用いて、入力及び構造物のいくつかの要因に注目してシュミレーション解析を行った。

3.1 入力地震動の評価

第2章で述べたように、地震入力には種々の要因が影響を及ぼしており、その特性を正確に評価することは非常に困難である。そのため、現在までの被害推定の研究では、a) アテニュエーション式により直に表層の最大加速度などを推定する、b) 対象とする地点の工学的基盤で観測された地震動を基盤動とし、ある種のフィルターか、表層地盤の動特性を用いた応答解析によって表層の増幅特性を考慮する、c) アテニュエーション式による基盤での最大加速度とホワイトノイズを用いて基盤動をシミュレートし、b) と同様の方法で表層の増幅特性を評価する、などの方法が取られてきた。しかし、a) の方法では入力地震動の周波数特性が全く考慮されていないこと、b) の方法では適用できる地点が限られ、また表層特性の評価についても、フィルターを使えばその形状を決定するパラメータと実際の地盤の動特性との関係がつかみにくいし、応答計算を各地点について行うのは非常に手間がかかる、といった欠点が挙げられる。また、c) についてはb) にあげたものの他に基盤動の周波数特性が表現されていないという欠点も挙げられる。

一方、亀田・杉戸らは、これまでに得られた強震記録より工学的基盤面での地震動を推定し、これらを回帰分析することにより基盤動のシミュレーション手法⁷⁾を、さらには地盤の非線形性を考慮した波動論による表層地震動を回帰分析することにより、基盤面より表層への地震動の変換係数⁸⁾を提案している。この一連の手法によればマグニチュード、震央距離、および表層地盤の特性を示す2つのパラメータのみによって、基盤動及び表層の周波数特性を考慮した入力地震動が作成可能となり、都市域における被害推定に対して適

した方法であろうと考えられる。本研究では入力地震動として本方法によるシミュレーション波を用いることとし、以下にその概要を示す。本手法の詳細、および適用例については文献7)-9)を参照されたい。

(1) 工学的基盤面における地震動

解析の対象とされた地震動は (a) 地盤条件が明らかな強震観測点の地表面で観測されたもの (77成分), (b) 地下の基盤上で観測されたもの (8成分), (c) 地表の岩盤上で観測されたもの (6成分) の計91成分である。そのうち, (a), (b) については等価線形化法を用いた重複反射理論によって工学的基盤面 (解放基盤) での地震動に変換している。ここでは, せん断波速度 600-700 m/sec の岩質層の上面を工学的基盤と仮定している。また, 表面波を含んでいると判断される物については, 表面波の成分を除去している。対象とした地震動のマグニチュードは 5-8, 震央距離は 10-400 km, また, 最大加速度は 100-300 gal 程度であった。このようにして変換された基盤上の地震波をデータベース化し, これらを用いて基盤面での地震動のモデル化を以下に行っている。

通常, 非定常特性を持つ模擬地震動 $x(t)$ は以下の式によって表現される。

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{2G(t, 2\pi f_k) \Delta\omega} \cdot \cos(2\pi f_k t + \phi_k) \cdots \cdots (1)$$

ここに, $G(t, 2\pi f)$ は時刻 t , 振動数 f における非定常パワースペクトル, $\Delta\omega$ は円振動数の刻み幅, ϕ は位相成分を示し通常は $0-2\pi$ の一様乱数として与える。 m は重合数である。また, $G(t, 2\pi f)$ は次式で示される。

$$G(t, 2\pi f) = \alpha_f(t) \frac{2\beta_{so}}{\pi^2 f_{p0}} \frac{|f/f_{p0}|^2}{[1 - |f/f_{p0}|^2]^2 + 4\beta_{so}^2 |f/f_{p0}|^2} \cdots \cdots (2)$$

ここに, f_{p0} はスペクトルの卓越振動数, β_{so} はスペクトル形状の鋭さを表すパラメータである。本モデルでは振動変調型モデルを採用したため, 両パラメータとも時刻 t にはかかわらず一定としている。また, $\alpha_f(t)$ は時刻 t における自乗平均パワーを示すパラメータであり, 次式によって表現される。

$$\alpha_f(t) = \gamma^2 (t/t_m)^2 \exp[2(1 - t/t_m)] \cdots \cdots (3)$$

ここで, t_m は $\alpha_f(t)$ が最大となる時刻であり包絡線関数を決定するパラメータとなる。また, γ は最大 rms 強度である。

上記2式中の4つのパラメータ, γ , t_m , f_{p0} , β_{so} については, 前記の工学的基盤面における地震動のデータベース中のデータを用いてマグニチュードと震央距離を説明変数として回帰分析を行って求めている。各パラメータに関する回帰式は文献9)を参照されたい。

(2) 基盤面と地表面の地震動の変換係数

基盤動のパワースペクトルと地表地震動のパワースペクトルは変換係数 β_R を介して, 次式のように関係づけられる。

$$G_s(t, 2\pi f) = [\beta_R(f)]^2 G(t, 2\pi f) \cdots \cdots (4)$$

また, $\beta_R(f)$ は有理関数を用いて次のように示される。

$$\beta_R(f) = \frac{1 + 2a^2(f/f_s)^2}{[1 - (f/f_s)^2]^2 + 4h_s^2(f/f_s)^2} \cdots \cdots (5)$$

式中の a , f_s , h_s を決定すれば変換係数が求まることになる。以下にその手法を示す。

基盤面と地表面の同時地震記録は徐々には蓄積されつつあるがまだ利用できるデータは少ない。よって, (1)で示した手法を用いて基盤面での地震動を算出し, この地震動を地盤モデルへの入力波とし, 等価線形化手法による重複反射理論を用いて地表面での地震動を求めることとする。基盤動はマグニチュードが5から

8, 震央距離が0から300 kmまでの範囲で, 56組のパラメータの組合せについて, 各々7成分ずつ, 計392成分の波形を算出する。また, 対象とした地点は地表から基盤面までの地盤構造が得られている10地点を選び, 上述の392成分の基盤動について応答計算を行い, 計3920成分の地表動を得ている。

地盤の特性を表すパラメータとしては, 容易に得られる情報より求められることが重要と考えられるため, 本手法では, 通常のボーリング調査によって得られる N 値により算出される S_n と, 基盤面までの深さ d_p を用いている。 S_n は地表より15–20 m程度までの深さの地盤の軟弱さを示すもので, 以下のように示される。

$$S_n = 0.264 \int_0^{d_s} \exp[-0.04N(x)] \exp[-0.14x] dx - 0.885 \dots \dots \dots (6)$$

ここで, $N(x)$ は深さ x mにおける N 値, d_s はボーリング資料の深さである。また, 式中の係数は地表動の最大加速度に及ぼす地盤の軟弱さの影響を S_n が最も良く表すように, 回帰分析によって定めたものである。 S_n 値は大きくなるほど地盤が軟弱であることを示し, 表層から15 mの深さまで N 値がすべて0なら S_n は0.8程度となり, すべて50なら–0.7程度になる。

このようにしてシュミレートされた地表動と基盤動の非定常スペクトルの比を S_n , d_p の2つのパラメータを説明変数として回帰分析し, 離散的な変換係数を求め, 最終的には, この変換係数と振動数との関係を上述の有理関数がよく近似するように α , f_s , h_s という3つのパラメータをもとめることとなる。ここまでの具体的な手法については文献8) 及び9) に詳しい。

以上の方法を用いて, 地震に関するマグニチュード M 及び震央距離 Δ , および地盤に関する S_n , d_p という4つのパラメータによって, 構造物の地震時応答を算出するための入力波形を決定することが可能となる。

3.2 木造構造物の動的特性のモデル化

(1) 木造建築の工法の変遷と対象モデルの選定

1950年の建築基準法の制定までは, 木造建築は軸組が主体の構造であり, 現在で言うところの壁量規制はなかった。しかし, 建築基準法の施行によって壁量による規制が行われ, 従来の軸組だけでは所用耐力が満たされず, 軸組内に筋かいが組み込まれるようになった。1960年頃より, それまで筋かい付き耐力壁+土壁・下見板壁であったものが, 筋かい付き耐力壁+ラスモルタル壁等の非耐力壁という構造へ変わっていき, それに伴って耐力もしだいに向上していった。また, 1960–70年頃よりそれまでの軸組主体の工法とは別に, 各種面材を使用した枠組壁工法や木質系プレハブ工法などが開発されてきた。

1981年の施行令改正では, 新耐震設計法の導入に伴って木造建築の設計法も若干修正され, 壁量の規制値の見直しが行われ, 今日に至っている。以上に述べた変遷の概要を Fig. 1 に示す。

現在の都市における木造建築の構成を見ると, 大略の都市では建築基準法制定以後の筋かい付き在来軸組工法が主体となっていると考えられるが, 京都などの古い都市では戦前型(基準法制定以前)の建物も多く残っている。例えば, 京都市内のある地域では明治・大正時代に建てられた物が7–8割に達する。一方, 将来的には, 都市の発展に伴い新基準による耐震性の高い建物がふえていくと考えられる。以上より, 本研究で考慮する木造建築は, 戦前型の軸組のみのもの(Aタイプ), 1950年以後1981年までの旧壁率規定値によるもの(Bタイプ), 1981年以後の新基準によるもの(Cタイプ)の3タイプを考える。枠組壁工法やプレハブ工法による建物も今後増大してゆくと考えられるが, これらに関する実験データや, 統計データが少ないこと, これらの建物は在来軸組工法によるものに比べれば, 一般に耐震性が高いと考えられること, などの理由により今回は考慮しなかった。建物の階数については, 平屋と2階建ての建築が大多数と考えられるのでこれらについて考慮することとし, これ以後, 平屋はA-1, B-1, C-1, 2階建てはA-2, B-2, C-2と表すこととする。また, 屋根材については, 従来の都市では瓦葺が多くを占めると考えられるので, 今回は基準における重い屋根のものについてのみ考慮した。

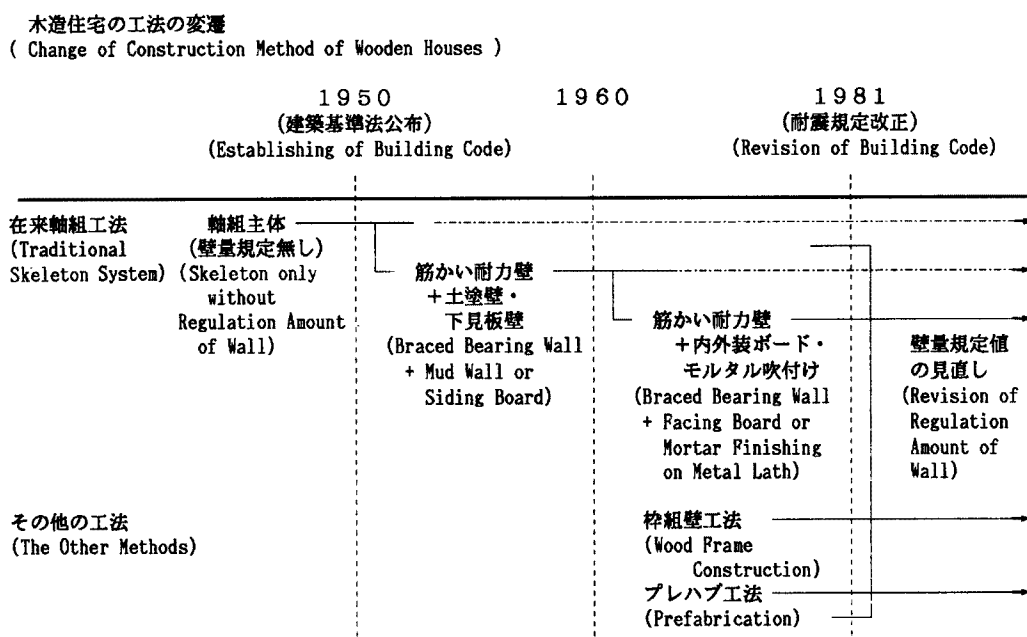


Fig. 1. Change of construction method of wooden houses.

(2) 木造構造物のモデル化

タイプ B, C の建築物については、建築基準法施行令第46条に示される壁量規制を満たすように設計される。よって、ここではその壁率規定値算出の考え方に沿ってそれぞれのタイプの履歴特性などをモデル化する。また、タイプ A については基準にするものはなにもないが、タイプ A と B の間に工法的に決定的な差があるとは考えられないので、便宜的に壁率規定の考え方を準用してモデル化することとする。以下、1950 年施行の基準法を旧基準、1981 年改正後のものを新基準と便宜的に呼ぶ。

壁率とは、各々の種類の耐力壁の単位床面積当りの長さ、その壁の種類毎に決められた壁倍率をかけて全てを足し合わせたものである。通常規模の木造建築は、この壁率が基準に示された規定値を上回るように耐力壁の配置を決定することによって設計される。各種の壁の壁倍率は、地震後の木造建築の修復限界（旧基準で $1/60 \text{ rad.}$ 、新基準で $1/120 \text{ rad.}$ ）時の変形に対して 130 kg/m の耐力を持つものを 1 とし、既往の各種の壁の実験結果をもとに定めたものである。すなわち、壁率とは 130 kg/m の耐力を持つ耐力壁が単位面積当たり何 m 存在するかを示す量である。一方、新基準における壁率規定値は、以下のようにして定められる。（ ）内の表現は旧基準の場合を示したものである¹⁰⁾。

建物重量は屋根荷重：重い屋根の場合 90 kg/m^2 (90 kg/m^2)、壁荷重： 60 kg/m^2 (30 kg/m^2)、積載荷重： 60 kg/m^2 (無視) の和とする。この重量に対して、新基準では新耐震設計法の考え方に従いベースシア係数を 0.2 とし A_i 分布によって各階の設計せん断力を算出する（旧基準では各階に震度 0.2 を与えて算出する）。このようにして求めた各階の層せん断力に非耐力壁の寄与分 33.3% (20%) を加えたものを前述の 130 kg/m で除して規定値を得る。

以上の考え方をまとめると、規定値ちよほどの壁率を持つ構造物は、修復限界変形においてベースシア係数 0.2 (震度 0.2) で設計した耐力を持ち、壁率の変化に比例してその耐力も変化することがわかる。実在の木造建築物の耐力分布は、壁率分布としてとらえられているので、この考え方は非常に都合がよいと考えられる。構造物はせん断質点モデルへ置換するが、各質点の重量は壁率規定値算出の際に用いているものを準用した。但し、新基準において算出されている重量の方が実際の物に近いと考えられるので、タイプ A, B についてもこれを用いた。また、各階の階高は各モデル共通とし、 270 cm とした。

(3) 各層の復元力特性のモデル化

既往の研究によると、荷重-変形関係とエネルギー消費量を評価して復元力特性をモデル化すれば、全く異なるタイプの履歴モデルを用いない限り、構造物の動的応答に対してはある程度、精度のある近似を与えると考られる。よって、本研究では、以上の考え方をを用いることとし、スケルトンの形状とエネルギー消費量については、木造構造物に関する既往の実験データを基にして決定した。その概要は以下に示す。

日本建築学会による“建築耐震設計における保有耐力と変形性能”¹⁰⁾の木構造の部分には、壁倍率算定の基礎となった各種の壁パネルの水平加力実験における各変形時の耐力の結果が示されている。これらの結果のうち、筋かい付き壁に関する結果(タイプB, Cに対応)及び軸組と土壁よりなる壁(タイプAに対応)に関する結果を、1/120 rad 時の耐力で基準化してそれぞれ Fig. 2 (a), (b) に示した。これらの図より、それぞれのタイプに対応する 1/60 rad までのスケルトンカーブとして、一点鎖線で表した折線を設定した。1/120 rad 以前の実験結果がないため初期剛性の設定が難しいが、これまでに行われてきた実大実験の結果や固有周期の測定結果を参照して 1/480 rad までを弾性域と考え、一点鎖線に示すように設定した。また、1/60 rad 以上の変形レベルについても実験結果がないが、同様に実大実験の結果を参照して、図に示すように決定した。タイプA は、一般に修復限界での耐力はタイプB, C よりかなり低いと考えられるが、この図を見ると分かるように、規準化したスケルトンの形状はなめらかであり剛性の低下率はタイプB, C より

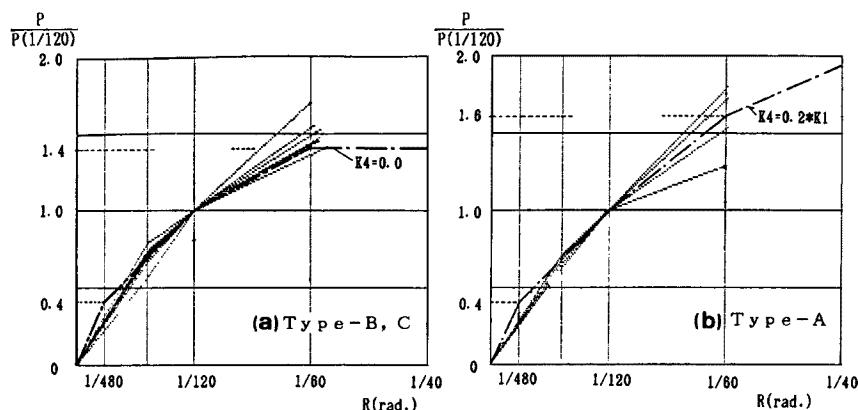


Fig. 2. Skeleton curve obtained from past wall panel test.

低くなっている。

次に、昭和48年より62年までの日本建築学会論文報告集および日本建築学会大会学術講演梗概集より木造実大構造物及び壁パネルの水平加力実験の結果のうち、履歴ループが明瞭に得られているものについて抜き出し、各ループ毎の最大変形とそのループ面積との関係によりエネルギー消費量を求め、Fig. 3 に示した。但し、横軸の層間変形量は 1/120 rad 時の変形で、縦軸のエネルギー消費量は 1/120 rad 時の変形×耐力で規準化している。当初は各タイプごとにエネルギー消費率を整理したが、各タイプでその性状に特定の傾向はなかったので、ここではすべてまとめて扱った。この図を見ると、エネルギー消費率と変形との関係には明瞭な右上がりの傾向が読み取れる。そこで、この関係について回帰分析を行い 2 折線で近似した。その結果、回帰式は以下のように

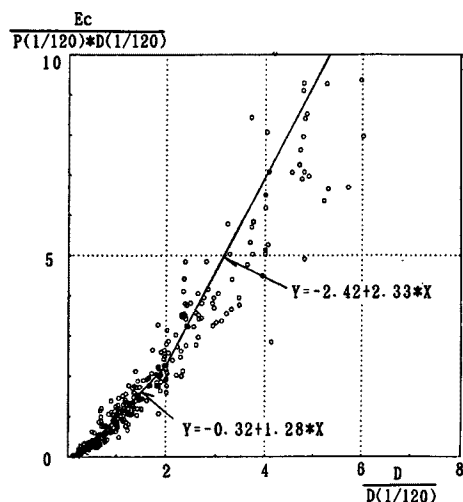


Fig. 3. Energy consumption obtained from past experimental results.

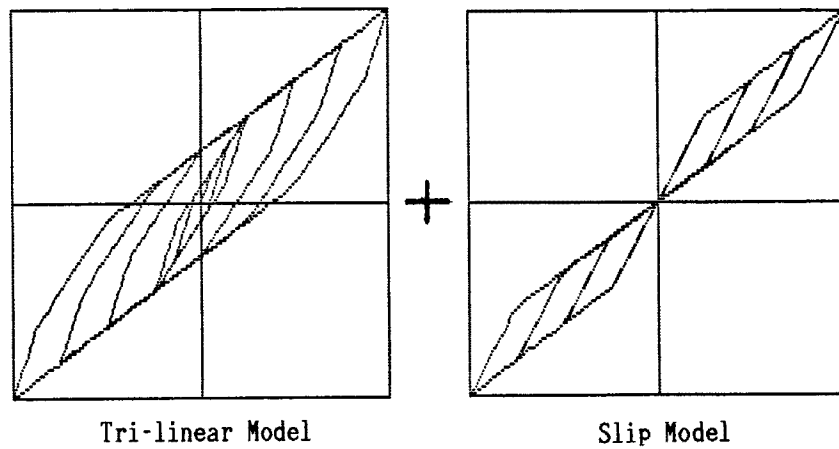


Fig. 4. Force—displacement relationship used for analysis.

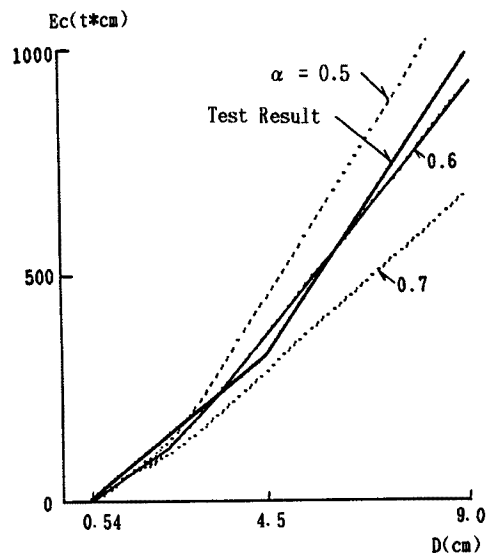


Fig. 5. Comparison between past test results and model for analysis in energy consumption.

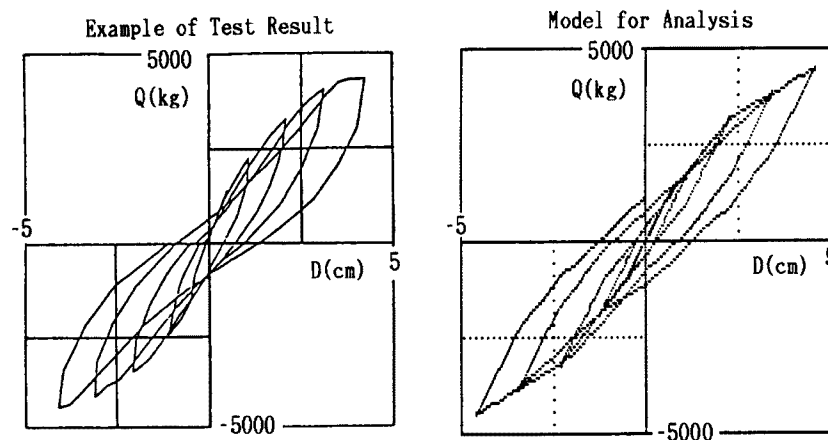


Fig. 6. Comparison between used model and test results.

なった。

$$E_c' = -0.32 + 1.28D' \quad (D' < 2) \dots\dots\dots (7)$$

$$E_c' = -2.42 + 2.33D' \quad (D' > 2)$$

ここで、 E_c' 、 D' はそれぞれ 1/120 rad 時の諸量で規準化したエネルギー消費率、層間変形を示す。

履歴ループは、Fig. 4 に示すようにトリリニアモデルとスリップモデルの重ね合わせで表すこととした。すなわち、各変形時の水平耐力は下式で示される。

$$Q = \alpha \cdot Q_{tr} + (1 - \alpha) Q_{sl}, 0 \leq \alpha \leq 1 \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 Q_{tr} 、 Q_{sl} は同一の設定スケルトンにおけるトリリニアモデルとスリップモデルの負担耐力を示し、 α は二つのモデルの重ね合わせ率を示す。この重ね合わせモデルのエネルギー消費率が上述の実験結果に一致するように α を求める。Fig. 5 にも示すように $\alpha = 0.6$ とすると低変位レベルより破壊時に到るまで実験

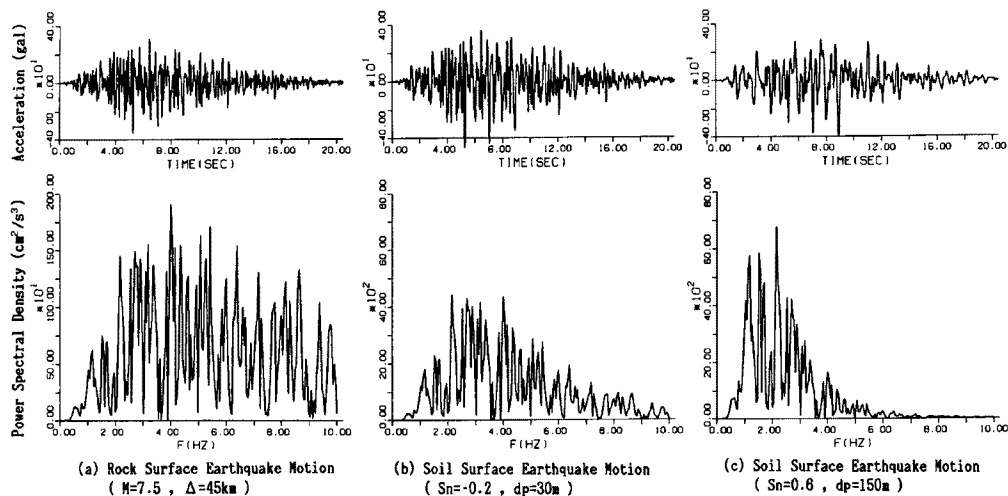


Fig. 7. Time history and power spectral density of simulated input wave. (magnitude 7.5, epicentral distance 45 km)

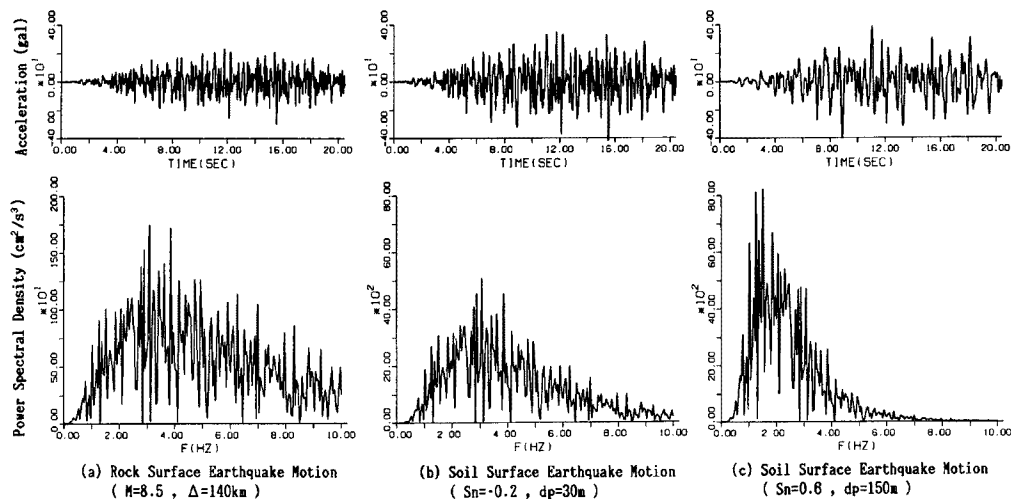


Fig. 8. Time history and power spectral density of simulated input wave. (magnitude 8.5, epicentral distance 140 km)

結果とかなり一致することがわかる。よって以後の解析にはこの値を用いることとする。

以上の手法によって、各タイプについて、その壁率あるいはせん断力係数を与えることにより履歴特性のモデル化ができ、地震応答計算を行うことが可能となる。モデル化の一例を対応する実験結果と共に Fig. 6 に示す。

(4) 解析対象とするパラメータ

これまでに述べてきた入力地震動モデルと木造構造物モデルを用いてシミュレーション解析を行うにあたり、対象としたパラメータを以下に示す。

地震に関しては、震央距離 Δ について、震央が比較的近い地震の例として $\Delta=45$ km, 遠い地震の例として $\Delta=140$ km の 2 種を採用した。また、マグニチュード M については、 $\Delta=45$ km の場合、6.5, 7.0, 7.5, 7.8 の 4 種類、 $\Delta=140$ km の場合、7.0, 7.5, 8.0, 8.5 の 4 種類とし、あわせて 8 種類の基盤動を作成した。地盤パラメータ S_n については亀田・杉戸による京都地盤での S_n 値の分布¹⁴⁾を参照して硬い地盤の例として -0.2 , 軟らかい地盤の例として 0.6 の 2 種を、 d_p については基盤が浅い例として 30 m, 深い例として 150 m の 2 種を用いた。また、各パラメータのそれぞれの組合せについて 10 波の模擬地震動を発生させた。入力地震動の一例として Fig. 7 には、 $M=7.5$, $\Delta=45$ km の場合、Fig. 8 には $M=8.5$, $\Delta=140$ km の場合を示す。それぞれ、(a) は基盤の地震動を、(b) は比較的硬い地盤 ($S_n=-0.2$, $d_p=30$ m), (c) は軟らかい地盤 ($S_n=0.6$, $d_p=150$ m) での表層地震動を示す。この図から、震央距離が短いと主要動部分が短くなり、スペクトル特性はフラットに近くなること、硬い地盤上の地震動ではスペクトル特性は基盤動のスペクトル特性をかなり反映するのに対し、軟らかい地盤での地震動は地盤のスペクトル特性が顕著に現れ、低い周波数に鋭いピークが現れること、などが読み取れる。卓越振動数は、軟らかい地盤の地表動では 1.5–2.0 Hz, 硬い地盤の地表動では 2.0–4.0 Hz 程度となっている。

構造物のパラメータについては、先に示したように構造物のタイプとしてタイプ A~C の 3 種、建物階数として平屋、2 階建の 2 種を設定した。また、各タイプの耐力を示すものとして、係数 C_s を用いた。これは、 $C_s = (\text{実構造物の壁量}) / (\text{壁量規定値})$ で示され、壁率が規定値ちょうどであるような標準設計（震度あるいはベースシア係数を 0.2 とした設計）の場合は 1 となる。すなわち、そのときのベースシア係数（震度） C_0 は次式に示される。

$$C_0 = 0.2 \times C_s \dots\dots\dots (9)$$

本研究のシミュレーション解析では、 C_s の値は 0.2–2.0 までの値から選んで用いた。Fig. 9 には本手法によってモデル化した構造物の 1 次、2 次の固有周期 (T_1 , T_2) と係数 C_s の関係を示す。ここで、固有周期は本モデルの第一剛性より求めたものである。各モデルとも、 C_s の増加にしたがって固有周期は同程度のレベルで短くなっていく。標準設計のモデル ($C_s=1.0$) では、一時固有周期は平屋で 0.5 sec, 2 階建で 0.65 sec 程度となった。この固有周期は $1/480$ rad の変形レベルのものであるが、この時の応答加速度は、 C_s の値により変化するがおよそ 50–200 gal 程度に相当する。既往の同等の振幅レベルでの試験結果でも同様な固有周期が観測されている。

応答解析における数値積分には Runge Kutta Gill 法を用い、時間刻み 0.02 sec, 1024 ステップにわたって計算を行った。また、粘性減衰定数については、既往の実大建築物での実験結果では加振時の振幅や加速度によ

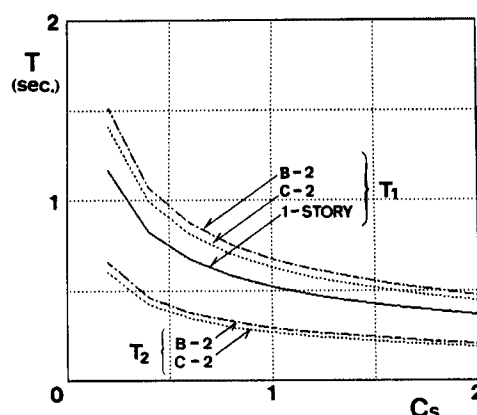


Fig. 9. Natural period (T)—shear coefficient (C_s) relationship.

て変化し、0.03-0.1 程度の値を示しているが、明らかな傾向が得られるまでには示っていないので、ここでは0.05に統一した。

4. シミュレーション解析の結果

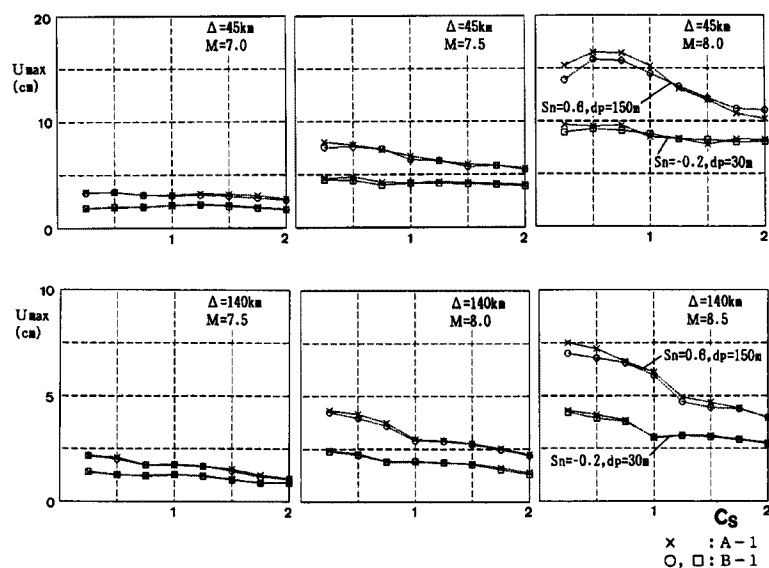
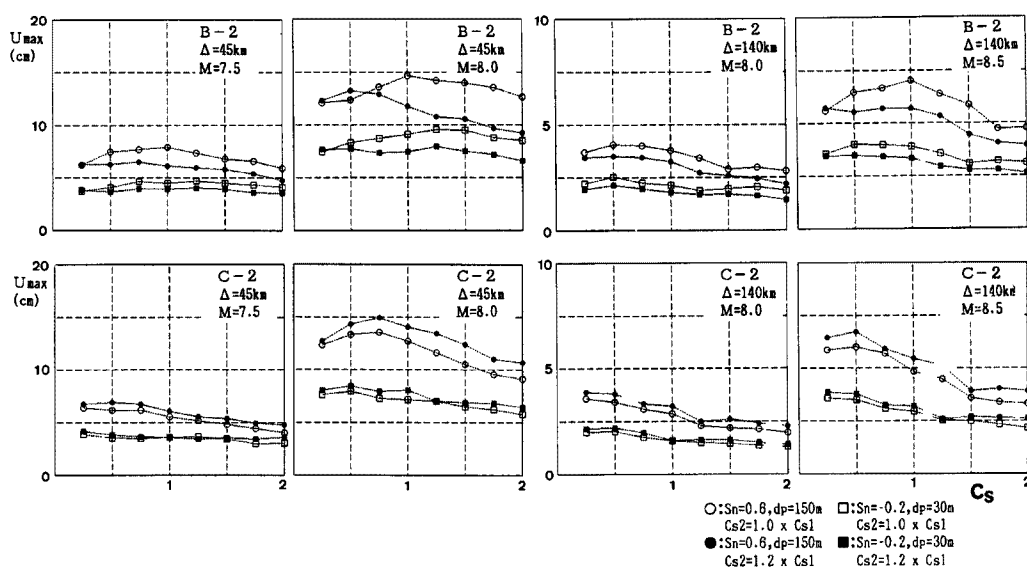
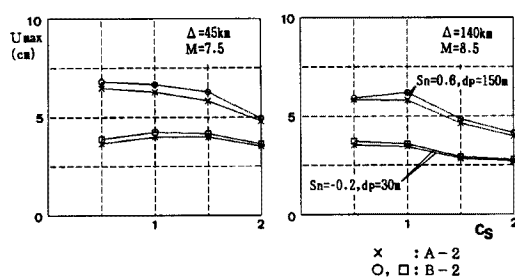
3章に示した手法を用いて、木造建造物の応答についてシミュレーション解析を行った。扱ったパラメータは3章に示すとうりであるが、入力地震動の各パラメータの組合せについて10個の入力波に対する変位応答の最大値を求めた。以後、この最大変位応答の平均値と、建造物の耐力や入力の特性ととの関係について考察する。ただし、2階建造物の最大変位応答は、各層の最大値の大きい方としている。また、 C_s の値については、修復限界における耐力の大小を規定する係数と定義しているが、ここでは、すべてのタイプについて変形1/120 rad 時の耐力に関する係数として表現している。

4.1 建造物の耐力と最大変位応答との関係

Fig. 10 には一層建造物の最大変位応答と耐力係数 C_s との関係を示す。上段に震央距離 45 km の場合、下段に震央距離 145 km の場合について示す。○□印はモデル B-1、×印はモデル A-1、また、二組あるうちの上側の線は軟かい地盤、下側は硬い地盤の応答結果を表している。どの図においても基本的には右下がりの傾向、すなわち、耐力が高い物ほど応答が小さいという一般的な傾向を示している。また、マグニチュードが小さいうちは各耐力の建物とも平均的な応答を示すが、マグニチュードが大きくなるにつれて C_s の小さい方から応答が増大していく。一方、地盤の軟弱さの影響はかなり大きく、 $S_n=0.6$ 、 $d_p=150$ m の場合、 $S_n=0.2$ 、 $d_p=30$ m の場合に比べて1~2倍の応答を示している。モデル A-1 とモデル B-1 の応答量の比較では、低い応答レベルから高いレベルまで、両者はほぼ等しい値を示し、本手法による履歴特性の差は応答にはあまり影響していないことがわかる。言い替えば、本モデルによれば、一層建造物は A-1 から C-1 まで同じ耐力を保有していればほぼ等しい応答を示すと考えられる。

Fig. 11 には、上段にモデル B-2、下段に C-2 の結果を Fig. 10 と同様に示す。○□は2層の C_s が1層の C_s と同じ場合の結果であるが、既存建物では2層の方が開口部が少ないことが多く、したがって2層の C_s の方が1層より相対的に大きいことがあるので、2層の C_s を1層の C_s の1.2倍に設定した場合についても計算を行い、●■印で示した。各層の C_s が等しい場合、C-2 については基本的には一層建造物と同様な応答性状を示しているが、B-2 については必ずしも右下がりの傾向にはなっておらず、 $C_s=1.0$ の近傍で最大応答を示す場合が多い。また、この傾向は、震央距離が近い場合に顕著である。これは、旧規準による設計では変形が2層に偏る場合が多く、特に C_s が大きくなるにつれて2次固有周期が入力の卓越振動数に近き、2次モードが励起され2層に変形が集中するためであると考えられる。また、震央距離が近いほど、また地盤が硬いほど入力卓越振動数は高くなり、以上の傾向が顕著になる。このように、入力周波数特性と建造物の振動特性(1次、2次固有周期など)は微妙に影響しあっており、これらの関係によって、1次モードや2次モードが複雑にからみあい、変形量が変化することが読み取れる。一方、C-2 では周波数特性の影響の仕方は B-2 とそれほどには違わないが、変形が特定の層に集中しないため、B-2 とは異なってほぼ右下がりの傾向を示す。2層の C_s が1層の1.2倍の場合(●■)、B-2 では建造物のせん断耐力分布が適正なものに近くなり、変形量は減少しその変化の仕方は右下がりの傾向になるが、C-2 では逆に変形が増大する傾向を示している。

最後に、Fig. 12 に Fig. 10 と同様、A-2 と B-2 の比較を示すが、1層建造物の場合と同様、両者の変形量ともほぼ一致した。これらの考察より、筋かいなしのモデルとしてモデル化されたタイプ A も、このシミュレーション解析の範囲では、耐力が等しければ応答量はタイプ B と同程度のなることが分かった。このため、現状のモデル化の精度の範囲では、タイプ A とタイプ B を区別する必要は感じられないので、これ以後は、1層建造物については1種類、2層については B-2、C-2 の2種類のタイプを考えることとし、これに含まれない新旧の差は耐力分布の差として捉えることとする。


 Fig. 10. Maximum response displacement—coefficient (C_s) relationship. (Comparison between one-story houses)

 Fig. 11. Maximum response displacement—coefficient (C_s) relationship. (Comparison between B-2 and C-2, two-story houses)

 Fig. 12. Maximum response displacement—coefficient (C_s) relationship. (Comparison between A-2 and B-2, two-story houses)

4.2 入力強度と最大応答変位との関係

Fig. 13 には、対象とした地震のマグニチュードと最大応答変位の関係を示した。上段には震央距離 45 km の場合、下段には震央距離 140 km の場合を、また、○印は軟らかい地震での例を、●印は硬い地震での例を示している。さらには、各々の図中の同じマークの 3 本の線は、 $C_s=0.25, 1.0, 2.0$ に対応する結果を表している。いずれのケースにおいてもマグニチュードが大きくなると応答量は 2 次曲線的に増大する。2 章に示したように、構造物の被害を応答量から推定することは現状では難しい問題であるが、これまで慣用的に用いられてきた尺度（層間変形 5 cm で半壊、10 cm で全壊というもの）を参考にすると、平均層間変形が 10 cm（全壊点）を越えるのは、震央距離が 140 km の場合にはなく、震央距離 45 km の場合で、軟らかい地震でマグニチュードが 7.5 を上回ったあたりからである。5 cm（半壊点）を越えるのは震央距離 140 km の場合、軟らかい地盤でマグニチュード 8 を越えるあたり、震央距離 45 km の場合では軟らかい地盤でマグニチュード 7 を越えるあたり、硬い地盤で 7.5 を越えるあたりとなっている。以上のように、震央距離や地盤の特性によってこの関係は変化するものであり、これを定量的に扱うのはかなり困難であろう。

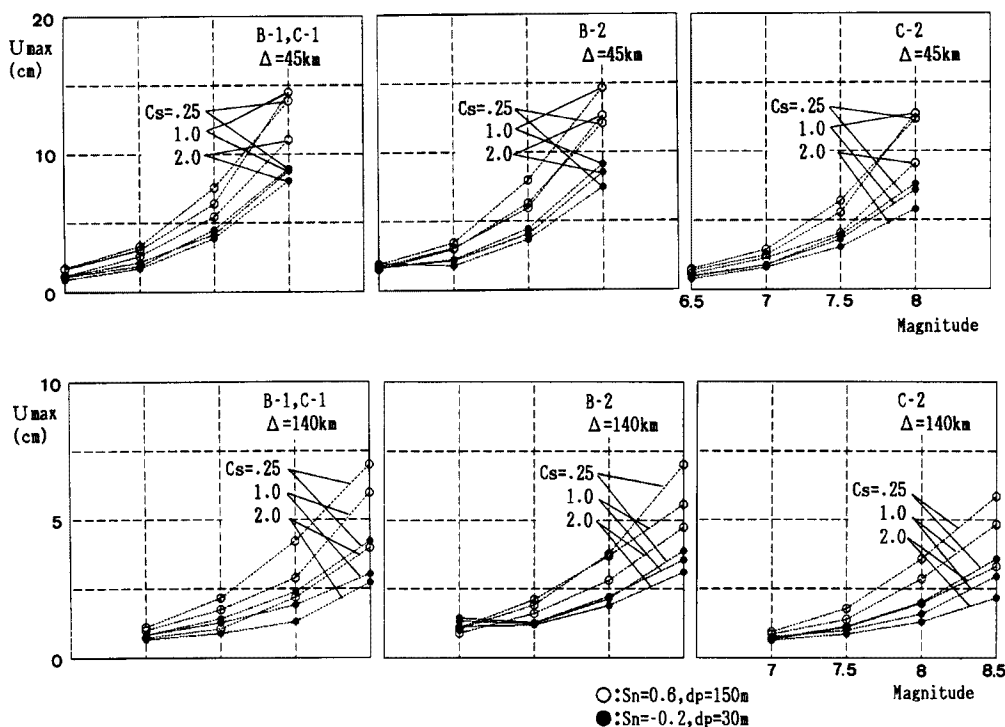


Fig. 13. Maximum response displacement—magnitude relationship.

Fig. 14 には、それぞれのタイプの $C_s=1.0$ の建物について、全ての入力平均最大加速度とその時の平均最大変形の関係を示す。右上がりの傾向は読み取れるものの、相関はあまりよくない。そこで、Fig. 15 には、地盤の特性別に、上段に $S_n=-0.2, d_p=30$ m の場合、下段に $S_n=0.6, d_p=150$ m の場合の 2 ケースについて、Fig. 14 と同様に示した。これによれば、最大地動加速度と応答変位の間には相関の高い右上がりの関係があることがわかる。すなわち、それぞれの特定の地盤においては明瞭な関係が得られるが、それは地盤によって変化するものであり、最大地動加速度と応答変位の間の一般的な関係を導くことは困難であると考えられる。これまでの構造物の被害推定では最大地動加速度より被害を推定する場合が多かったが、これには上記の理由により注意が必要となろう。また、最大地動加速度と応答変位の間の関係は、平均層間変形が 8 cm 程度になるまではほぼ直線で近似することができるが、それ以後、急激に応答量が増大してい

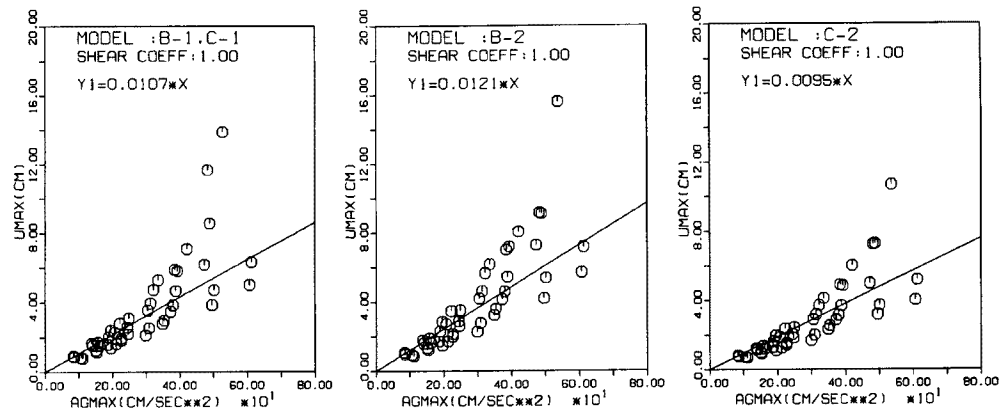


Fig. 14. Maximum response displacement—maximum acceleration of input ground motion relationship.

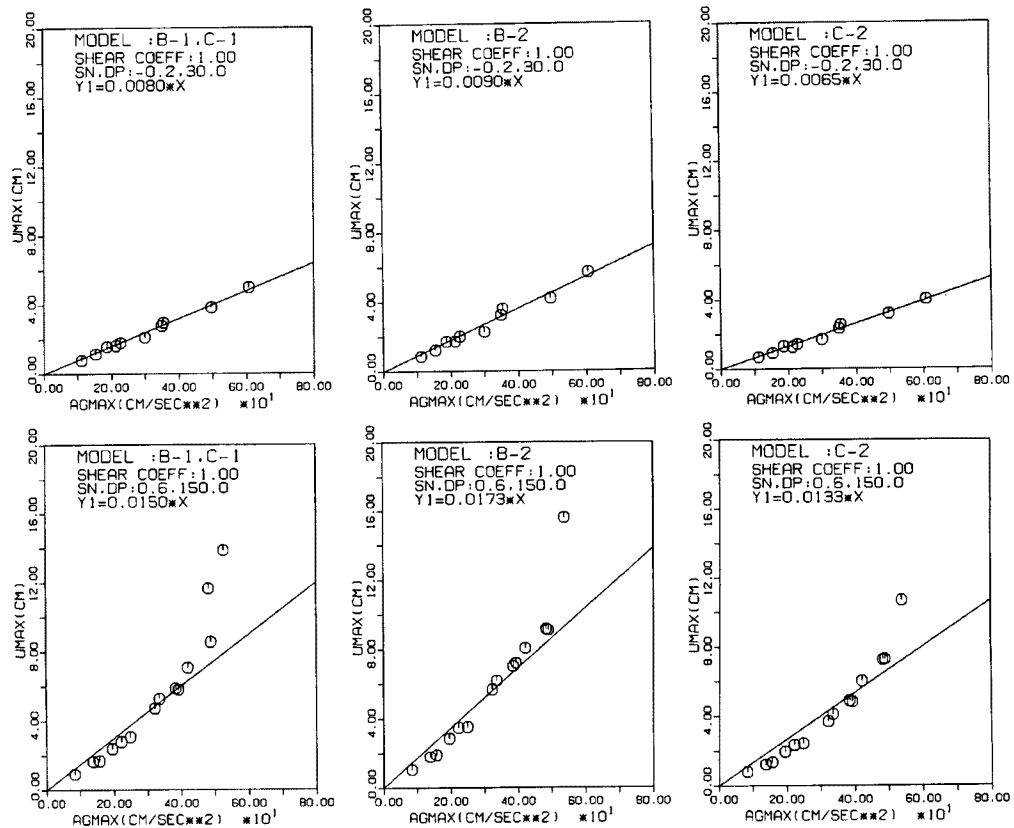


Fig. 15. Maximum response displacement—maximum acceleration of input ground motion relationship for each soil condition.

くことがわかる。図中に示した直線は応答変位が8 cm までの点について回帰分析を行ったものである。設定したスケルトンの最後の折れ点の変位は4.5 cm であるので、ほぼこの倍の変形で本モデルの構造物は不安定な現象を示していることになるが、この点は構造物の破壊につながるクリティカルな点とも考えられよう。

Fig. 16 は、それぞれのタイプの $C_s=1.0$ の建物について、全ての入力地震動の平均最大速度とその時の

最大層間変形の関係を示すが、種々の地震・地盤条件が含まれるにもかかわらず、相関の高い右上がりの傾向が読み取れる。これは、入力最大加速度の場合とは違って地盤の持つ周波数特性にはかわらず、一定の傾向を持つことを示すものである。よって、ここでは入力の最大速度と最大変位との関係を簡単な回帰分析によって定量的に表現することを試みる。

最大地震加速度の場合と同様、最大速度と応答変位の間の関係は、平均層間変位が8 cm 程度になるまではほぼ直線で近似することができるが、それ以後、急激に応答量が増大していくことがわかる。この傾向は $C_s=1.0$ の場合だけでなく、他の耐力の場合も全く同様であった。よって、ここでは各タイプについて、0.2 から 2.0 までの耐力係数 C_s を持った構造物のそれぞれについて、変位が 8 cm までの点について直線で自乗回帰を行った。相関係数は各ケースについてすべて 0.98 以上であった。このようにして求めた回帰直線の係数（傾き）と C_s の関係を Fig. 17 に示す。ただし、縦軸は1000倍にしてある。これによると、1層モデル (B-1, C-1) と C-2 タイプについてはほぼ右下がりの直線的な傾向が見られるが、B-2 については前にも述べたように C_s が 0.8 から 1.0 で最も傾きの係数が大きく（変形が大きくなり易く）なっており上に凸の形状を示している。よって、ここでは C_s と傾きの係数 A_1 について、1層モデルと C-2 では直線で、B-2 モデルでは3次曲線で近似することとした。図中にはこれらの近似曲線も併せて示している。以上の自乗解析の結果を式で表すと次のようになる。

$$U_{max} = A_1 \times V_{gmax} \dots \dots \dots (10)$$

ここで、 U_{max} は応答変位、 V_{gmax} は地動速度の最大値であり、 A_1 は以下の式で示される。

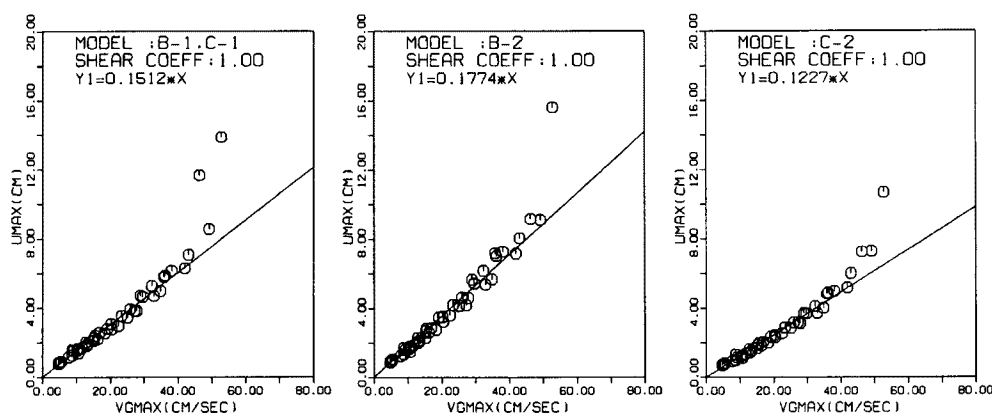


Fig. 16. Maximum response displacement—maximum velocity of input ground motion relationship.

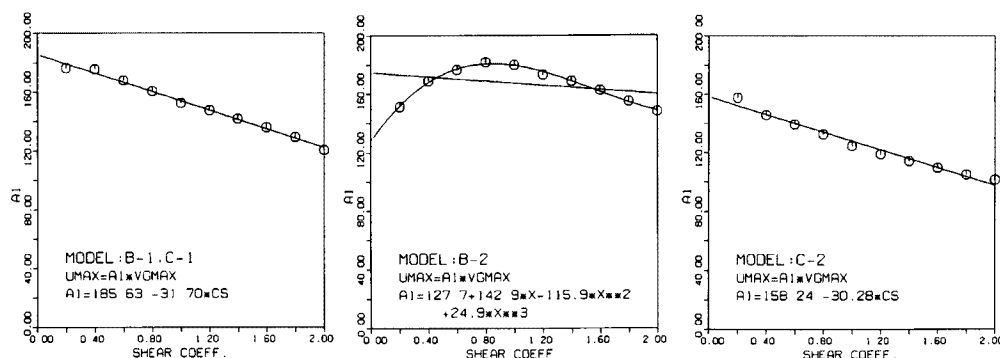


Fig. 17. Relationship between coefficient by regression analysis and C_s .

$$A_1 = 0.1856 - 0.0317 \times C_s \quad (\text{モデル B-1, C-1}) \dots\dots\dots (11)$$

$$A_1 = 0.1277 + 0.1429 \times C_s - 0.1159 \times C_s^2 + 0.0249 \times C_s^3 \quad (\text{モデル B-2})$$

$$A_1 = 0.1582 - 0.0303 \times C_s \quad (\text{モデル C-2})$$

この式を用いれば、何らかの形で対象とする地域の地動最大速度が得られれば、各モデルについて概略の平均最大変形が求められる。

5. 京都市を対象とした木造建築物の地震応答推定

本章では、3章において示した応答推定手法を応用して、京都市の一部を対象として木造建築の想定地震時における応答量の概略的な推定を行った。応答推定を行うに当たって、まず、対象とする各地域の地動最大速度を求めなければならない。これには、種々の手法が考えられるが、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手法のうち、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_o を用いて求める手法を採用した。

対象とした地域は、Fig. 18 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、ほぼ 1.5 km ごとに Site A から L までの 12箇所とした。北部の Site A から E 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。また、これらの地域はすべて家屋が高度に密集した地域である。小堀¹¹⁾らによってまとめられた京都市内ボーリングデータ集¹²⁾より、対象とした各サイトの 500 m メッシュ内の各データについて S_n を計算し、その平均値をその地区の S_n 値とした。

京都市防災会議において、小沢¹³⁾は京都に被害をもたらす地震として京都盆地北部を震央とした $M=6.4$ 、南部を震央とした $M=6.8$ 、琵琶湖北西岸を震央とした $M=7.5$ の 3つの地震を想定している。ここでは琵琶湖北西部の地震について考えることとし、マグニチュードは想定地震を中心として 6.9 から 7.8 まで 0.3 きざみに変化させた。

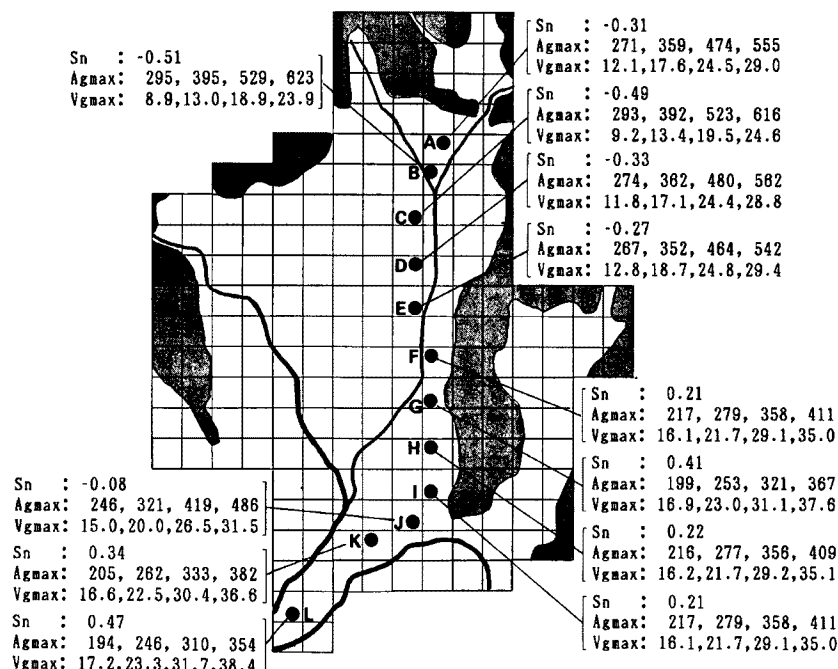


Fig. 18. Estimated maximum acceleration and velocity of soil surface motion in Kyoto by supposed earthquake.

以上の条件の下で各サイトの最大加速度, 最大速度を算出し, Fig. 18 中に併せて示した。各項とも4つの数字はそれぞれ $M=6.9 \sim 7.8$ の場合に相当する。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。また, マグニチュードが 7.8 となると, 最大速度は最も大きい地域では 38 kine となった。なお, 杉戸・亀田は京都市全域を対象として, ここで用いた手法によってマイクロゾーニングを行っている¹⁴⁾。

各地域における木造建造物のタイプ別の応答量を 3 章の方法で推定するには, 各タイプの耐力係数 C_s を求めるため実際の壁率の分布が分からなければならない。しかし, これまでにおける壁率分布の調査例は乏しく, 京都における調査例も見あたらない。また, 3 章でモデル化したタイプ A (基準法制定以前のもの) については, 実際の壁率分布はほとんど分かっておらず, また, モデル化の精度もタイプ B, C に比べれば悪いと考えられるので, 今回は考慮せず今後の研究・調査の結果を待つこととする。そこで, ここではタイプ B を 2 分して, Fig. 19 に示した東京都による昭和 45 年頃建てられた在来工法 2 階建の壁率に関する調査, 坂本らによる基準法改正直前の東京での在来工法 2 階建の壁率に関する調査¹⁵⁾, 同じく基準法改正後に建

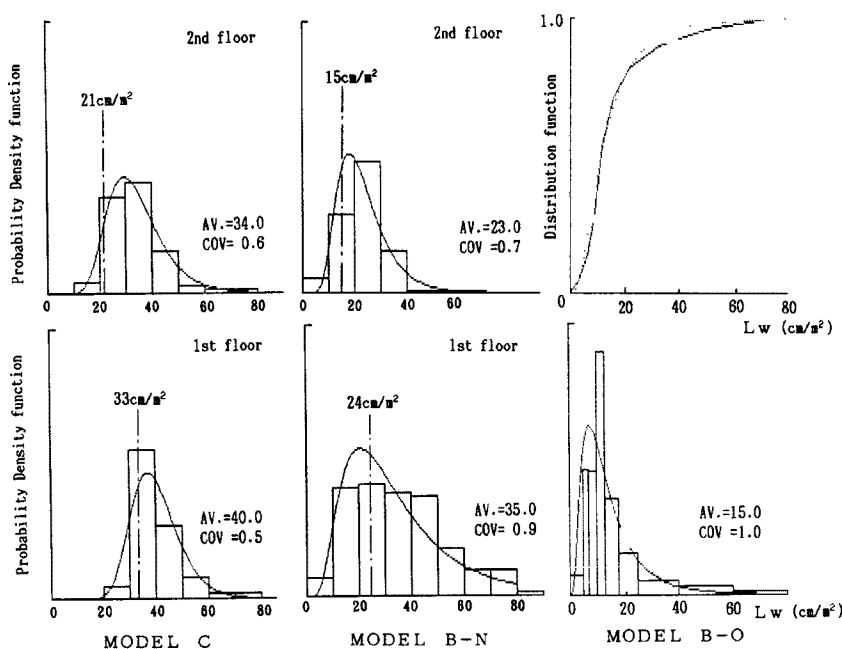


Fig. 19. Distribution of wall ratio obtained from several survey.

てられた仙台, 静岡での在来工法 2 階建の壁率に関する調査¹⁶⁾ による結果によってそれぞれの時代の分布を代用することとし, 各々の壁率分布を持つ建物群を新たにモデル B-O, モデル B-N, モデル C と呼ぶこととする。図中に示した曲線はモデル B-O の上図に示した様に, 分布関数が等しくなるように対数正規分布で近似したものである。 C_s は, 壁率を図中に合わせ示したそのタイプにおける壁率規定値で割ることによって得られるが, モデル B-N, C においては壁率分布が 1, 2 階別に求められているので, それぞれの分布を C_s の分布へ変換した後, 両者を総合して新しい分布とした。このようにして得られた各モデルの C_s 分布を Fig. 20

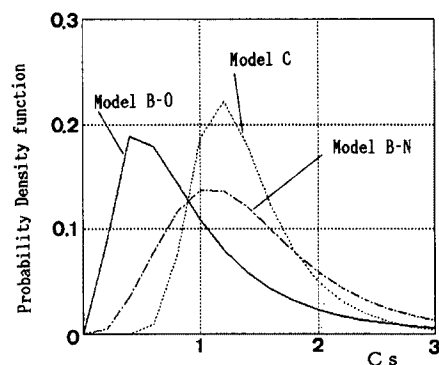


Fig. 20. Distribution of coefficient (C_s) for each model.

に示す。昭和40年代の耐力は標準設計 ($C_s=1.0$) よりはかなり低いこと、基準法改正直前になると耐力はかなり上昇するがそのばらつきは大きいこと、基準改正後は耐力はさらに上昇しそのばらつきも小さくなっていること、などが読み取れる。

上記で求めた各地域の最大速度、各モデルの耐力分布を用いて、3章で示した回帰式(式-9, 10)によって想定地震時の応答量の推定を行った。但し、全ての場合について変形 $1/120 \text{ rad}$ 時の耐力係数 C_s について回帰を行っているのに対し、上記の壁量より求めた C_s 分布はそれぞれのタイプの修復変形時の耐力に相当しているので、モデル B-O, B-N については $1/120 \text{ rad}$ 時に対する修復変形時 ($1/60 \text{ rad}$) の耐力の比 (1.4) で C_s 値を割って用いた。Fig. 21 には、サイト B, F, L におけるモデル B-O, C の最大変形量の分布を示す。左側が $M=6.9$ の場合、右側が $M=7.5$ の場合である。また、B-O-2 はモデル B-O の2階建を示す。4章でのシミュレーション解析の結果では、最大変形の平均値が 8 cm を越えると応答が発散する現象が見られたが、これは、従来の被害推定において、 $8-10 \text{ cm}$ で全壊としているのにも調和的であるので、ここでもこの変位を限界変位とする。 $M=6.9$ の場合は、各サイト、各モデルとも 3 cm 以下であるが、京都市の想定地震である $M=7.5$ の場合は、軟弱な地盤であるサイト L ではモデル B-O は $4-6 \text{ cm}$ 、モデル C では $2-5 \text{ cm}$ の最大平均変位を示している。本手法では応答の平均値のみを扱い、地震動の不確実性による応答変位のばらつきは考慮していないので、実際の変形量はこれ以上にばらつくと考えられ、例えば、地震動の不確実性によるばらつきが正規分布となり、その変動係数が 0.2 程度と仮定すると、平均変位が 6 cm となると限界点である 8 cm を越える確率は 10 数パーセントとなる。それに比べて、比較的硬い地盤であるサイト B ではモデル B-O の最大平均変位は 3.5 以下であり、地盤の違いにより応答量にかなりの差が生じることがわかる。

次に、モデルそれぞれに、各耐力に対応する応答変位をその耐力の出現頻度で重み付けして平均をとった。この操作によって、各モデル内の耐力分布、さらにはそれによる周波数特性の影響がまるめられ平均的な特性が得られ、Fig. 22 に示すように、地動速度と最大変位との関係は各モデル毎に一本の直線となる。この関係を用いて求めた各モデルの推定平均変位応答の地点による変化を Fig. 23 に表す。4本の線は左からそれぞれ $M=6.9, 7.2, 7.5, 7.8$ の場合を示す。全体的な傾向としては北から南へ向かうほど変形量が増大

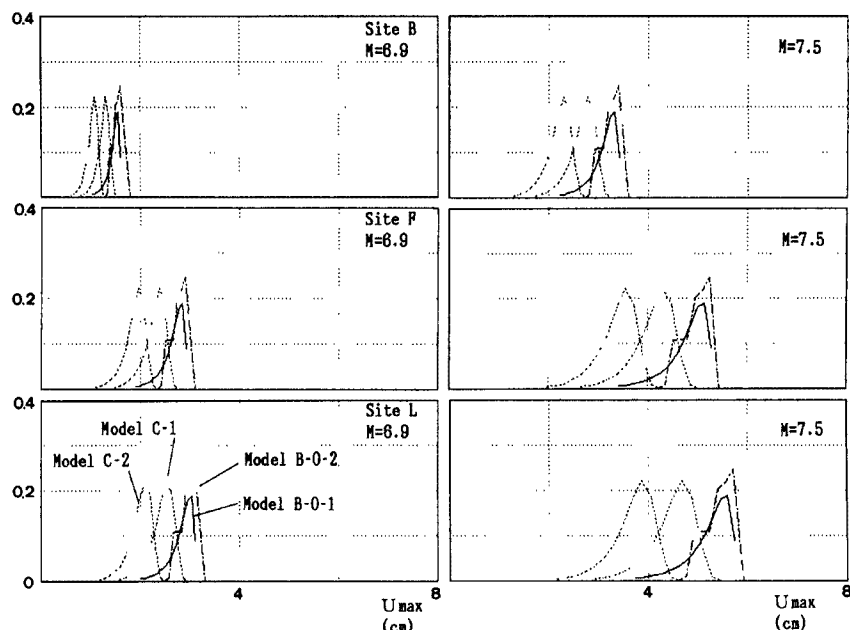


Fig. 21. Distribution of maximum displacement obtained from analysis for each model.

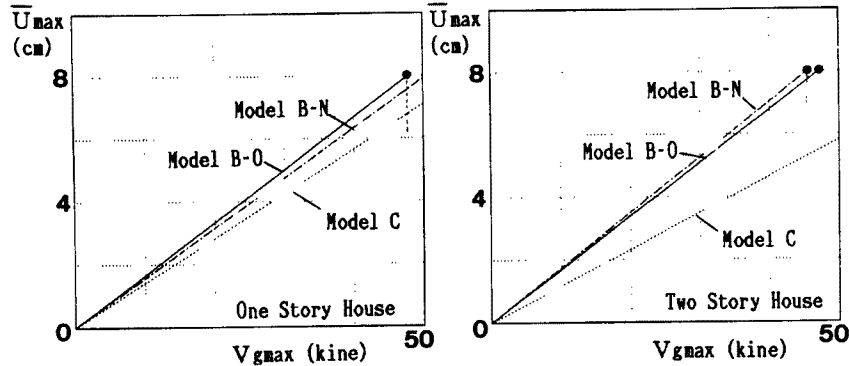


Fig. 22. Relationship between averaged maximum response displacement and maximum velocity of input ground motion for each model.

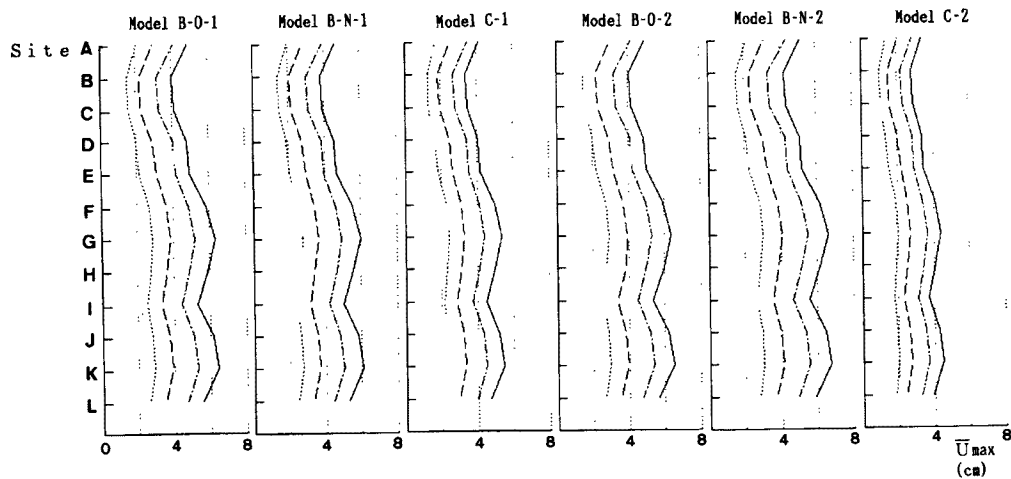


Fig. 23. Change of averaged maximum response displacement.

し、その差は1-2 cm 程度になること、モデル C では変形量が地盤の変化、マグニチュードの増大によってそれほど増大しないのに対し、モデル B-O, B-N ではかなり変化する。従来の判断規準に従って変形 4 cm で半壊点とすると、 $M=7.5$ では、かなりの地点でモデル B-O, B-N の平均変位がこれを上回り、これらの家屋の半数以上が半壊することがわかる。この図によれば各地点における各モデルの、それぞれのマグニチュードの地震に対する平均的な応答変位が概括的に読み取ることができ、これに被害の判定規準を結び付ければ簡便な被害推定法として用いることも可能であろう。

6. 結 論

本研究においては、先ず、都市における建築構造物の地震時の被害推定を行うための基礎研究として、地震被害想定の実状と問題点の整理を行った。さらには、被害想定手法構築の第一歩として、在来軸組工法の木造住宅を対象として地震応答の推定方法を示し、その方法を用いてシミュレーション解析を行い、地震入力や木造構造物の特性が最大応答量に及ぼす影響を中心に考察を行った。本研究によって得られた結果を以下にまとめて示す。

(1) 地震入力の評価、構造物の動特性のモデル化、被害評価の尺度を中心に今後の課題を抽出したが、そのうち特に重要なものとしては、

- ・構造物への入力としての地震動の評価のポイントを決め、それを推定する簡便な手法を導くこと
 - ・都市における種々の構造物について、少ないパラメータで、その動特性を十分に表現できる簡便なモデル化の手法を見いだすこと
 - ・構造物の応答と実際の被害とを結ぶ構造的、経済的、機能的など、様々な観点からの規準を設定し、被害推定を行うと共に、既往の地震被害と解析結果を比較し、解析の精度を高めること
 - ・振動被害のみならず、今後は、液状化を含む地盤破壊に伴う被害についての研究も積極的に進めること、などが挙げられる。
- (2) 木家建物を設計年代別に分け、そのスケルトンカーブとエネルギー消費量に注目してモデル化しシミュレーション解析を行ったが、その結果、地震入力と構造物のそれぞれの周波数特性は、微妙に影響しあっており、必ずしも耐力の高いものの応答が小さくはならないが、入力地震動の最大速度と構造物の最大変位は、種々の地盤条件下においても、構造物が破壊に到るまで、かなり明快な線形関係を持つことが示された。一方、入力の最大加速度との関係は地盤の特性にかなり影響されることが分かった。
- (3) シミュレーション解析の結果をふまえて、入力地震動の最大速度と構造物の最大変位の関係を自乗回帰分析し、その結果を用いて、京都市を対象として、簡単な応答推定をおこなった。モデル化自身にもまだ問題が多くあり、また用いた仮定も多いが、想定地震に対する各種木造構造物の応答量の目安を知ることができると考えられる。

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 RC 構造物などに対するモデル化も進め、さらには構造被害に関する被害評価規準を定め、これまでの地震被害と比較していく予定である。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 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，昭和62年10月，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，京大防災研究所年報，31号，1988.
- 3) 望月利男：東京都区内における木造家屋の震害予測のための実態調査と地震応答計算について，日本建築学会論文報告集，第230号，昭和50年4月，pp. 73-83.
- 4) 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，昭和59年3月，pp. 89-96.
- 5) 大橋好光・坂本 功：木造住宅の地震応答解析（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），昭和60年10月，pp. 1213-1214.
- 6) 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，昭和59年3月，pp. 96-107.
- 7) Sugito, M. and Kameda, H., "Prediction of Nonstationary Earthquake Motions on Rock Surface", Proc. of JSCE Pstructural Eng./Earthquake Eng., Vol. 2, No. 2, October, 1985.
- 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一，京大防災研究所年報，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，京大防災研究所年報，第30号 B-2，1987，pp. 107-119.
- 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，pp. 39-60.
- 11) 小堀鐸二：京都の地震について，京都市防災会議，1978.
- 12) 京都市住宅局：京都市内ボーリングデータ集，1986.

- 13) 小沢泉夫：京都市に被害をもたらす地震の想定について，京都市防災会議，1978.
- 14) 杉戸真太・亀田弘行：地盤の非線形増幅特性を考慮した地震動マイクロゾーニングについて，土木学会関西支部都市防災シンポジウム講演集，昭和62年10月，pp. 105-110.
- 15) 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），昭和57年10月，pp. 2089-2090.
- 16) 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），昭和59年10月，pp. 2649-2650.