

# 建物被害データと再現強震動による RC 造建物群の被害予測モデル

## DAMAGE EVALUATION MODELS OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS BASED ON THE BUILDING DAMAGE STATISTICS AND SIMULATED STRONG MOTIONS

長戸 健一郎\*, 川瀬 博\*\*

*Kenichiro NAGATO and Hiroshi KAWASE*

In this paper, we try to estimate the actual yield strengths of reinforced concrete (RC) buildings based on the damage statistics in Kobe surveyed after the Hyogo-ken Nanbu earthquake of 1995 and nonlinear response analyses for synthetic waveforms simulated by Matsushima et al. (2000). First, we construct a set of building models that represents the RC building stock in Kobe and we create a plausible nonlinear multi-degrees-of-freedom models for four different heights of buildings based on the current code and practice. We must assume the damage criterion and the strength distribution a priori. When we calculate the damage ratios for these standard models we find that they are so high that we must increase the average yield strengths in order to match the calculated damage ratios to the observed. The estimated average yield strengths are much higher than those based on the code, especially for low-rise buildings. Using this set of building models we succeed to reproduce the belt-shaped area with high damage ratios in Kobe.

**Keywords:** *damage evaluation, reinforced concrete building, building damage ratio, simulated strong motion*  
被害予測、RC 造建物、建物被害率、再現強震動

### 1. はじめに

地震時に建物群が受ける被害を定量的に推定することは、都市の地震防災を考える上で極めて重要なことである。そのためには、建物の耐震性能を正しく評価する必要がある。また同時に、入力となる地震動も適切に推定されるべきである。これらの研究は、1995年兵庫県南部地震以降、特に注目され、様々な成果が発表されている。しかしその多くは個別建物の評価を目的としたもので、面的あるいは統計的評価を目的とした研究は比較的少ない。これは主として実際に建物に入力したであろう強震動を面的に評価することが困難であったためと考えられる。

こうした面的あるいは統計的なアプローチを試みたものとして宮腰ら<sup>1)2)</sup>の研究が挙げられる。彼らはまず兵庫県南部地震における神戸市及びその周辺地域の面的な最大地動速度分布を低層住宅の被害率から推定し、その分布と建物の被害調査をもとに用途・高さ別の被害関数を構築した。さらに、入力地震動レベルと建物構造特性とを関連づけた上で地震応答解析により被害関数を求め、建物被害データから求めた被害関数との関係について比較・考察を行った。また、林ら<sup>3)</sup>は兵庫県南部地震において比較的被害の多かった6階建て以上の建物を含むRC造建物被害調査結果とやはり低層住宅の被害率から推定した最大地動速度分布の推定結果を基に、RC造建物の

被害と地震動強さの関係、さらに被害建物の耐震性能についてマクロな観点から分析・検討を行っている。これらの先駆的研究は有用な結果を提供してくれているが、構造物モデルとしては一自由度系に置換されており、層間変形の高さ方向分布など多層構造物の応答はモデル化されていない。また指標とされている面的な入力地震動レベルは建物被害率から推定したものであるため、それから再び建物被害率を推定するということは、構造物のタイプが違うとはいえ、循環論法に陥る危険性をはらんでいる。

被害地域での面的な入力を定量的に評価することは観測記録のみでは不可能である。しかし、最近の強震動地震学の進展と被災地での地下構造探査によって神戸地域での強震動波形を精度よく再現することが可能となってきている。すなわち、松島ら<sup>4)</sup>に見られるように、震源と地下構造の不均質性を考慮することにより数値シミュレーションで広い領域において観測記録を良く再現するとともに「震災の帯」に良く対応する大速度振幅域を生成することができるようになった。

ここでは松島ら<sup>4)</sup>によって再現された地震波に基づく地震応答解析と兵庫県南部地震のRC造建物被害データを用いて、既存RC造建築物群の耐力を推定し、観測被害データを良く再現できる耐力分布を有する被害予測モデルを策定する。以下、まずはじめに本論で用

\* 九州大学大学院人間環境学府 大学院生・修士(工学)  
\*\* 九州大学大学院人間環境学研究院 教授・工博

Graduate School of Human-Environment Studies, Kyushu University, M. Eng.  
Prof., Faculty of Human-Environment Studies, Kyushu University, Dr. Eng.

いた耐力の推定手法について記述し、次に本論で用いる建物被害調査データとそれに基づき算定した被害率（以後、観測被害率と呼ぶ）について示す。さらに地震応答解析に用いる建物モデルと入力地震動について述べた後、これらに基づいた建物耐力の推定結果を示し考察を加える。最後に推定した耐力を用いて解析領域の被害分布を算定し、実被害との比較・検討を行う。本論文で提案する被害予測モデルにより、予測強震動が与えられれば RC 造建造物の被害が予測できるようになるとともに、今後の耐力の増大や低下が与える影響なども評価可能となる。また、このモデルに観測地震動を入力することにより、地震動の建物破壊能力を評価、比較することも可能となる。

2. 耐力の推定手法

著者らは以下に示す手順で既存 RC 造建物の耐力を推定した。

- 1)兵庫県南部地震の RC 造建物の被害調査結果<sup>5)</sup>に基づき、観測被害率を求め。
- 2)設計基準に基づき建物モデルを設定する。本論では、これを標準建物モデルと定義し、耐力推定の基準とする。
- 3)標準建物モデルの地震応答解析を行い、設定した破壊クライテリアに基づきモデルの被害の有無を決定し、被害率を求め（以後、解析被害率と呼ぶ）。
- 4)観測被害率と解析被害率を比較し、有意な差があれば、モデルの耐力を変更し、再度地震応答解析を行い新たな解析被害率を得る。
- 5)解析被害率が観測被害率をほぼ再現できるまで 4)の手順を繰り返す。

3. 観測被害率の算定

日本建築学会近畿支部により、兵庫県南部地震における RC 系建築物の全数調査<sup>5)</sup>が行われている。調査は神戸市灘区・東灘区での震度階 7 の区域内に建つ RC 系建築物全 3911 棟（うち 3534 棟は一般建物、残り 377 棟はピロティ形式建物）について行われており、階数別、建設年代別のデータとなっている。本論では、建物群の面的な耐震性能を把握することに焦点をあてているので、少数ながらその特性は一般構造物とは異なると思われるピロティ形式建物は除外する。そこで、一般建物データを用い、この調査で大破及び倒壊と判定された棟数を被害棟数とし、それを全棟数で割ったものを観測被害率と定義する。ここで、1 階建て及び 14 階建て以上の建物は被害棟数がほとんどなく、総数も少ないので除外し、2 階建てから 13 階建ての建物データを用いることにする。また、建設年代区分、建物階数等が不明なデータも除き、最終的に Table1 に示す 3341 棟のデータを用いる。さらに、1981 年の改正建築基準法施行をふまえて、データを建設年代で 1982 年以前（以後、旧耐震と呼ぶ）と 1982 年以降（以後、新耐震と呼ぶ）の 2 つに分けてそれぞれの被害率を算定することにする。また、建物高さの違いによる周期特性の違いを考慮し、3,6,9,12 階建てを想定した 4 種類のモデルに合わせて観測被害率を算定する。具体的には n 階建てのモデルは n 階建ての建物に加え (n±1) 階建ての建物被害率を代表するものとする。Table1 と Fig.1 に算定した観測被害率を示す。従来から言われているように中層（6-9 階建て）の被害率が比較的高く、また、新旧耐震で有意な差があることがわかる。なお、12 階建モデルに関しては、新耐震の

方が旧耐震より被害率が大きくなっているが、これは、被害棟数、全棟数ともにデータが少ないためと考えられる。Fig.2 に各モデルの存在比率を示したが、3,6F モデルで全体の 9 割以上を占めていることがわかる。

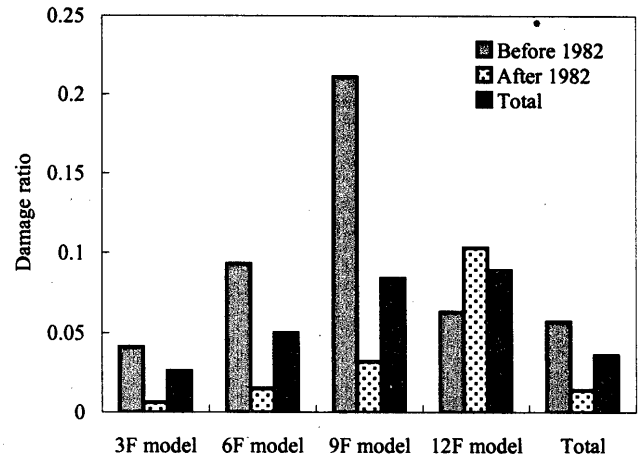


Figure 1. Observed damage ratios based on building damage data listed in Table 1, which are separately calculated for floor numbers (3, 6, 9, and 12) and construction age (before 1982 and after 1982).

Table 1. Building damage data based on the survey in Kobe conducted by Architectural Institute of Japan Kinki Chapter.

	Story no.	2F	3F	4F	5F	6F	7F	
	Before 1982	Severe	4	8	15	8	1	6
	Collanse	3	6	16	17	3	3	
	Number of buildings	217	515	536	293	60	55	
	Damage ratio	0.041			0.093			
After 1982	Severe	0	1	2	3	2	3	
	Collanse	0	1	3	0	0	1	
	Number of buildings	82	427	459	309	120	92	
	Damage ratio	0.006			0.015			
Total	No. of damage	7	16	36	28	6	13	
	No. of buildings	299	942	995	602	180	147	
	Story no.	8F	9F	10F	11F	12F	13F	Total
	Before 1982	Severe	1	1	1	1	0	0
	Collanse	3	1	1	0	0	0	53
	Number of buildings	23	7	8	15	0	1	1730
	Damage ratio	0.211			0.063			0.057
After 1982	Severe	0	2	1	2	0	1	17
	Collanse	0	0	0	0	0	0	5
	Number of buildings	45	25	23	19	9	1	1611
	Damage ratio	0.032			0.103			0.014
Total	No. of damage	4	4	3	3	0	1	121
	No. of buildings	68	32	31	34	9	2	3341

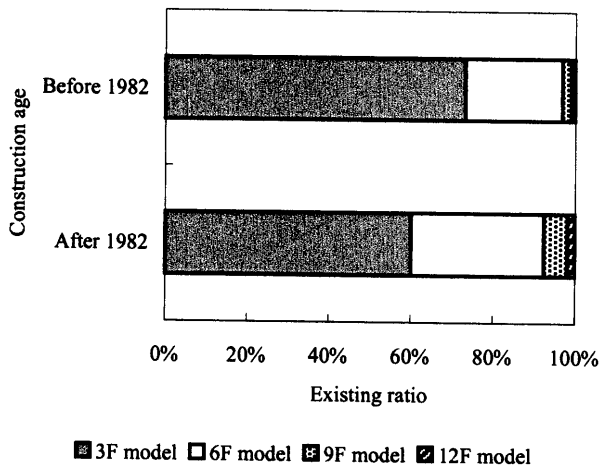


Figure 2. Existing ratios of building models calculated from building data shown in Table 1, separately for construction age (before 1982 and after 1982).

4. 地震応答解析

4.1 建物モデル

3章で述べたように解析には3,6,9,12階建てを想定したの4種類のモデルを用いる。モデルは多質点せん断型モデルで、各層の復元力特性はDegrading tri-linear型(以後、D-tri型)とし、減衰は瞬間剛性比例型、減衰定数は5%とする。また、解析にはNewmarkのβ法を用い、β=1/4(0.25)、時間間隔は0.005sとする。

モデルの各層の耐力は次式で定義する。

$$C_{yi} = A_i C_y \quad (1)$$

ここで、 $C_{yi}$ はi層の層せん断力係数、 $A_i$ は高さ方向の分布を示す係数( $A_i$ 分布)、 $C_y$ は降伏ベースシア係数である。各モデルの $A_i$ 分布形状をFig.3に示す。なお、旧耐震の建物は $A_i$ 分布で耐力が規定されていたわけではなく、規定上は旧耐震の水平震度分布がこれに替わるものと考えられるが、実際には各階ともほぼ同一の柱断面を用いるなど計画上の理由から上層の耐力に余裕をもたせた設計が多いものと推定される。実際の建物の耐力分布に関する確かな情報は得られていないので、ここではこうした現実的な設計プラクティスを考慮し同じ $A_i$ 分布を仮定した。

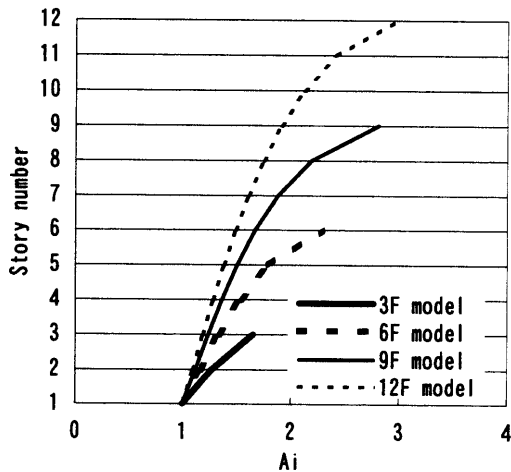


Figure 3.  $A_i$  distributions separately for 3, 6, 9, and 12 model.

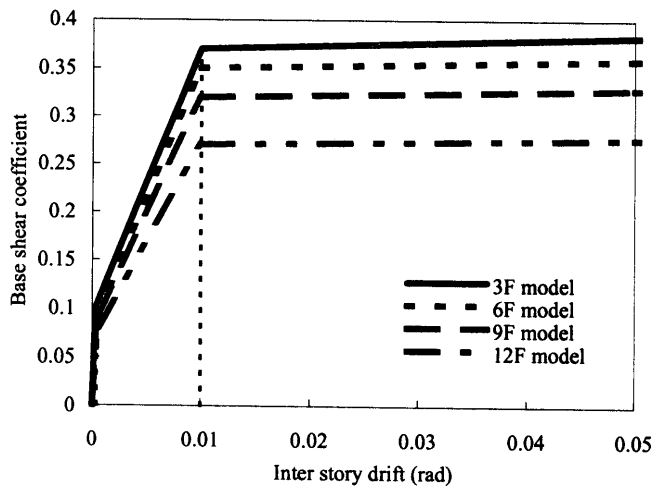


Figure 4. Nonlinear relationships at the basement of standard models

Table 2. Parameters of standard building models

	3F model	6F model	9F model	12F model	
Weight (tf)	1	139	397	397	397
	2	131	368	368	368
	3	131	360	360	360
	4		343	343	343
	5		339	339	339
	6		336	336	336
	7			332	332
	8			328	328
	9			318	318
	10				318
	11				317
	12				413
Story height (cm)	1	383	465	465	465
	2	358	370	370	370
	3	355	360	360	360
	4		355	355	355
	5		350	350	350
	6		350	350	350
	7			350	350
	8			350	350
	9			350	350
	10				350
	11				350
	12				350
1 <sup>st</sup> yield inter story drift (rad)	0.0003	0.0004	0.0004	0.0005	
1 <sup>st</sup> yield base shear coef.	0.1	0.09	0.09	0.08	
2 <sup>nd</sup> yield inter story drift (rad)	0.01	0.01	0.01	0.01	
2 <sup>nd</sup> yield base shear coef.	0.37	0.35	0.32	0.27	
1 <sup>st</sup> natural period	0.30	0.49	0.57	0.77	
2 <sup>nd</sup> natural period	0.13	0.20	0.23	0.30	

モデルの設定にあたっては、文献<sup>9)</sup>に低層 RC 造 (3 階建て) 建物、中層 RC 造 (12 階建て) 建物の設計例が示してあり、本論ではそれを参考にする。3 階建て建物に関しては現行の新耐震基準に、12 階建て建物に関しては 1990 年制定の日本建築学会編「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」に基づいて設計されている。そこで、本論ではこれらの例に示されている建物を、現在の標準的な設計耐力を持った標準建物モデルとみなし、その耐力を標準設計耐力として定義し、既存 RC 建物群の耐力推定の基準とした。6 層モデルと 9 層モデルに関しては適当な例がないため、3 層と 12 層の中間の耐力を持つとして耐力を設定した。なお、本論では、D-tri 型の第 2 降伏点に対応するベースシア係数を建物耐力と考えることにする。標準建物モデルの緒元を Table2 に、復元力特性を Fig.4 に示す。

## 4.2 入力地震動

松島ら<sup>4)</sup>は六甲山地から大阪湾までの、震災の帯を含む 42km×18km の領域で 3 次元有限差分法を用いた強震動シミュレーションを行っている。そこで、本論ではその再現波を入力地震動として用いた。再現波形は 80m メッシュで、42km×18km の領域すべての点で得られているが、本論では、x 軸方向 (N57° E) 160m、y 軸方向 (S33° E) 80m ピッチで、Fig.5 に示す建物被害データの得られている灘・東灘区 (中央区・芦屋市の一部を含む) の領域を網羅するメッシュ点の再現波 (N33° W、N57° E 成分) を用いる。解析領域における再現波の最大速度分布を Fig.6 に示す。いわゆる震災の帯と呼ばれる領域で大きな速度が見られ、観測事実と対応していることがわかる。なお、本論文では大阪層群上面の再現波をそのまま基礎固定の構造



Figure 5. Analyzed area using in this study.

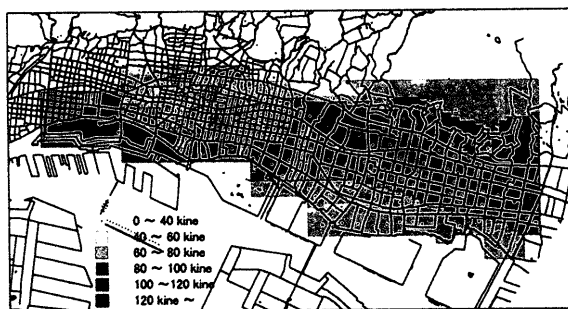


Figure 6. Peak ground velocity distribution of strong motions used for the estimation of the building strengths.

物に入力しており、表層地盤の増幅を考慮していない。これは再現波が地表観測波とほぼ同程度の振幅となっている<sup>4)</sup>ことが根拠のひとつであるが、地盤の非線形化や相互作用効果によりこの増幅効果はかなり相殺されるということも考慮して判断したものである。しかし、その影響の定量的評価については今後検討していきたい。

## 5. 既存 RC 造建物の耐力推定

### 5.1 標準建物モデルの解析被害率

解析被害率の算定にあたっては、次のような仮定を用いる。

- 1) 建物群の耐力  $C_y$  にばらつきを与え、同一レベルの地震動でも、被害の有無が生じるとする。
- 2) 建物耐力の確率密度分布として Shibata<sup>7)</sup>が 1978 年宮城県沖地震の被害調査 (1 層～5 層建築物で、3 層建築物が約半数) に基づき求めた平均値 0.095 (実値として 1.1)、標準偏差 0.423 の対数正規分布を採用し、この分布にベースシア係数をかけたものを耐力分布として用いる。
- 3) モデルの破壊クライテリアとして、RC 柱の実験結果<sup>8),9)</sup>によれば層間変形角 1/50 程度で最大耐力を発揮し、その後 1/25 程度まで徐々に耐力が低下するとされているので、本論では、最大層間変形角が 1/30rad 以上になったモデルが大破以上の被害を受けたものとする。
- 4) 被害を受けたモデルの存在比率を合計したものを被害率と考える。
- 5) N33° W 成分・N57° E 成分どちらかの結果が仮定 3) を満たせば、被害を受けたとし、4) の仮定により解析被害率を求める。
- 6) 建物データに基づき市販 GIS のソフトウェアである SIS を用いて建物存在比率を求め、それを重み関数として、各再現波毎に得られた解析被害率を合計したものをそのモデルの解析被害率とする。なお 3) の破壊クライテリアは建設年代によらないとしているが、これは新旧耐震の推定耐力を定量的に比較するためである。1982 年以前の建物群においては、RC 骨組の実験結果<sup>10),11)</sup>より最大荷重時の層間変形角は 1/70～1/60 となっており、その平均耐力は 1982 年以降の建物に比べ相対的に過小評価されることになる。

以上のような仮定を用いて標準耐力を持つ建物群の解析被害率を算定する。ここで仮定 2) について少し説明を加えておく。Fig.7 には Shibata<sup>7)</sup>の確率密度分布を示す。この分布から 11 ケースの建物耐力を代表値とし、その存在比率を求め解析に用いる。Fig.8 にその代表値と存在比率の関係を示す。すなわち、建物群の耐力は、この代表値にベースシア係数に掛けたものとなる。Fig.8 の代表値の数が多いほど解析の精度は高くなるが計算時間は増大する。この代表値の数を変えて (9, 11, 15 の 3 パターン) 被害率を比較したが、特に目立った差は見られなかった。しかし、代表値が 9 ケースである場合は存在比率の組み合わせが少ないため表現できる被害率が限られ被害分布がスムーズに表現されないため、本解析では代表値の数として 11 ケースを採用した。なお、この耐力分布は建物高さの関数と考えられるが、現在のところ中高層構造物の耐力分布に関する情報がほとんどないので、ここでは階数に関わらず同じ分布を仮定した。この分布の形状自体は本論文の主眼としている平均耐力の推定にはそれほど影響しないことを別途確認している。算定結果を Fig.9 に示す。比較のため、Fig.1 に示した観測被害率も同時に示す。Fig.9 より明らかに、解析被害率の方が高く、既存 RC 建物群は標準設計耐力より

も大きな耐力をもっていなければ、観測事実を再現できないことがわかる。

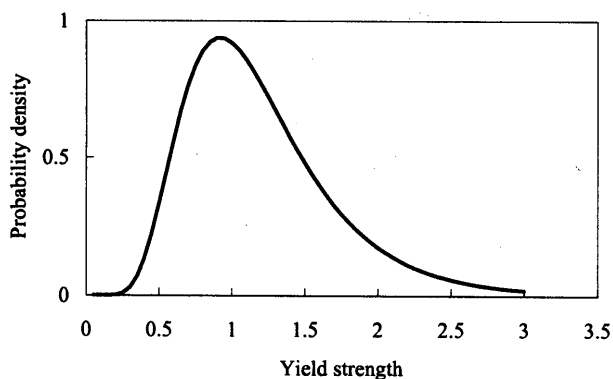


Figure 7. Probability density distribution of yield strength predicted by Shibata<sup>7)</sup>

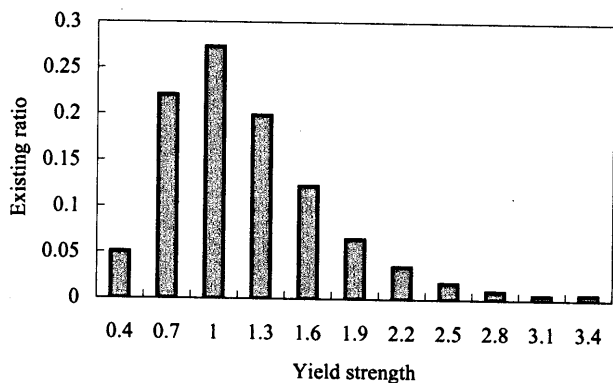


Figure 8. Relationships between yield strength and its existing ratio based on probability density distribution shown in Fig. 7.

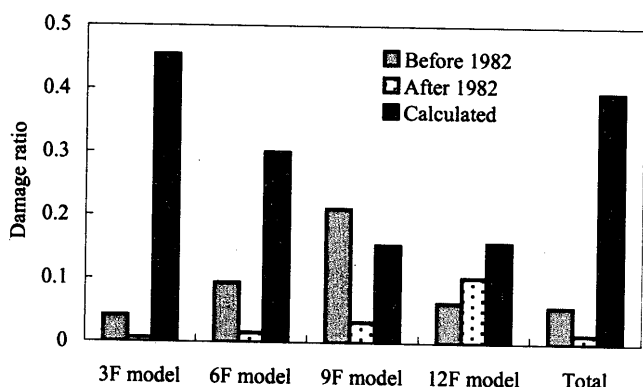


Figure 9. Calculated damage ratios of standard building models, which are compared with observed damage ratios.

### 5.2 耐力の推定

建物群の耐力推定にあたり、標準建物耐力との比を $\alpha$ と定義する $\alpha$ を標準建物モデルのベースシア係数に掛け、その耐力を用い、観測被害率に漸近するまで解析を繰り返した。なお、 $\alpha$ は0.05刻みで変化させた。その結果、Fig.10に示す $\alpha$ の値において、Fig.11に示すように各モデルの解析被害率が観測被害率に良くフィットした。なお、図中 Total の解析被害率は Fig.2 の各モデルの存在比率を重み関

数として、各モデルの被害率を合計したものである。当然のことながらこれも良くフィットしている。ここで推定された $\alpha$ は旧耐震の9階建モデルを除き1.0よりも大きく、既存RC造建物は設計基準で考慮されているよりも大きな耐力を持つものと推定される。また、低層モデルほど $\alpha$ の値は大きく、より高い実保有耐力を有していることが推察される。これは、低層建物ほど耐力算定には考慮されていない非構造壁の寄与が大きいものと考えられる。また、推定された耐力を持つモデルで Fig.8 に示す代表値が1.0のケース、すなわち仮定において一番大きな存在比率を有するモデルについて、推定に用いた波形のうち最大速度を持つ波を入力したときの各層の層間変形角分布を Fig.12 に、各モデルの最大層間変形角を示した層の層間変形角の時刻歴応答を Fig.13 に示す。Fig.12(a)は旧耐震のデータから推定された建物モデルについて示しているが、6層、9層モデルで第1層あるいは第2層で層崩壊が起きていることがわかる。観測事実も震災の帯の中では中層建物の低層部崩壊がみられたので対応していると思われる。Fig.12(b)は新耐震に対応するが、どのモデルにおいても破壊クライテリアである1/30radを下回っており、新耐震の建物には相対的に被害が少なかった観測事実に対応している。また、Fig.13 に示した時刻歴応答にも新旧耐震の挙動の違いが明確に見られ、大破以上の被害とされたモデルでは最大変形角に近い残留変形が残ることがわかる。また大破する場合は第2波で大破に至ることが示されている。

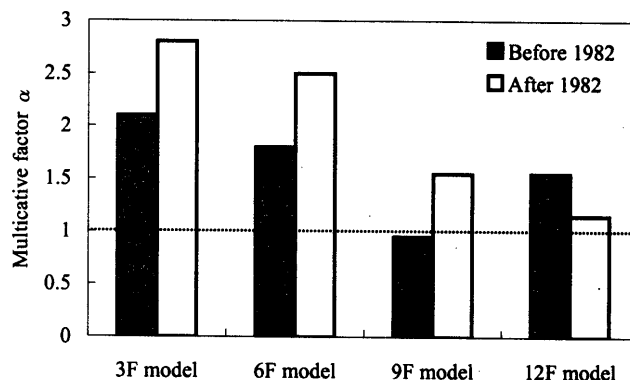


Figure 10. Estimated multiplicative factors,  $\alpha$ , separately for story numbers (3, 6, 9, and 12) and construction age (before 1982 and after 1982)

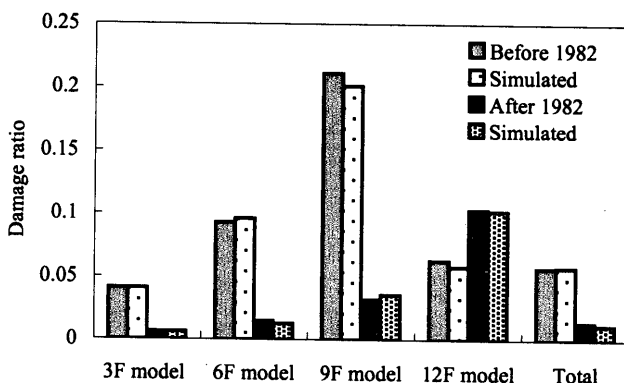


Figure 11. Simulated damage ratios of building models with their estimated strengths from multiplicative factors shown in Figure 9.

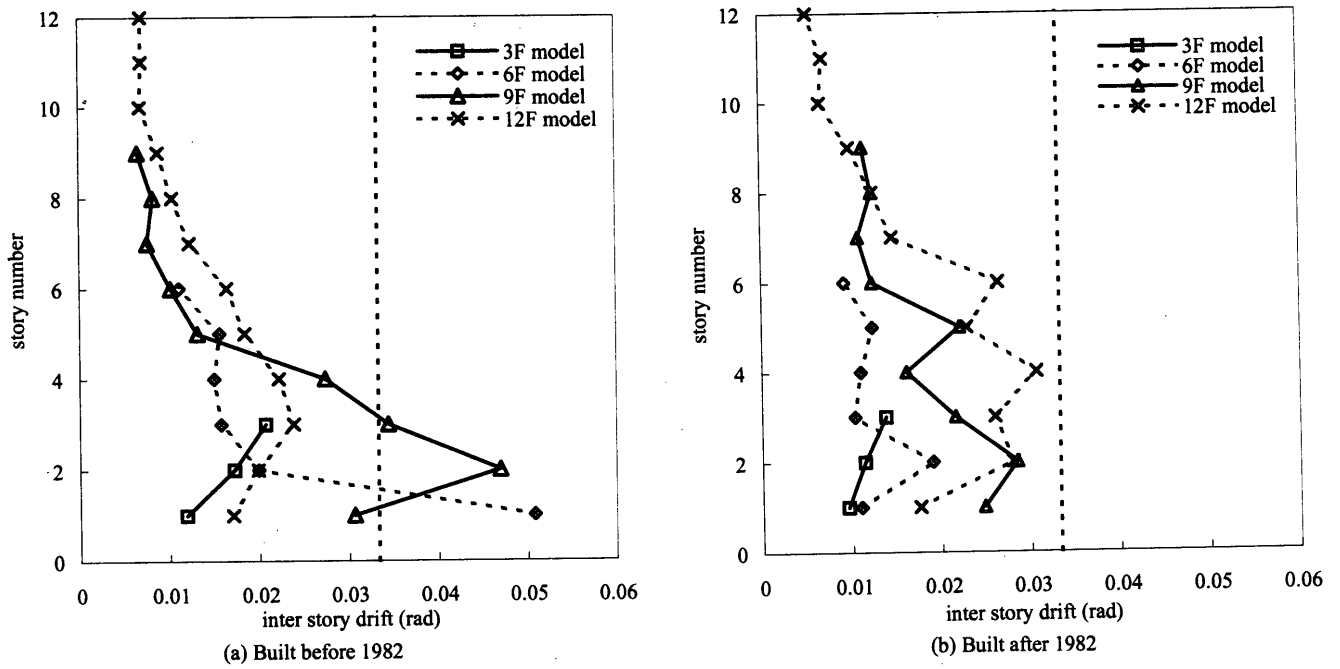


Figure 12. Maximum inter story drift distributions of building models which occupy the largest number of buildings.

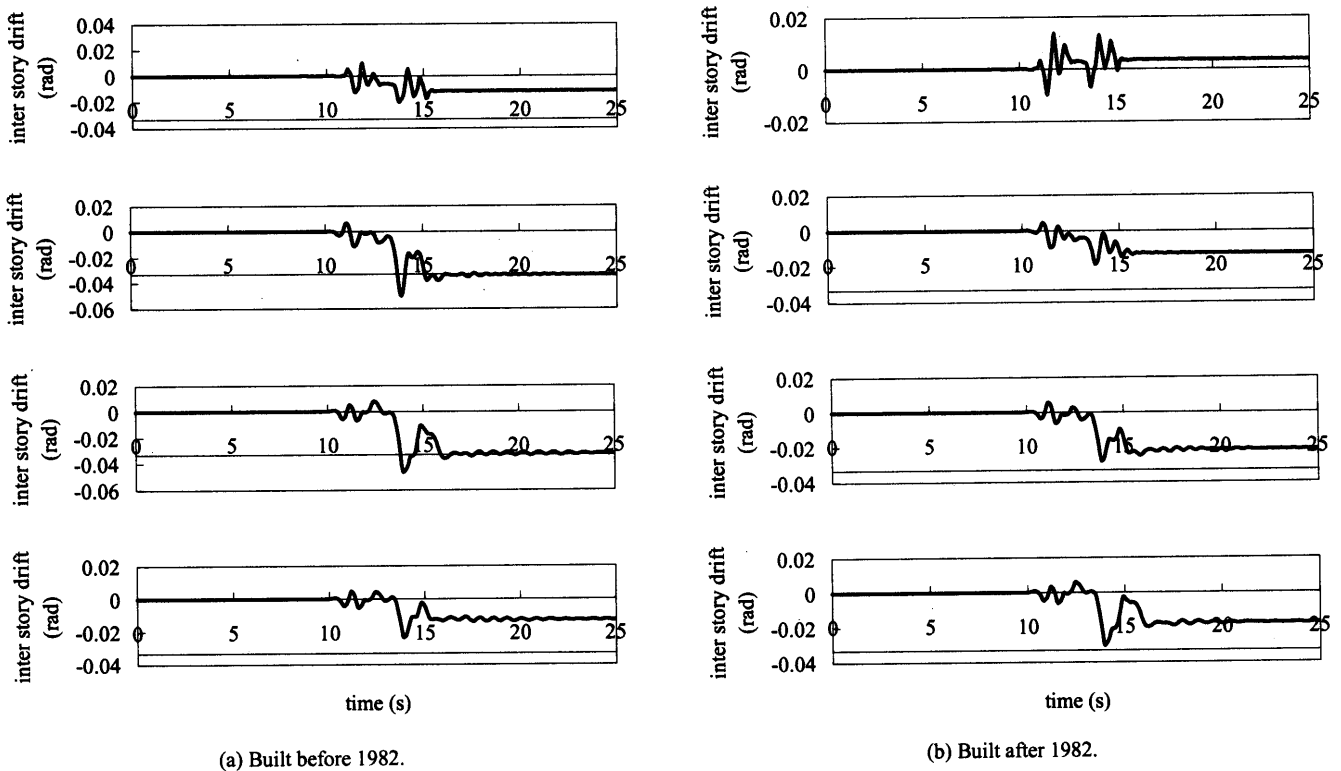


Figure 13. Time histories of inter story drift of building models which occupy the largest number of buildings, shown from up side, for 3F, 6F, 9F, and 12F model, respectively.

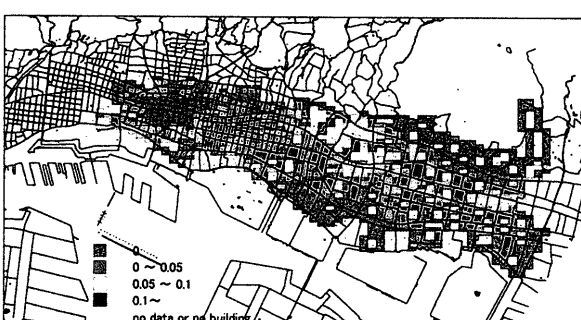
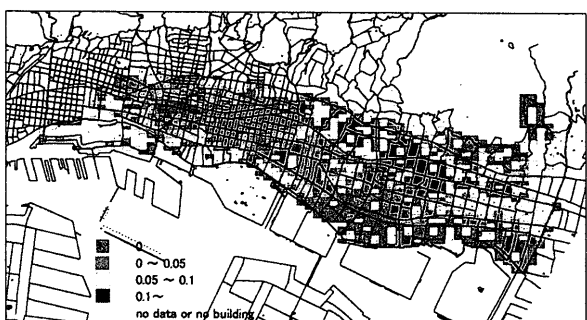
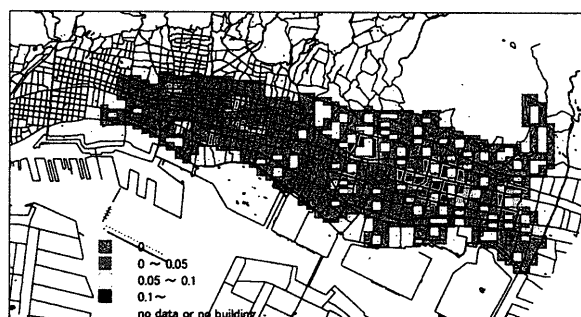
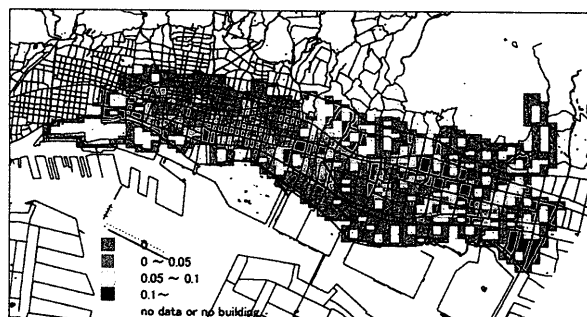
### 6. 解析被害率の平面的分布

この章では、5章で推定された耐力による平面的な被害分布を示し、推定耐力の妥当性を検証する。ここでは、SISにより、町丁目データからメッシュに建物棟数データを与え、それに基づきメッシュ毎に各モデルの存在比率を求めた。この比率をそのメッシュの再現波に基づき求めた各モデルの被害率に掛け合計したものがそのメッシュの

被害率であるとした。被害率分布を建設年代別に Fig.14 に示す。また、同時に観測被害率分布も示した。Fig.14(a)は旧耐震として推定された耐力を持つ建物群の解析被害率分布で、いわゆる震災の帯の形成が見られる。観測被害率分布と比べても、解析被害率分布のほうが広い範囲で被害がでているもの、全体的な傾向（被害がでて位置等）はよく再現できている。Fig.14(b)は新耐震の推定耐力を持つ建物

群の分布であり、同様の傾向が見られるが、その被害率は小さく、耐震基準改正後の建物の被害率が低かったという観測事実と対応している。観測被害率分布との比較では、観測に比べかなり広い範囲で被害がでている。これは、Fig. 14(a)の比較においてもいえることだが、

解析被害率は全領域の合計で評価しているため個々のメッシュの解析被害率は観測被害率より低く評価されたことによると考えられる。いかにすると、観測被害率分布には際だって被害率の大きなメッシュが存在するということである。これには社会的な要因が考えられよう。



(a) Built before 1982

(b) Built after 1982

Figure 14. Damage ratio distributions, separately for construction age. upper, observed ; bottom, calculated

## 7. まとめ

兵庫県南部地震の建物被害データと再現波に基づく地震応答解析の結果を用いて、既存 RC 造建物の耐力推定を行い、被害予測モデルを策定した。推定に際しては、建物高さの違いによる周期特性を考慮して階層別に 4 種類のモデルを用いた。また、建築基準法の改正を考慮して、建設年別別に推定を行った。さらに、推定した耐力を用いて被害率の平面的な分布を示した。以下に、解析結果から得られた結論を述べる。

- 被害データから求めた被害率を良く再現できる建物耐力を推定することができた。
- 既存 RC 造建物は設計基準で考慮されているよりもずっと強い耐力を保持しており、その傾向は低層建物ほど強い。この相違には非構造壁の影響が大きいと考えられる。ただし、耐力分布が階数依存の場合や破壊クライテリアが階数依存の場合など異なる仮定をおけば異なる結果となると考えられるので、得られた耐力の絶対値については今回の仮定下におけるものであると認識しておく必要がある。
- 建物群の中で最も存在比率の高い耐力をもつモデルについて層間変形角分布、時刻歴層間変形角を示し、中層建物の低層部崩壊が再現できていることを示した。
- 推定された耐力により得られた平面的な被害分布は、いわゆる震災の帯といわれる領域で高い被害率が再現できている。観測被害分布との比較でも、被害のでている範囲に多少の差はあるものの、全体的な傾向はよく再現できている。

今後は、表層地盤の影響や地盤と建物の相互作用効果も取り入れていきたいと考えている。今回の解析で実建造物の耐力は標準的なモデルよりもずっと大きいことがわかった。しかし、その耐力比はモデルの仮定に依存するもので、その検証が望まれる。

## 謝辞

日本建築学会近畿支部鉄筋コンクリート構造部会（主査、大阪大学 大野義照教授）より貴重な建物被害データを提供していただきました。紙面を借り、厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 宮腰、林、渡辺、田村：1995 年兵庫県南部地震の建物被害に基づく建物の耐震性評価、構造工学論文集、Vol.43B、pp.269-276、1997.3
- 宮腰、林、田村：被害データと地震応答解析に基づく建物群の耐震性能に関する考察、第 10 回日本地震工学シンポジウム、pp.327-332、1998
- 林、宮腰、田才、大野：1995 年兵庫県南部地震における RC 造建物群の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、No.528、pp.135-142、2000.2
- 松島、川瀬：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、pp.33-40、2000.8
- 日本建築学会近畿支部鉄筋コンクリート構造部会、1995 年兵庫県南部地震コンクリート系建物被害調査報告書、1996
- 日本建築学会、地震荷重-地震動の予測と建築物の応答、1992
- Shibata：Prediction of the probability of earthquake damage to reinforced concrete building groups in a city、7<sup>th</sup> WCEE、Istanbul、Volume 4、pp.395-402、1980
- 廣橋、中澤、福山、國分、平石：せん断破壊後の耐力低下防止を目的とした RC 柱の構造性能 その 1 実験概要と横補強筋比の比較、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、pp.237-238、1996.9
- 中本、張、吉岡、森：高層 RC 構法「TOWERS-31」の開発その 4 柱部材実験、日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、pp.777-778、1996
- 江戸、武田、表：3 層 1 スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験（その 1 実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、構造系、pp.1119-1120、1972.10
- 坪崎、中田、芳村、高橋：一日米共同研究— 鉄筋コンクリート造実大 7 層試験体の耐震性に関する研究 その 13 試験体の保有水平耐力と変形性状、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp.1575-1576、1982

(2000年7月10日原稿受理、2001年1月15日採用決定)