

地震応答解析に基づく建物被害関数の構築

Development of Fragility Curves for Buildings based on Seismic Response Analysis

山口直也*・山崎文雄*

Naoya YAMAGUCHI and Fumio YAMAZAKI

1. はじめに

兵庫県南部地震の後、地震被害想定が盛んに行われてきている。そこでは、想定地震による建物被害の推定も行われており、その際に用いられている建物被害関数はおもに、これまでの地震の際に得られた被害データに基づく経験則的なものが多い。筆者らもこれまでに、兵庫県南部地震における推定地震動分布¹⁾と西宮市の建物被災度調査による被害データを用いて建物被害関数を構築した²⁾が、経験式であるのでさまざまな条件を含んだ汎用性に富むものではない。建物には地域特性があり、また地震動特性も地震によって異なるので、全国的に行われている地震に対する被害想定などの際には、より一般的、汎用的な形の被害関数の方が望ましい。

そういったような建物被害関数を構築するためには、神奈川県³⁾や鈴木・中治⁴⁾などによって行われているような、入力地震動や建物モデルを仮定した地震応答解析などによって建物の応答変形を計算し、そこから被害率を算定し被害関数を構築するという方法が必要となってくる。そこで本研究では、木造建物の質点系モデルを構築し兵庫県南部地震などで観測された波形を入力して弾塑性応答解析を行い、その結果から建物被害関数の構築を試みた。

2. 地震応答解析

2.1 解析用建物モデル

対象とする建物は木造2階建て住宅で、基礎固定の2質点系モデルとする。建物重量は、1層目が20.05 tonf、2層目が15.32 tonf、1、2階の階高はそれぞれ2.75 m、2.5 mとする。各層の復元力特性は、図1に示すようなスケルトンを持つ2段階 Bi-Linear 型とする。図1の履歴ループは、変位が U_{f1} を越えない場合、復元力特性は剛性 K_{e1} のLinear

型であり、 U_{f1} を越えても U_{f2} を越えなければ、実線によって示される Bi-Linear 型ループ、そしてさらに変位が大きくなり、 U_{f2} を越えた時点で変位と力の関係は点線によって示される第2 Bi-Linear 型ループ上に推移することを示している。この復元力特性は、神奈川県³⁾のモデルをもとにしている。ここでは、 U_{f1} 、 U_{f2} をそれぞれ、層間変位角で $1/960 \text{ rad}$ 、 $1/60 \text{ rad}$ ⁴⁾としている。第1 Bi-Linear ループにおける降伏時の耐力 Q_{f1} は、現行の建築基準法施行令に基づき次式によるものとする。

$$Q_{f1} = C_i W_i \quad C_i = Z R_i A_i C_0$$

ここで、 A_i は層せん断力係数、地域係数 $Z=1.0$ 、振動特性係数 $R_i=1.0$ 、 W_i は i 層以上の重量、 C_0 はベースシア係数である。本研究では、ベースシア係数を変化させることにより建物モデル(固有周期)を変化させている。また、 $Q_{f2}=2Q_{f1}$ とし、第2 Bi-Linear ループは完全弾塑性復元力特性モデルであるとする。減衰は第1、2ループともレイリー型とし、減衰定数は1次モード、2次モードともに0.02としている。

2.2 入力地震動

地震応答解析に用いた入力地震動は、兵庫県南部地震の際に表1に示す25地点で観測された加速度記録であり、それぞれの地点についてNS、EW方向の水平2成分を用いている。波形については補正を行わず、記録された原波

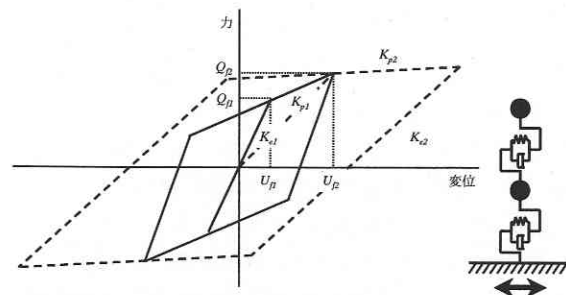


図1 建物モデルの復元力特性

*東京大学生産技術研究所 人間・社会大部門

研究速報

表1 解析に用いた兵庫県南部地震記録の観測点と最大値

観測点	観測機関	PGA (gal)		PGV (cm/s)	
		NS	EW	NS	EW
神戸海洋気象台	気象庁	818.0	617.3	91.7	74.7
大阪管区気象台	気象庁	80.9	66.0	19.4	15.6
新神戸変電所	関西電力	510.7	584.3	75.6	78.0
尼崎第三発電所	関西電力	226.6	353.6	49.9	58.0
高砂発電所	関西電力	190.7	198.0	32.2	43.5
豊合供給部	大阪ガス	686.5	802.0	57.4	122.8
四条廠供給所	大阪ガス	221.0	256.5	24.8	28.8
松江供給部	大阪ガス	158.8	155.5	21.8	20.4
尼崎港	運輸省港湾技術研究所	321.2	472.0	53.2	58.3
神戸港工事事務所	運輸省港湾技術研究所	502.0	204.8	103.0	35.1
ポートアイランド	神戸市	341.2	284.3	87.3	72.7
JR鷹取駅	鉄道総合技術研究所	605.5	657.0	126.6	127.0
JR豆塚駅	鉄道総合技術研究所	683.6	600.9	71.9	81.5
JR西明石駅	鉄道総合技術研究所	473.7	454.7	46.8	40.2
JR加古川駅	鉄道総合技術研究所	235.4	317.6	22.7	27.9
JR新大阪駅(変電所)	鉄道総合技術研究所	220.9	228.9	34.4	25.2
森河内小学校	関西地震動協議会	209.6	124.8	27.1	24.7
東忠岡小学校	関西地震動協議会	290.0	190.5	24.4	14.7
神戸大学	関西地震動協議会	270.4	300.9	44.5	55.1
尼崎高架橋	建設省土木研究所	264.6	293.9	48.7	54.6
淀川大堤堤防	建設省土木研究所	202.7	221.4	34.7	32.4
東神戸大橋	建設省土木研究所	280.7	327.3	88.7	91.1
猪名川	建設省土木研究所	421.6	417.3	39.0	40.1
環状線四つ橋	建設省土木研究所	251.6	329.6	31.2	20.9
松の浜	建設省土木研究所	168.5	106.6	20.0	11.1

形を用いている。それらの記録を100~1,000 Galまでの100 Gal刻みで規準化して入力地震動として用いている。また、入力地震動が異なった場合の建物被害関数の違いを考察するために、1993年釧路沖地震の25地点の加速度記録を同様の方法で規準化して用いている。

3. 地震応答解析に基づく建物被害関数

3.1 構築方法

入力地震動の大きさに対する被害ランクの判定は、地震応答解析より求めた1層部分の最大変位の大きさで行う。東京都⁵⁾は、応急危険度判定の際、建物1階の残留層間変位角を計測し判定することと定めているが、その基準値は、残留層間変位角は最大層間変位角のおよそ半分ということで、実験や地震被害の調査結果から導き出された、構造被害をもたらす最大層間変位角の値をもとに決定している。そこで本研究では、1層部分の最大層間変位角が1/10 radよりも大きい場合を全壊とし、半壊は、最大層間変位角が1/30 radより大きく1/10 rad以下の状態に相当するものとする。そして、規準化したそれぞれの地震動レベルにおいて、入力した50波形に対する全壊、半壊数の割合で被害率を計算する。そのようにして求めた地震動強さと被害との関係から建物被害関数を求める。ここで、ある地震動xのときに全壊、半壊以上の各被害(R)が発生する確率 $P_R(x)$ は、標準正規分布の累積確率 $\Phi(x)$ を用いて、対数正規分布で表せると仮定した。すなわち、

$$P_R(x) = \Phi((\ln x - \lambda) / \xi) \quad x = PGA, PGV$$

となる。ここで λ , ξ は、 $\ln x$ の平均値および標準偏差であり、確率紙を用いた最小二乗法により求めた。図2と図

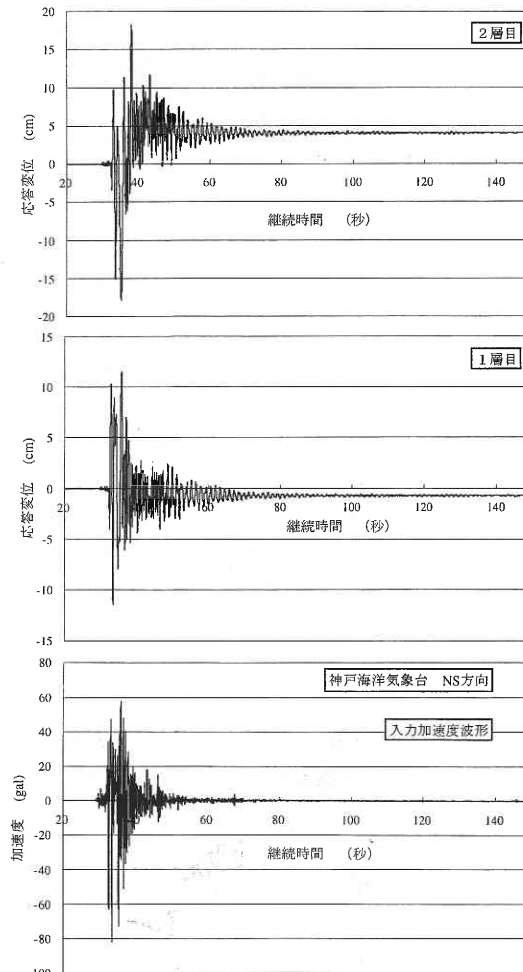


図2 解析結果の例(入力加速度と建物応答変位)

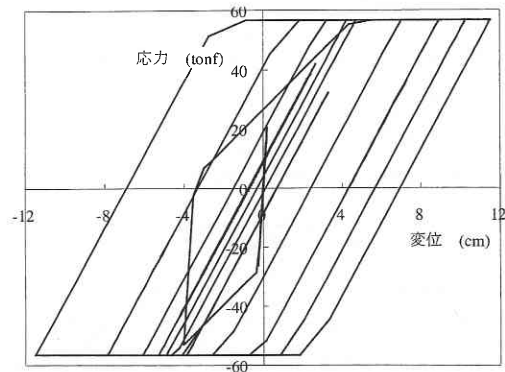


図3 解析結果の例(建物の応力-変位関係)

3は解析結果の例を示したものである。解析条件はベースシア係数が0.8の場合で、神戸海洋気象台のNS方向の波形を入力した際の建物の1層目、2層目の応答変位(図2)と1層部分の応力変位曲線(図3)を示している。

表2 地震応答解析に基づく建物被害関数の係数

ベースシア係数	固有周期 (秒)	最大地動加速度 PGA (cm/s ²)						最大地動速度 PGV (cm/s)					
		全壊率			全半壊率			全壊率			全半壊率		
		λ	ζ	R ²	λ	ζ	R ²	λ	ζ	R ²	λ	ζ	R ²
0.20	0.95	6.06	0.682	0.982	4.98	0.666	0.978	4.13	0.405	0.993	2.85	0.644	0.928
0.30	0.77	6.18	0.595	0.965	5.22	0.613	0.989	4.22	0.357	0.997	3.10	0.658	0.930
0.40	0.67	6.26	0.530	0.981	5.44	0.592	0.976	4.31	0.330	0.989	3.36	0.563	0.950
0.50	0.60	6.33	0.607	0.996	5.50	0.551	0.980	4.43	0.261	0.978	3.56	0.333	0.976
0.60	0.55	6.43	0.493	0.989	5.48	0.629	0.993	4.47	0.293	0.999	3.59	0.398	0.985
0.70	0.51	6.49	0.497	0.976	5.51	0.625	0.983	4.53	0.269	0.979	3.62	0.393	0.969
0.80	0.47	6.56	0.468	0.964	5.66	0.550	0.988	4.58	0.261	0.991	3.69	0.393	0.946
0.90	0.45	6.60	0.486	0.956	5.77	0.526	0.972	4.63	0.234	0.990	3.76	0.404	0.935
1.00	0.42	6.59	0.417	0.930	5.83	0.509	0.987	4.63	0.237	0.985	3.88	0.499	0.992
1.10	0.40	6.63	0.439	0.982	5.97	0.470	0.965	4.68	0.200	0.989	3.95	0.391	0.982
1.20	0.39	6.70	0.388	0.964	5.94	0.511	0.960	4.76	0.213	0.988	4.01	0.399	0.997
1.30	0.37	6.72	0.363	0.978	5.98	0.527	0.981	4.79	0.237	0.987	4.04	0.370	0.980
1.40	0.36	6.75	0.386	0.985	6.02	0.511	0.974	4.82	0.261	0.977	4.05	0.374	0.973
1.50	0.35	6.79	0.345	0.985	6.06	0.433	0.909	4.88	0.261	0.985	4.07	0.351	0.981
1.60	0.33	6.83	0.349	0.994	6.13	0.444	0.922	4.93	0.232	0.988	4.14	0.368	0.991
1.70	0.32	6.84	0.342	0.965	6.25	0.377	0.939	4.97	0.296	0.977	4.24	0.331	0.979

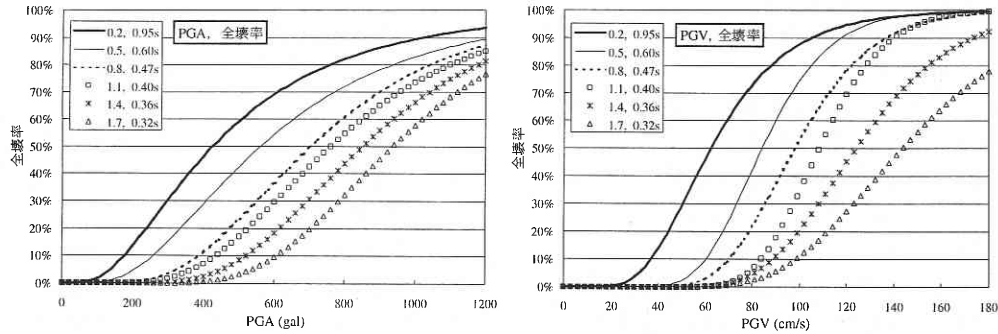


図4 ベースシア係数を変化させたときの建物被害関数

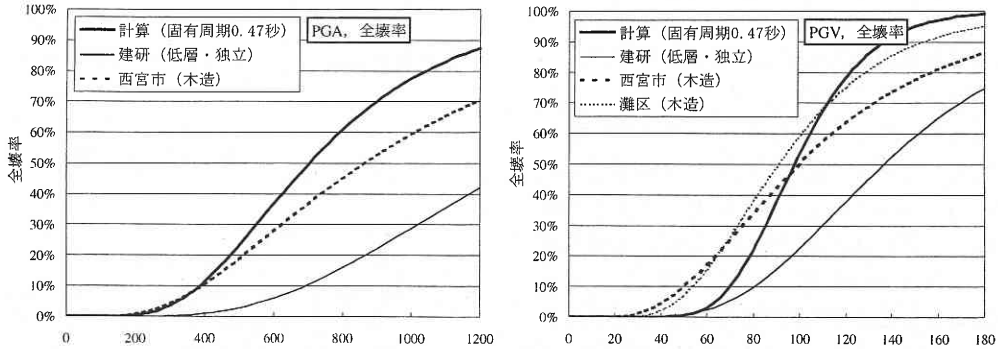


図5 地震応答解析による建物被害関数と経験式との比較

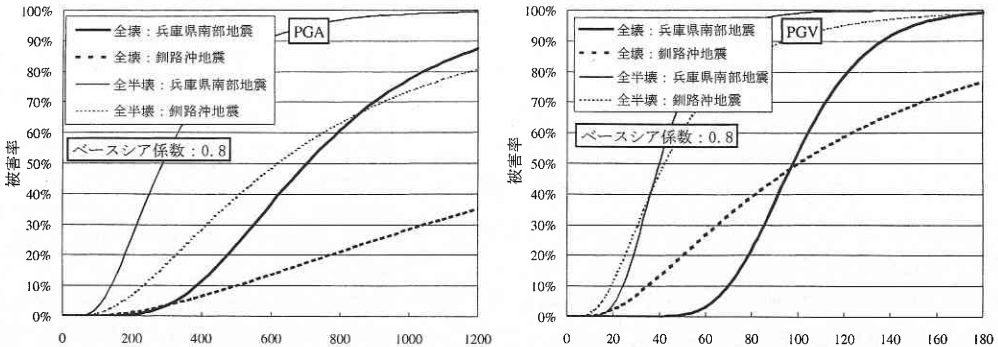


図6 異なる入力地震動波形による建物被害関数の比較

研究速報

3.2 地震応答解析に基づく建物被害関数

ここでは、本研究において地震応答解析を用いて構築した建物被害関数について順に考察していく。まず、入力波形として兵庫県南部地震の記録を用いて、建物モデルのベースシア係数を0.2から1.7まで変化させたときの結果を示す。表2は、構築した最大加速度と最大速度についての建物被害関数の係数を示したものである。表中の固有周期は、波形を入力する前の初期状態の一次固有周期である。図4は、様々なベースシア係数に対する建物被害関数を、最大加速度と最大速度に関して全壊率のものを表示したものである。凡例の値は、左側がベースシア係数、右側が一次固有周期(単位は秒)である。これを見ると、最大加速度、最大速度ともベースシア係数の小さい建物モデルの方が全壊率が大きくなっているのがわかる。ベースシア係数の大きい建物の方が構造的に強いので、そのことが建物被害関数に表れたといえるであろう。

図5は、数値計算によって構築した被害関数と建物被害データから構築した経験式である被害関数^{2), 6), 7)}を比較したものである。本来ならば、西宮市の木造建物の固有周期分布を求めて、その構成比になるように数値計算による建物被害関数を組み合わせてその結果を比較するべきではあるが、今回はその構成比を調べることが出来なかったため、固有周期が0.47秒のものを数値計算の代表値として比較を行っている。数値計算による結果を組み合わせることで経験式を再現することが出来るのであれば、地震被害想定等で建物被害関数を用いる地域の建物特性を考慮した被害関数の構築が可能になるのではないかと考える。これを見ると、最大加速度に関する図では、どんな地震動値でも計算による被害関数が被害が大きくなる傾向を示しているが、最大速度に関する図を見ると、地震動値の大きな範囲では最大加速度と同様の傾向を示しているが、地震動値が小さい部分では、西宮市の被害データから構築した被害関数の方が計算によるものよりも被害が大きくなる傾向を示している。このことより、被害率の推定はどの地震動指標を用いるかによって結果に違いが出てくるので、地震動指標の選択も重要であるといえるであろう。また、最大速度に関する図で、計算による被害関数が被害データからの関数に比べると、曲線の傾きが急勾配になっているが、これは計算によるものは、1種類の建物の被害から関数を求めており、実被害から求めた関数の場合のように建物のばらつきがないためであると思われる。

次に、入力地震動特性が異なることの建物被害関数への影響を見るために、1993年釧路沖地震の記録を用いて建物被害関数を構築したが、その比較結果について見てみる。兵庫県南部地震の記録、釧路沖地震の記録の両方とも1,000 Gal

までの100 Gal刻みで規準化して解析に用いているので、解析結果は入力地震動特性の違いが表れたものであると考えることが出来るものと思われる。図6は両方の地震波による建物被害関数を最大加速度、最大速度に関して比較したものである。比較に用いた建物モデルは、ベースシア係数が0.8のものである。これを見ると、最大加速度、最大速度ともに釧路沖地震の方が被害が小さくなっており、また曲線の傾きなどの傾向も2つの地震で違っており、2つの被害関数が異なっていることがわかる。このことより、建物被害関数には、スペクトル特性や継続時間などの入力波ごとの特性が影響してくるものと考えられる。

4. ま と め

地震被害想定等に建物被害関数を用いる際には、ある特定の地震による被害データから構築した経験式である建物被害関数よりも、より一般的、汎用的な形の被害関数が望ましいということ、本研究では、木造2階建て建物を仮定して建物モデルを構築し、実際の地震波形を入力して地震応答解析を行い被害関数を構築した。その結果、ベースシア係数の違いによって被害関数が変化すること、入力地震動特性によって被害関数が異なることを確認し、対象とする地震動指標によっても被害関数の傾向が異なってくるということがわかった。これらのことをふまえた上で、さまざまな解析条件で検討することで、より一般的、汎用的な形の建物被害関数を構築することが可能となると考えられる。

(2000年6月15日受理)

参 考 文 献

- 1) 山口直也, 山崎文雄: 詳細な建物情報を含む被災度調査結果に基づく西宮市の地震動分布の再推定, 土木学会論文集, No. 640/I-50, pp. 203-214, 2000.
- 2) 山口直也, 山崎文雄: 西宮市の建物被害調査データに基づく被害関数の構築, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 1105-1108, 1999.
- 3) 神奈川県: 神奈川県地震被害想定調査報告書(建築物), 1984.
- 4) 鈴木祥之, 中治弘行: 強震動下における木造建物の地震応答と耐震性評価, 第2回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集, pp. 211-214, 1997.
- 5) 東京都: 防災ボランティア制度に基づく応急危険度判定講習会テキスト, 1995.
- 6) 山口直也, 山崎文雄: 1995年兵庫県南部地震の建物被害率による地震動分布の推定, 土木学会論文集, No. 612/I-46, pp. 325-336, 1999.
- 7) 村尾修, 山崎文雄: 自治体の被害調査結果に基づく兵庫県南部地震の建物被害関数, 日本建築学会構造系論文報告集, 第527号, pp. 189-196, 2000.