

確率論的振動解析に基づく RC 造学校校舎の耐震性評価

正会員 松井健太郎*
正会員 久田嘉章**

構造耐震指標 モンテカルロシミュレーション リスク評価
地震応答解析 建物群モデル

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震以後観測網の充実化により、今まで観測記録の少なかった震源近傍での強震動が数多く観測されるようになった一方、入力動が設計上考えているレベルを大きく上回っているにもかかわらず被害が比較的小さいという新たな問題が露呈されている。その理由として、建物の耐震性能を正確に把握できていないこと、特異な地盤の影響による観測記録の誤差、構造物への入力損失の問題などが考えられるが、それらの包括的な定量評価に関しては十分研究がなされていない。よって本研究では応答解析に基づき、兵庫県南部地震による被害と解析の被害を対応させることで、構造物の耐震性能に関する不確定性の定量評価を試みる。

2. 評価方法

解析対象は神戸市灘・東灘区と西宮市の学校校舎で、一階建てのもの、体育館、1982 年以後の新耐震で設計されたものを除いた 301 棟とし、それらの実際の調査による被害率と解析によりそれら地域を再現した建物群モデルの被害率が一致するようモデルを構築する。また調査による被害データに関しては被害度 D により被災度を判定した文献[1]を使用した。

次に地震動の分布に関しては文献[2]、[3]を参考に木造被害率 20%以上を震度 7 以上、20%~8%を 6 強、8%以下を 6 弱以下と定義し、対象建物の位置情報から入力した地震動の強さを推測し、その存在割合に応じてそれぞれの強さに相当する兵庫県南部地震で観測された地震動 (JMA、鷹取等) を入力する (図 1、表 1 参照)。

建物群モデルに関しては公共機関等から検討委員会に出された学校校舎の耐震診断結果より、建物モデルを 50 モデル構築し、それら 50 棟の集合体を建物群モデルと定義し、個々の建物モデルの構築方法を変化させることで解析被害率を調整し観測被害率に収束させる、またそれらの耐震診断値の分布が文献[4]で得られた分布と概ね一致することから、この建物群モデルが解析対象地域の学校校舎建物群を表現できると判断した (図 2 参照)。

個々の建物モデルに関しては、耐震診断の靱性指標 F 値により最大 3 グループの部材モデルに分け、C 値により各グループの降伏強度 C_y を定義し、それらを組み合わせて質点系の応答解析を行った (図 3 参照)。解析にお

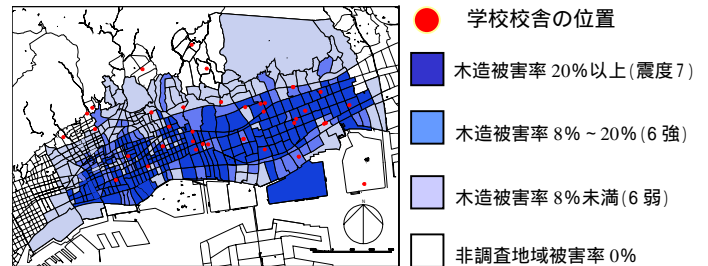


図 1 木造被害率の分布

表 1 入力地震動の分布

木造被害率	地震動強さ	震度	分布割合
20%以上	大	7	30%
8%以上20%未満	中	6強	25%
8%未満	小	6弱	45%

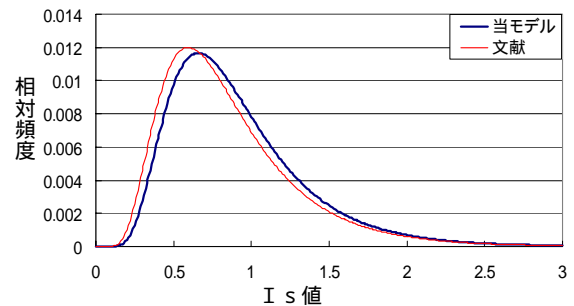


図 2 統計による I_s 値の分布と本モデル

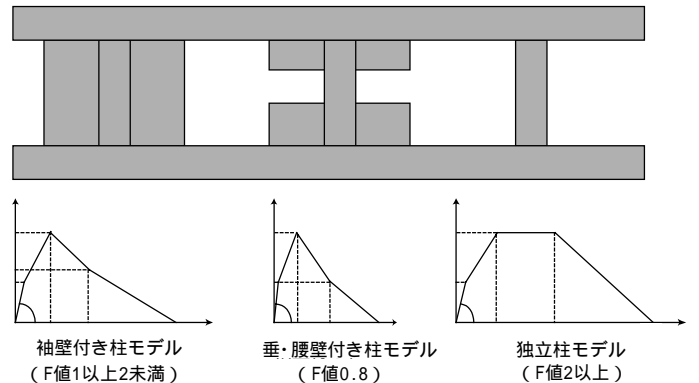


図 3 靱性別グループ

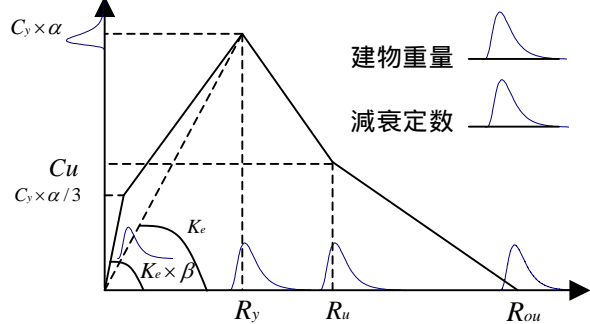


図 4 確率変数を用いた解析モデル

これら各パラメータは本来ばらつきを持った不確定な値であり、通常それらに安全値を掛けることで安全側に評価するが、このことが建物の耐震性能を正確に把握できない理由の一つである為、本研究ではそれらのパラメータを確率変数（便宜上分布形はすべて対数正規分布とした）として扱いモンテカルロシミュレーションする事でそれらの不確定性を直接評価する。（図4参照）またシミュレーション結果は200回解析を繰り返すことで概ね収束した。

3. 結果

試行錯誤の結果、表2、表3のように各パラメータを設定することで図5のように実被害と概ね一致する結果を得ることができた。また被害の判定に関しては調査の被害が被害度D値に基づいて決定されているため、解析被害に関しても文献[1]、[5]、[6]等を参考に表4のようにクライテリアを定め、最大応答部材角より被害度D値を求め被災度を判定した。また本研究では耐震診断では考慮されていない余力を評価する為、C値により算定された終局強度を強度割増係数倍することで考慮している、表2の強度割増係数 = 1.4 は耐震診断により算定された終局強度の1.4倍にすると実際の被害を説明できるということを意味している。また本研究では1つの建物モデルにつき桁行、梁間の二方向をモデル化しており、被害の大きかった方向をそのモデルの被害としている。次に図6にIs値と大破率の関係を示す、図よりIs値と大破率には強い相関関係があることがわかるが、一部Is値が高いにも関わらず大破率の高いものが見られる。それらは概ね $C_{tsd} \leq 0.4$ の靱性依存型のモデルで、大破となって倒壊する危険性は低い、修復の必要性を考慮した被害率という意味ではIs値相当の耐震性能は持っていないものと考えられる。また逆にIs値が低いにも関わらず大破率の低いものも見られるが、これらは脆性部材を含むモデルであり、大破率は低いものの大破になると倒壊する可能性が高い為、その点に留意する必要がある。

4. まとめ

解析の結果、耐震診断で評価されるものよりも平均1.4倍程度の耐震性能を持っていると考えることで、観測されたような強震動を説明することの出来るモデルを構築することができた。今後は各パラメータの工学的妥当性に関する検討や、新潟・宮城等の他の地震に対しても当モデルが適応できるかどうかを確認する必要がある。

謝辞

本研究は、学術フロンティア事業の「工学院大学地震防災・環境研究センター」による研究助成によって行われました。また本論文内の学校校舎の建物データは検討委員会で検討、修正、分析されたものを用いている。また動的解析に関しては芳村教授、中村助手（都立大学）に解析プログラムをお借りし、ご指導いただきました。ここに関係者各位に厚くお礼申し上げます。

表2 各パラメータの特性値

	中央値	変動係数
強度割増係数	1.4	0.2
減衰定数h	0.05	0.5
剛性倍率	7	0.1
重量倍率	1	0.1

表3 折れ点部材角と変動係数

F値		部材角		変動係数	
0.8	降伏変形角Ry	0.003	0.1		
	第3折れ点変形角Ru	0.01	0.2		
	限界変形角Ro	0.02	0.2		
1.0以上 2.0未満	第3折れ点強度	0.3C _y	-		
	降伏変形角Ry	0.01	0.1		
	第3折れ点変形角Ru	0.03	0.2		
2.0以上	限界変形角Ro	0.06	0.2		
	第3折れ点強度	0.4C _y	-		
	降伏変形角Ry	0.01	0.1		
2.0以上	第3折れ点変形角Ru	0.04	0.2		
	限界変形角Ro	0.1	0.2		
	第3折れ点強度	C _y	-		

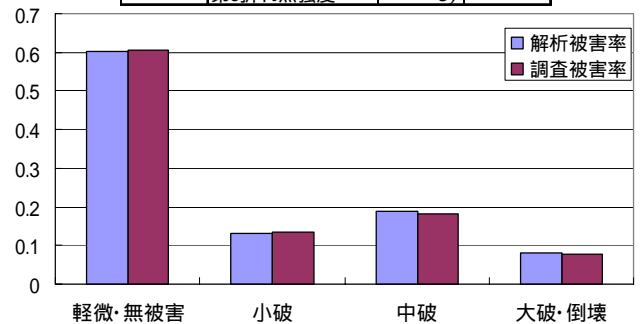


図5 解析被害率と実被害の関係

表4 ダメージグレード

	D ₀	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄	D ₅
F = 0.8	0 ~ Ry/4	Ry/4 ~ Ry	Ry ~ 2Ry	2Ry ~ Ru	Ru ~ Rou	Rou ~
F = 0.8 ~ 2.0	0 ~ Ry/3	Ry/3 ~ 1.5Ry	1.5Ry ~ 3Ry	3Ry ~ 1.25Ru	1.25Ru ~ Rou	Rou ~
F = 2.0 ~	0 ~ Ry/2	Ry/2 ~ 2Ry	2Ry ~ Ru	Ru ~ 1.5Ru	1.5Ru ~ Rou	Rou ~
係数	0	10	26	60	100	1000/7

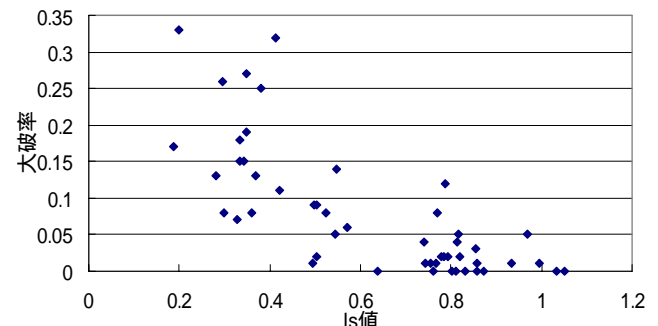


図6 解析モデルのIs値と大破率の関係

参考文献

- [1]日本建築学会：1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建物の被害調査報告書 第編学校建築、1997年3月
- [2]諸井孝文、武村雅之：1995年兵庫県南部地震による気象庁震度と住家全壊率の関係、地震 第2輯 第52巻 1999.6
- [3]藤本一雄、翠川三郎：被害分布から推定した1995年兵庫県南部地震の震度分布、日本建築学会構造系論文集、第523号、pp.71~78、1999.9
- [4]中埜良昭：信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究、東京大学学位論文、1988.12
- [5]松井、澤口、瀧澤、小室、広沢：RC造腰壁・垂れ壁付き短柱の耐震性能に関する大変形繰り返し加力実験（その1：実験概要と結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.183~184、2004.8
- [6]芳村学、高稲宜和：崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化、日本建築学会構造系論文集、第587号、pp.163~171、2005.1
- [7]建設省建築研究所：平成七年兵庫県南部地震被害調査最終報告書、1996.3

*工学院大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

**工学院大学建築学科 教授・工学博士

*Graduate Student, Graduate School of Eng. Kogakuin Univ.

**Prof., Dept. of Architecture, Kogakuin Univ. Dr. Eng