

耐震診断結果を用いた中低層 RC 造建物の地震被害率の予測に関する研究

名古屋大学大学院環境学研究科 都市環境学専攻 博士課程前期課程 2 年
環境・安全マネジメント講座 福和研究室 平松 悠

1. はじめに

耐震改修促進法の施行後、公共性の高い建物を中心に、全国で耐震診断が精力的に実施され、その診断結果がデータベース化されている。耐震診断は実際の建物の耐震性能を評価する有効な手法の一つと考えられている。一方で、耐震規定は過去の地震被害を教訓とし、研究成果の蓄積や技術の進歩を踏まえて改訂を重ねてきた。しかし、1995 年兵庫県南部地震において、設計での想定を上回るレベルの地震動が観測されたにも関わらず、特に低層 RC 造建物の被害が少なかったことが指摘されている。これは耐震設計では予め想定した地震荷重に対して建物の安全性を検証しているため、実際の建物の耐震性能を十分に評価できていない場合があるためと考えられる。このような状況を踏まえ、本研究では、耐震診断結果を用いた、実被害を説明できる中低層 RC 造建物の地震被害率予測手法を構築することを目的とする。

本研究の検討の流れは以下の通りである。まず、耐震診断結果がデータベース化されている愛知県内の低層 RC 造学校建物を分析することで、学校建物の耐震性能を適切に評価できる地震応答解析モデルを作成する（2 節参照）。次に、地震応答解析モデルの妥当性を兵庫県南部地震における被害率曲線と比較することにより検証する（3 節参照）。また、本手法を兵庫県南部地震で被災した個々の学校建物に適用し、その被害程度について検証する（4 節参照）。

2. 地震応答解析モデル

愛知県の耐震診断データベースおよびその図面調査により抽出した、典型的な低層 RC 造学校建物の概要を図 1 に示す。地震応答解析モデルを作成する上で、ここでは、腰壁・垂壁・スラブの耐力に加え、設計的に安全側の評価として一般的に考慮していない事項を考慮し、静的弾塑性解析を行う。

2.1 建物の余力

設計判断の安全側の評価として通常考慮していない事項として、設計に用いるコンクリート強度と建設され

た建物のコンクリート強度との違い、設計に用いる RC 部材のせん断強度とその平均的なせん断強度との違い、

設計に用いられる積載荷重と現実の積載荷重との違い、である。また後述するように、上記の 3 点以外にも、ひずみ速度による動的効果、入力損失効果についても考慮している。ここでは、～ の建物の余力を考慮したものを、余力考慮モデルと呼ぶことにする。

まず、コンクリート強度については、既往の研究によると、1981 年以前の京阪神地区の公共建物のコンクリート（設計基準強度 $F_c=135\text{kgf/cm}^2 \sim 180\text{kgf/cm}^2$ ）は、設計基準強度に比べて圧縮強度試験の平均値は 5 割程度高いとされている。愛知県の耐震診断結果データベースの 2～4 階建て学校建物のほとんど（93%）は 1981 年以前に竣工している。そこで、実際に施工されたコンクリートの強度は設計基準強度に対して 5 割程度高いと考えることとする。

次に、せん断耐力については、梁の場合、一般の設計では(1)式を用いているが、この式は、実験結果の平均値ではなく安全側に評価したものと考えられる。そこで、実験結果の平均的な評価となるように、(1)式の第 1 項の係数 0.053 を 0.068 とする。柱・壁についても同様の取り扱いとする。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.053 P_f^{0.23} (F_c + 180)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_e \cdot j \quad (1)$$

最後に、積載荷重については、設計では指針に定められた値を用いているが、ここでは実情を反映した荷重として表 1 に示す値を用いる。

2.2 I_s 値と壁架構分担率の関係

壁付ラーメン構造である張間方向では、壁と柱が混在している。一般に I_s 値と、壁と柱の剛性や耐力分担率には相関があると考えられる。そこで、静的弾塑性解析モデル（余力考慮モデル）を用いて、張間方向の耐震壁の枚数と建物階数をパラメータとして、別途耐震診断を行い算定した強度指標（C 値）と、壁架構の剛性・耐力の分担率の関係を求めた（図 2）。図中には、最小二乗法に

表 1 積載荷重の比較(N/m²)

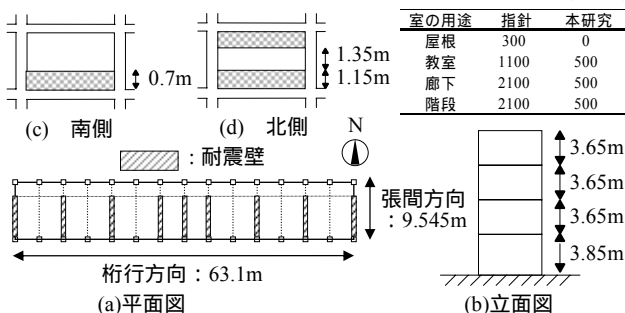


図 1 モデル概要

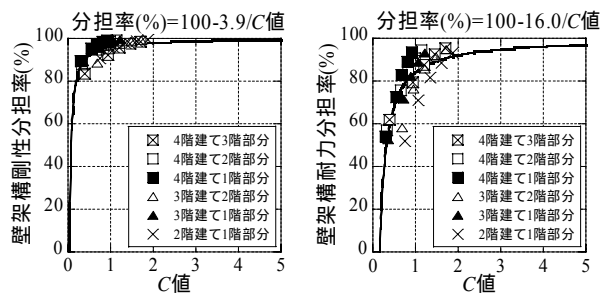


図 2 C 値と壁架構分担率の関係

よる回帰式も示してある。本研究では、ラーメンと壁の復元力特性を別々に設定しているのので、この回帰式を用いて I_S 値から張間方向の壁と柱の分担率を算定している。

2.3 I_S 値と建物の固有周期の関係

I_S 値と建物の固有周期には相関があることが示されている。本研究では、名古屋市内の 67 棟の小学校を対象とした常時微動計測結果を利用する。ただし、測定された固有周期は建物頂部と基礎との水平フリースペクトル比から求められており、基礎のロッキング振動の影響が除かれていない。そこで、ロッキング振動の影響が少ない桁行方向については、最小 I_S 値と実測 1 次固有周期の回帰式 (図 3 左) を用いて固有周期を算定する。一方、ロッキング振動の影響が大きい張間方向については、余力考慮モデルにスウェイ・ロッキングばねを付けた地震応答解析モデルを作成し、耐震壁の枚数と建物階数を変化させた解析を行い、最小 I_S 値と建物の 1 次固有周期の関係を求めた (図 3 右)。ここで、 T は固有周期係数 $=T/h$ (T : 建物の 1 次固有周期 (sec), h : 建物高さ (m)) である。

2.4 地震応答解析モデルの作成手順

地震応答解析モデルは等価せん断型のスウェイ・ロッキングモデルを用いる。スウェイ・ロッキングばねには、半無限一様地盤上の円形剛基礎の静的ばねと波動インピーダンスから算定した減衰係数を用いる。

愛知県の耐震診断データベースでは建物の殆どが 1981 年以前に設計されており、大変形時には耐力低下を起こす柱崩壊型の建物が主である。そこで、ここでは耐力低下を考慮した復元力特性を設定する。具体的には、図 4 に示すように、せん断柱の崩壊点 (終点) を層間変形角 $1/29$ 、層せん断力 0 の点とし、第 2 折点 (終局耐力時) と崩壊点を結ぶように第 3 勾配を決定する。壁架構についても既往の実験結果を基に、崩壊点を層間変形角 $1/60$ 、層せん断力 $0.3Q_u$ とし、第 2 折点と崩壊点を結んで第 3 勾配を決定する。

また、建物の余力として、2.1 項に示した 3 点に加え、ひずみ速度による動的効果を考慮し、ここでは終局耐力を 1.1 倍とする。

表 2 に、地震応答解析モデルを作成するために設定し

表 2 本研究で用いた仮定値

算定するもの	用いる仮定・算定式	必要な仮定値	本論で用いた値
各階の階高 (h_i)		その他の階の階高 (h_1) 1階階高 (h_0)	3.65 m 3.85 m
各階床面積 (A_i)	$A_i = A/n$	延床面積 (A)、階数 (n)	各建物別に設定
建物の長辺の長さ (B_L)	$B_L = A_i / C_L$	建物の短辺の長さ (C_L)	9.545 m
各階重量 (W_i)	$W_i = A_i \cdot W_R$ $W_i = A_i \cdot W_C$	屋上階の平均重量 (W_R) その他の階の平均重量 (W_C)	9.5 kN/m ² 10.8 kN/m ²
各階の終局耐力 (Q_{ui}) (第 2 折点耐力)	$Q_{ui} = \sum W_i \cdot I_{Si}$ $\cdot (n+i)/(n+1)$ $/(F_i \cdot S_D \cdot TT)$	S_D 値 (S_D) T 値 (TT) 各階 F 値 (F_i) 各階 I_S 値 (I_{Si})	0.93 0.99 1.0 または 0.8 各建物別に設定
各階の第 1 折点耐力 (Q_{1i})	$Q_{1i} = Q_{ui} \cdot Q_{1i}/Q_3$	Q_{1i}/Q_3	表 3
建物の 1 次固有周期 (T_1)	$T_1 = \alpha \cdot h$	固有周期係数 α	図 3
各階の初期剛性 (K_{1i})	初期剛性の高さ方向分布は各階の終局耐力分布に相似	建物の 1 次固有周期 (T_1) 各階重量 (W_i)	
各階の第 2 剛性 (K_{2i})	$K_{2i} = K_{1i} \cdot K_2/K_1$	K_2/K_1	表 3

たまたる仮定条件を一覧にして示す。表に示したものの内、耐震診断データベースより各建物個別に値を設定したのは、 A : 延床面積、 n : 建物の階数、 I_{Si} : 各階 I_S 値である。また、表 3 に余力考慮モデルの復元力特性を示す。表 3 は、静的弾塑性解析結果を高さ方向に平均したものである。

地震応答解析モデルの具体的な作成手順は次の通りである。まず、耐震診断データベースの延床面積を用いて、各階等面積として各階の重量を算定する。次に最小 I_S 値から、図 3 の関係を用いて 1 次固有周期を算定する。各階 I_S 値から (2) 式により、各階終局耐力を算定する。この際、ひずみ速度による動的効果を考慮する。耐力低下を考慮した復元力特性を用いるため、算定した終局耐力を第 2 折点の耐力 (最大耐力) とする。

$$C_i = \text{各階 } I_S \text{ 値} \cdot \frac{n+i}{n+1} \cdot \frac{1}{F \text{ 値} \cdot S_D \text{ 値} \cdot T \text{ 値}} \quad (2)$$

C_i : i 階の終局せん断力係数、 i : 当該階、 n : 建物階数

各階重量と 1 次固有周期から各階の初期剛性を算定する。剛性の高さ方向分布は、各階の終局耐力分布と相似にする。次に静的弾塑性解析結果 (表 3) に基づき、復元力特性を作成する。この際に、終局耐力以降の耐力低下を考慮する。張間方向については、図 2 に示した C 値と壁架構の剛性・耐力分担率の関係を用いて、ラーメン架構と壁架構の復元力特性を別々に作成する。履歴特性は、桁行方向は武田モデル、張間方向のラーメン架構は武田モデル、同・壁架構は原点指向モデルとする。なお、 C 値は (2) 式に各階 I_S 値と仮定 F 値 (1.0、極脆性柱が存在する場合は 0.8) を用いて算定する。地震応答解析に用いる上部構造の減衰は、上部構造の剛性が負の領域を含むため、減衰が負にならないように初期剛性比例型減衰 (基礎固定時の 1 次固有振動数に対して 3%) とする。また、建物の大破までの大きな変形を扱うので、本来は P -効果を考慮した解析が必要だが、 P -効果を含む

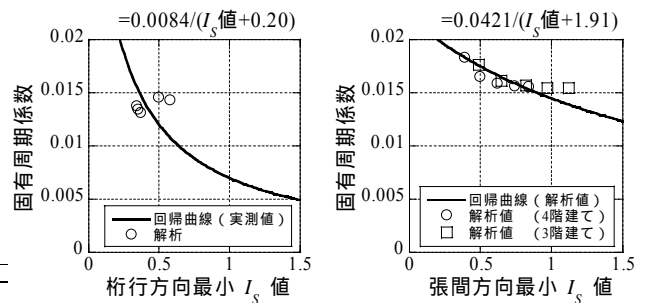


図 3 最小 I_S 値と固有周期係数の関係

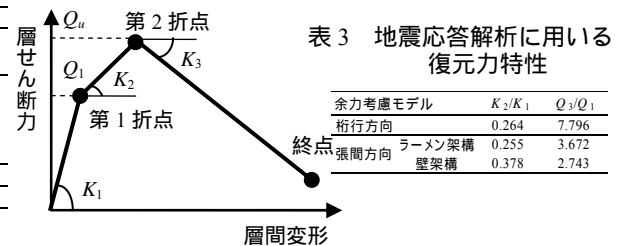


表 3 地震応答解析に用いる復元力特性

余力考慮モデル	K_2/K_1	Q_3/Q_1
桁行方向	0.264	7.796
張間方向		
ラーメン架構	0.255	3.672
壁架構	0.378	2.743

図 4 耐力低下を考慮した復元力特性

実験結果を基に復元力を設定したため、これを考慮しない。

以上の仮定に基づき、愛知県の耐震診断結果データベースに含まれる 2~4 階建ての学校建物 1,121 棟を対象として、1,121 棟×2 方向=2,242 種類の地震応答解析モデルを作成し、地震応答解析を行う。なお、解析上は、図 4 に示す復元力特性の層間変形角が終点を超えた場合には建物が倒壊したと判定し計算を終了している。

3. 兵庫県南部地震の被害率曲線との比較

3.1 被害のクライテリア

地震応答解析結果から被害率を算定する際には、下式を用いる。

$$\text{被害率} = \frac{\theta \text{が被害のクライテリアを超えた建物棟数}}{\text{全建物棟数}} \times 100(\%)$$

θ : 最大層間変形角

上式を用いる際には、中破、大破といった被害程度ごとに θ のクライテリアを設定する必要がある。本研究では、過去の地震被害状況から推定された、以下のクライテリアを用いる

$$\text{中破以上} : 1/150 < \quad (3)$$

$$\text{大破} : 1/75 < \quad (4)$$

なお、極脆性柱の有無によって建物の被害程度のクライテリアは異なると考えられるが、本研究では F 値によらず同じクライテリアとした。その理由は、愛知県の耐震診断結果データベースでは、極脆性柱の有無が判明していないこと、また学校建物の場合、極脆性柱は階段室の段差梁との関係で直交方向に壁があることが多く、そのため柱が破壊しても鉛直支持力が失われまいと考えられること、などを勘案したためである。

3.2 入力地震動の方向性の違いによる補正

図 5 に、兵庫県南部地震における 2~5 階建て RC 造建物の桁行の方位と被害率との関係を示す。図中、半径方向は桁行の方位を示し、各軸の大きさは中破以上の被害率 (() 内は全棟数) を示している。図より、入力地震

動の方向性により被害率に差があることがわかる。本研究では、この図の被害率に基づいて、解析から計算される被害率を補正する。具体的には、N315E 方向が桁行方向の建物 (図 6 参照) に対して計算した場合、被害率を下式により補正する。

$$\text{桁行N315E方向の地震応答解析による被害率} \times \frac{\text{図5の全方向の被害率}}{\text{図5の桁行N315E方向の被害率}}$$

ここで N315E とは、北から時計回りに 315° 回転した方向を意味する。入力 の最大速度は地震動の主軸方向である N315E 成分の最大速度で定義し、80cm/s から 150cm/s まで 10cm/s 毎に被害率を求める。その際、建物の余力として、入力損失効果を考慮し、地表面の最大速度を 0.9 倍する。

3.3 地域特性の違いによる補正

兵庫県南部地震時の神戸市と、本研究で耐震診断結果データベースとして用いた愛知県とは、 I_s 値分布が異なる。そこで、図 7 に、愛知県、名古屋市、神戸市における学校建物の I_s 値分布を比較して示す。図中、名古屋市の I_s 値は、桁行と張間との最小 I_s 値であるが、ここでは桁行の I_s 値であると見なすことにする。図より、地域によって I_s 値分布が異なることがわかる。これは、愛知県の学校建物では教室と廊下境に柱がない場合が多いが、名古屋市や神戸市の学校建物では教室と廊下境に柱のある割合が多いといった、平面形状の違いなどが影響していると考えられる。ここでは、神戸市の I_s 値分布がやや小さめの可能性があること、および神戸市と名古屋市の学校建物の平面形状が似ていることを勘案して、愛知県の学校建物の I_s 値分布ごとに被害率を算定し、桁行方向は名古屋市の分布 (図 7(a))、張間方向は神戸市の分布 (図 7(b)) を用いて被害率を補正する。

3.3 建物用途の違いによる補正

被害率曲線を作成する際に用いられた建物の用途は、44.6%が集合住宅で、残りはその他の用途である。学校建物と集合住宅とは、その耐震性能 (I_s 値) が異なる可

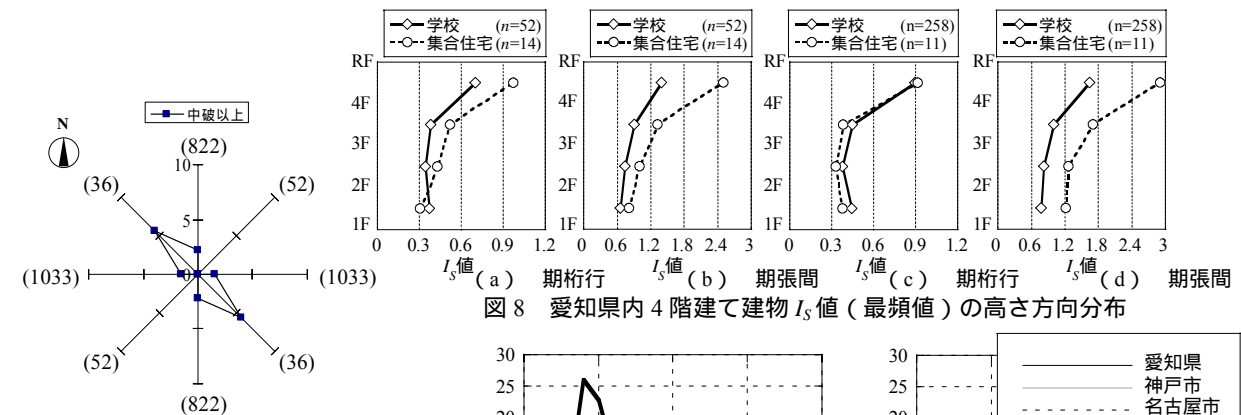


図 5 建物の桁行方向と被害率

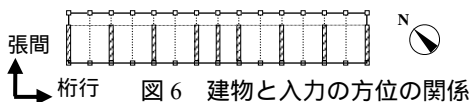


図 6 建物と入力方位の関係

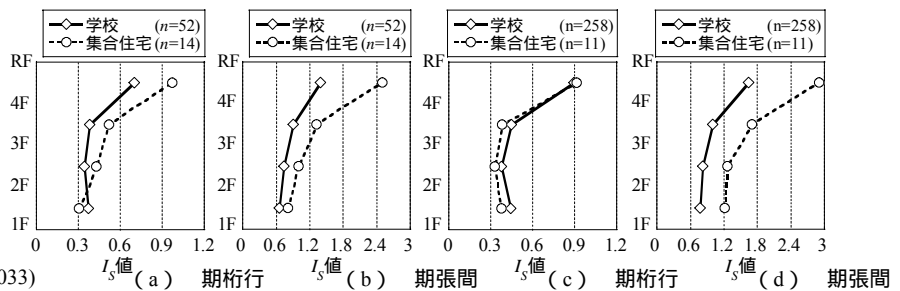


図 8 愛知県内 4 階建て建物 I_s 値 (最頻値) の高さ方向分布

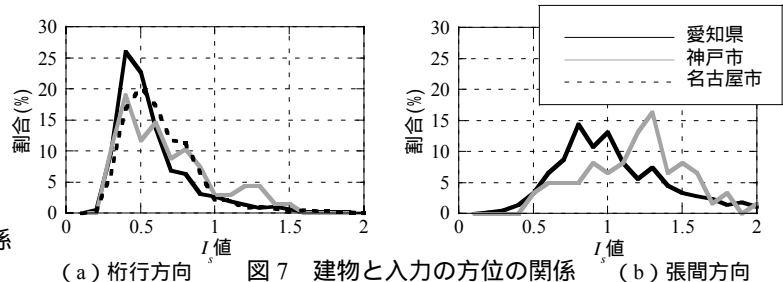


図 7 建物と入力方位の関係 (a) 桁行方向 (b) 張間方向

性能がある。そこで、愛知県の耐震診断結果データベースを用いて、4階建て学校建物、集合住宅の I_S 値の違いを図8に示す。図では、各階の I_S 値の分布を対数正規分布で近似し、その最頻値を年代別・方向別に示している。地震時に被害が生じる可能性の高い1~3階のI期とII期を合わせた集合住宅の平均 I_S 値は、学校建物の1.47倍である。本研究では、この集合住宅と学校建物の I_S 値の違いに着目して、被害率を補正する。具体的には、被害率曲線の構築に用いた建物のうち、その他の用途の耐震性が学校と同等であると仮定すると、44.6%の建物の I_S 値を1.47倍することになるので、結果として張間方向の I_S 値は平均的に1.21倍となる。なお、桁行方向の I_S 値は建物用途による明瞭な違いは見られないため、被害率の補正は行わない。

3.4 応答解析結果と被害率曲線の比較

図9に、建物の桁行方向がN000E方向の補正被害率（入力地震動：JR鷹取）およびN315方向の補正被害率（入力地震動：葦合）を、被害率曲線と比較して示す。被害率曲線は建物の建設時期によって異なるが、ここでは解析に用いた建物の建設時期の棟数によって加重平均したものを用いて比較する。応答解析より算定した補正被害率と被害率曲線の対応は良いが、120cm/sを境に解析値は低い最大速度で小さめ、高い最大速度で大きめの被害率となっている。この特徴は、被害率曲線を算定した元データとそれを回帰した被害率曲線との差の特徴に類似している。以上により、本研究による地震被害率算定のための地震応答解析モデルは妥当であると考えられる。

4. 個別事例の検討

本節では、地震被害率予測手法を、兵庫県南部地震で被災した個々の学校建物に適用し、被害程度を検証する。被災建物のコンクリート強度は低いことも考えられるため、ここでは余力考慮モデルについて、コンクリート強度の割増しは考慮しないこととする。検証した個別事例うち、代表的な2棟について、図10に耐震診断結果を示す。図の見かけの F 値とは平均的な F 値であり、次式で定義する。

$$\text{見かけの } F \text{ 値} = \text{各階 } I_S \text{ 値} / (\text{各階 } C_T \cdot S_D \text{ 値}) / T \text{ 値}$$

図10より、1階の見かけの F 値が、建物Cは0.80、建物Fは0.98であることから、柱の破壊形式はせん断柱と考えられる。被災度判定基準により、建物Cは中破、

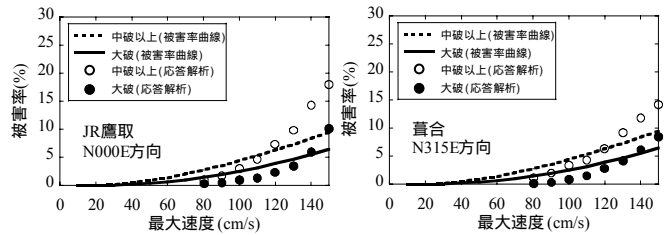


図9 応答解析より算定した補正被害率と被害率曲線の比較

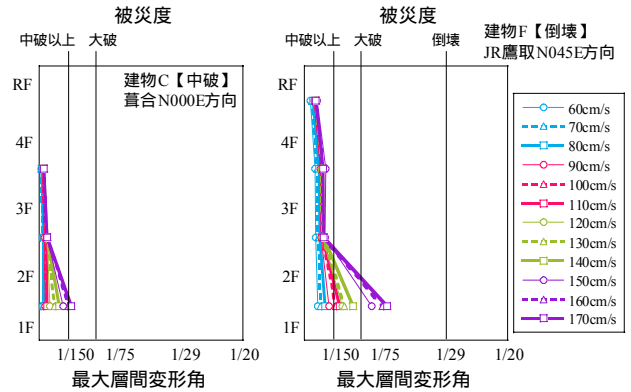


図11 個別事例の地震応答解析結果

建物Fは倒壊と判定され、両建物の被災度の最も大きい階は1階であった。桁行方向の柱にはせん断破壊が確認されており、これは耐震診断の破壊形式と対応している。図11に、両建物の地震応答解析結果を示す。入力地震動は観測記録の位置と建物の所在位置から、建物Cは葦合、建物FはJR鷹取とした。また建物の桁行方向と地震動の入力方向(図6)を考慮し、建物CはN000E方向、建物FはN045E方向の地震動を、建物の桁行方向に入力する。両建物の所在地の最大速度は140cm/s以上と推定されている。図より、建物Cは170cm/sで中破以上のクライテリアに達していることから、この結果は実際の被害と対応している。一方、建物Fは、応答がやや小さい。しかし、兵庫県南部地震で被災した学校建物は、比較的被災度ランクを大きめに判断したことを勘案すると、概ね対応していると解釈することができる。

5. まとめ

本研究では、耐震診断結果を用いて、一般の設計で考慮していない建物の余力を評価し、低層RC造学校建物を対象とした地震応答解析モデルを作成した。地震応答解析モデルは、愛知県の耐震診断結果データベースの I_S 値を用いて作成し、兵庫県南部地震の観測波を用いた地震応答解析結果から建物被害率の算定を行った。この際、

建物被害率の算定には、地域性による建物の耐震性の違い、建物用途による耐震性の違い、入力地震動の方向性による違いを考慮し、その結果が兵庫県南部地震の建物被害と対応することを示した。また本研究の地震被害率予測手法が、個々の被災事例の被害程度と対応することを示した。

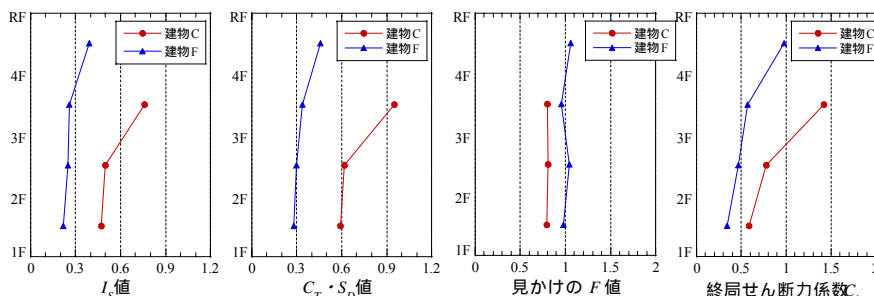


図10 個別事例の耐震診断結果