

地震被害を受けた RC 造建築物の残存耐震性能の評価

ESTIMATION OF RESIDUAL SEISMIC PERFORMANCE FOR R/C BUILDINGS DAMAGED DUE TO EARTHQUAKE

鄭文淑*, 前田 匡樹**, 田才 晃***, 長田 正至****

Moonsook JUNG, Masaki MAEDA, Akira TASAI and Masayuki NAGATA

This paper describes a method for post-earthquake damage evaluation for reinforced concrete buildings. A concept of residual seismic capacity ratio, which is the ratio of residual seismic capacity to the original capacity, was introduced in order to evaluate post-earthquake damage level of buildings. Loading tests of reinforced concrete columns were carried out in order to estimate the residual seismic capacity ratio. The residual seismic capacity ratios for both ductile and brittle columns were evaluated based on the residual energy dissipation capacity of the test results. Validity of the proposed method was examined by seismic response analyses of single-degree-of-freedom system. It was shown that the residual seismic capacity ratio gave conservative prediction of the intensity of seismic motion which damaged structure could stand against.

Keywords : reinforced concrete buildings, post-earthquake damage, residual seismic capacity, seismic response analysis

RC 造建物, 地震被害, 残存耐震性能, 地震応答解析

1. はじめに

地震被害を受けた鉄筋コンクリート造構造物の余震に対する安全性や、合理的な復旧計画を立案するためには、被災前後の構造物の耐震性能を正確に評価することが重要である。そのためには、構造物の被災の程度と、被災後に残存している耐震性能を関連付け、それを評価する手法が必要である。また、近年の導入された性能規定型の耐震設計においても、使用限界、修復限界、および終局限界などの限界状態のクライテリアを定量的に設定するためにも、被災建物の残存耐震性能を精度よく評価する手法を確立することが必要である。

このような背景から、筆者らはこれまでに、地震により被災した鉄筋コンクリート造建築物の被災度を、被災後の残存耐震性能に基づいて評価する手法の提案を行ってきた^{1,2)}。そこでは、既往の部材実験結果³⁾を用いて、簡略な部材のモデル化により、損傷が生じた部材の残留ひび割れ幅から経験最大応答変形角を推定し、部材の損傷度と残存エネルギー吸収能力の関係を定式化し、それに基づいて部材の耐震性能低減係数を求め、残存耐震性能の評価を行った。しかしながら、これまでに RC 部材の残留ひび割れ幅に関する実験データは極めて少なく、この部材モデルの検討に用いた実験データは、靱性に富む曲げ破壊型の梁部材に限られており、脆性的な破壊モー

ドの部材に対する検証は必ずしも十分ではない。また、部材実験から求めた残存耐震性能は RC 部材の荷重変形関係を正側の片押し of 包絡線に単純化したループの面積で定義しており、正負繰り返し応答変形が生じる実際の地震時の構造物の挙動を正確に模擬したものではないので、この影響についての検証が必要と考えられる。

そこで本研究では、比較的変形能力に乏しいせん断破壊型部材を含む RC 柱部材の正負繰り返し加力実験を行い、変形性能が部材の損傷に与える影響を把握するとともに、筆者らが提案した耐震性能低減係数を検証する。また、実験結果に基づいて設定した 1 質点系の弾塑性地震応答解析を行い、部材実験で求めた耐震性能低減係数の妥当性についても検討を行った。さらに、弾性周期、入力地震動を変化させ、提案された耐震性能低減係数の使用範囲に対する適合性を検証する。

2. 耐震性能低減係数

2.1 部材の耐震性能低減係数 η の定義

筆者らは既往の研究^{1,2)}で、部材の耐震性能低減係数 η を、図 1 のような RC 部材の荷重-変形関係曲線と損傷度の関係に基づき定義した。まず、荷重-変形曲線上の終局変形までの面積 (図中の網掛け部分) を、その部材の全エネルギー吸収能力 E_{max} とする。地震時

* 横浜国立大学大学院 工学研究科 計画建設学専攻 大学院生・修士(工学)

** 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 助教授・博士(工学)

*** 横浜国立大学大学院 工学研究科 計画建設学専攻 助教授・博士(工学)

**** 横浜国立大学大学院 工学研究科 計画建設学専攻 教授・工学博士

Graduate Student, Graduate School of Engineering, Yokohama National Univ., Mr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Yokohama National Univ., Dr.Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Yokohama National Univ., Dr.Eng.

に部材が変形し、残留変形が生じたとき、このときの履歴面積が囲む面積を部材の地震時消費エネルギー E_d とし、残存エネルギー吸収能力を $E_r=E_{max}-E_d$ とする。ここで、 E_{max} に対する E_r の割合を耐震性能低減係数 η として式(1)で定義することを提案した^{1,2)}。

$$\eta = \frac{E_r}{E_{max}} \quad (1)$$

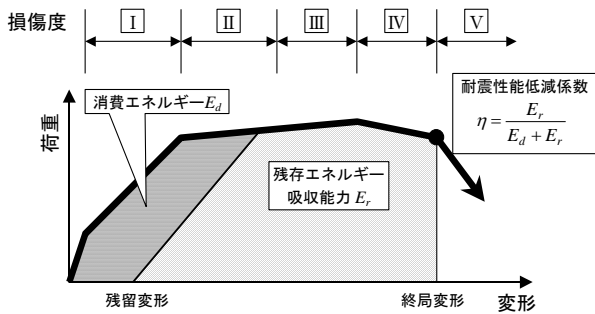


図1 耐震性能低減係数 η (曲げ部材)

2.2 耐震性能低減係数 η

地震により被災した建築物の被災度を判定する際に、最も一般的に用いられている基準に、(財)日本建築防災協会の「震災建築物の被災度区分判定基準」(以下、被災度区分判定基準)⁶⁾がある。被災度区分判定基準では、部材の最大残留ひび割れ幅などに基づいて各部材の損傷度を判定し、それらの結果から建物の被災度を区分する。筆者らが文献1), 2)において、2.1で定義した残存エネルギー吸収能力との関係から定量化した、各損傷度に対する耐震性能低減係数 η を表1に示す。表1に示した曲げ部材の耐震性能低減係数 η は、筆者らが行った、軸方向変形を拘束したほぼ実大の梁部材の実験で、せん断スパン比(1と2)および軸変形拘束剛性(100 kN/mmと400 kN/mm)を変数とした静的漸増荷重実験の結果¹⁾、および、ひび割れ幅と部材変形角の関係を簡略なマクロモデルで推定した結果に基づいて求めたものである。せん断部材に関しては、残留ひび割れ幅に関する実験データがなかったので、マクロモデルで推定した結果である。その詳細については文献2)を参照されたい。

なお、2000年に改訂された被災度区分判定基準には、RC造建築物について、筆者らが提案した耐震性能低減係数 η を用いて被災度を判定する手法が採用されている。

表1 耐震性能低減係数 η

損傷度	曲げ部材	せん断部材
I	0.95	0.95
II	0.75	0.6
III	0.5	0.3
IV	0.1	0
V	0	0

3. 柱部材実験による耐震性能低減係数 η の検証

3.1 実験概要および結果

前述の耐震性能低減係数は、十分な塑性変形能力を有する部材でかつ梁部材の実験結果のみから定量化されており必ずしも検証が十

分ではないために柱部材実験を行った⁵⁾。試験体は、4階建て鉄筋コンクリート造建築物の1階中柱を想定したほぼ実大の試験体3体である。試験体断面を図2に、試験体一覧を表2に示す。試験体断面を幅400mm×せい500mmとし、せん断スパン比は1.5と共通とした。破壊モードおよび変形性能を変化させるため、せん断補強筋比をパラメータとした。せん断補強筋は、曲げ降伏前にせん断破壊する試験体、および、終局塑性率を2~3程度、5程度となるように、それぞれ横補強筋比 $p_w=0.19, 0.45, 0.75\%$ とした。各試験体には、正負繰り返し逆対称曲げせん断力を作用させ、軸力は、一定軸力下(軸力比0.2)で静的漸増荷重を行った。荷重制御により部材角 $\pm 1/400$ を1サイクル、その後は変位制御により部材角 $\pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25$ を2サイクルずつ行い、耐力が最大耐力の50%程度に低下した時点で加力を終了した。各試験体のせん断力と水平変形の間を関係を図3(図中の破線はRC規準⁷⁾による曲げ終局強度計算値、鎖線は $0.8Q_{max}$ (Q_{max} :実験最大耐力)である。また、降伏点は引張主筋のうち50%以上が、降伏ひずみ(材料試験値)に達した点とした。)に、実験結果の一覧を表3に示す。各試験体とも、曲げひび割れに続きせん断ひび割れが発生し剛性低下を生じ、F-75, F-45試験体は、 $R=\pm 1/100$ 程度で最大耐力に達した後、付着割裂ひび割れの進展に伴う耐力低下がみられ最終的に付着割裂破壊した。F-19試験体は、主筋の引張降伏が見られず、柱主筋の抜け出しに伴う回転変形が卓越し、 $R=\pm 1/100$ 程度で最大耐力に達した後、危険断面付近のコンクリートの圧壊が進展し、曲げ圧縮破壊した。各試験体の終局塑性率は、部材の耐力が最大耐力 Q_{max} の80%低下した変形を限界部材角 R_u と定義し算出した(同一振幅の2サイクル目で、耐力が最大耐力の80%に達しなかった場合は、その部材角を限界部材角 R_u とした)。実験の詳細については文献5)を参照されたい。

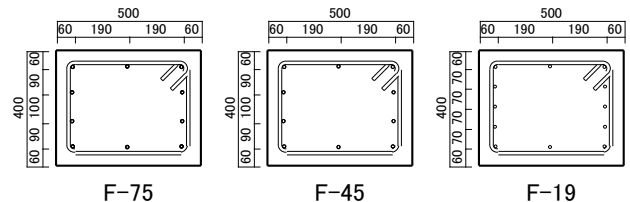


図2 試験体断面図(単位:mm)

表2 試験体一覧

試験体	b×D	L	主筋	P_t	横補強筋	P_w	n_0
F-75	400 × 500	1500	10-D19	0.57	2-12φ@75	0.75	0.2
2-12φ@125					0.45		
2-12φ@300					0.19		

b×D:幅×せい(mm), L:内法スパン(mm), P_t :引張鉄筋比(%), P_w :横補強筋比(%), n_0 :軸力比

表3 実験結果一覧

名称	正負	Q_y	Q_{max}	R_y	R_{max}	R_u	μ	破壊モード
F-75	正	486	544	0.57	1.01	2.0	3.49	曲げ降伏後 付着破壊
	負	-502	-543	-0.46	-0.88	-3.0	6.48	
F-45	正	505	546	0.57	-0.84	1.5	2.67	曲げ降伏後 付着破壊
	負	-500	-530	-0.50	-0.81	-1.5	3.01	
F-19	正	—	439	—	1.00	1.5	—	曲げ圧縮 破壊
	負	—	-432	—	-0.96	-2.0	—	

Q_y :降伏荷重(kN), Q_{max} :最大耐力(kN), R_y :降伏時部材角(%), R_{max} :最大耐力時部材角(%), R_u :限界部材角(%), μ :終局塑性率(= R_u/R_y)

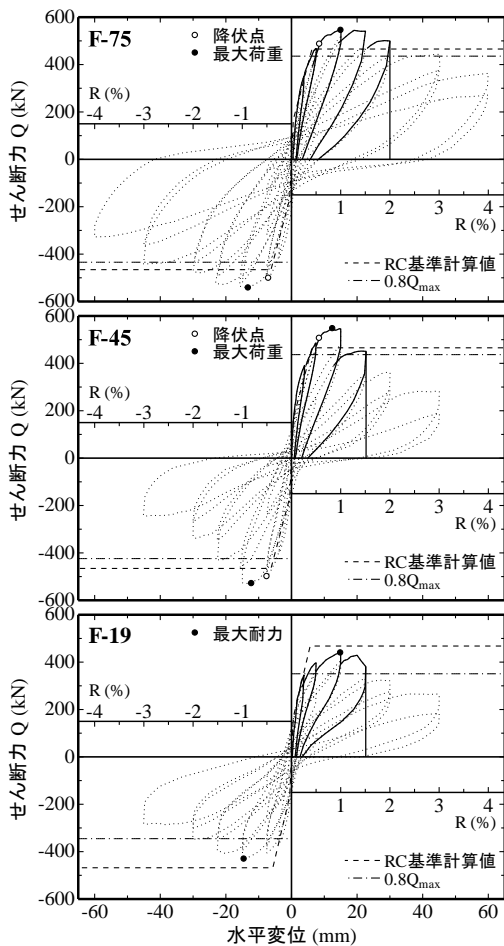


図3 せん断力と水平変形の関係

3.2 塑性率と損傷度の関係

図3中に実線で示した正側の終局変形までの領域について、前述の式(1)の定義に従い各サイクルにおける耐震性能低減係数 η を求めた。また、実験結果から被災度区分判定基準⁶⁾により、部材に生じた残留ひび割れ幅やコンクリートの剥落などの損傷状態に基づき求めた損傷度と、各サイクルの塑性率の関係を表4に示す。各試験体の正側加力における終局塑性率は、F-75は $\mu = 3.49$ 、F-45は $\mu = 2.67$ となり、F-19は主筋の抜け出しにより主筋の降伏は見られなかった。表4に示した各試験体の損傷度と耐震性能低減係数 η の関係を、筆者らが提案している表1と比較すると、比較的変形能力の大きいF-75は曲げ部材の数値と、変形能力の小さいF-45およびF-19はせん断部材の数値とほぼ対応しており、表1は柱部材に対しても概ね適用可能と考えられる。

表4 試験体の塑性率と損傷度の関係

Cycle	F-75			F-45			F-19		
	η	μ	損傷度	η	μ	損傷度	η	μ	損傷度
1/400	0.97	0.44	無被害	0.95	0.47	無被害	0.95	—	I
1/200	0.93	0.88	I	0.88	0.88	I	0.88	—	II
1/100	0.73	1.76	II	0.61	1.76	II	0.65	—	II
1/67	0.50	2.63	III	0.27	2.67	III	0.30	—	III
1/50	0.24	3.49	IV	—	3.52	IV	—	—	IV
1/30	—	5.25	IV	—	—	—	—	—	—

* 太字は終局塑性率である。

4. 地震応答解析による被災建物の残存耐震性能の評価

4.1 解析の目的と耐震性能残存率 R_{dyn} の定義

2. に示した式(1)による耐震性能低減係数は、過去の地震被害で大きな被害を受けた事例が多い中低層の既存RC造建築物を主な対象とし、それらの耐震性能評価手法として最も一般的に用いられている(財)日本建築防災協会の耐震診断基準⁹⁾の構造耐震指標 I_s 値と組合わせて用いることを想定して設定されたものである。そのような目的から、耐震性能低減係数 η を図1のような片押しの荷重変形関係包絡線におけるエネルギー吸収能力に基づいて評価した。しかしながら、これは正負繰り返し応答変形が生じる実地震時の構造物の挙動を正確に模擬しているものではない。そこで、この耐震性能低減係数 η の地震応答時に対する妥当性を検証するために、1質点系の弾塑性地震応答解析を行った。

ここで、構造物の耐震性能を表現するのに、その構造物が耐える地震力の大きさを用いることとし、耐震性能残存率 R_{dyn} を、無損傷時に耐えられる地震力の大きさに対する、ある損傷度が生じた後に耐えられる地震力の大きさの比として定義することとした。すなわち、図4に示すように、解析モデルに倍率を変化させた地震波を入力し、各損傷度に対応する応答変形が生じる地震波倍率(原地震波の加速度に対する加速度入力倍率)と、終局変形に至る地震波倍率 A_0 を求める。つぎに、ちょうど各損傷度に対応する変形を生じさせた解析モデルに、連続して2回目の地震波を入力し、終局変形に至る地震波の倍率 A_{di} ($i=1,2,3,4$: 損傷度) を求める。このようにして求めた A_0 に対する A_{di} の比を応答解析における耐震性能残存率 R_{dyn} として式(2)のように定義する。

$$R_{dyn} = \frac{A_{di}}{A_0} \quad (2)$$

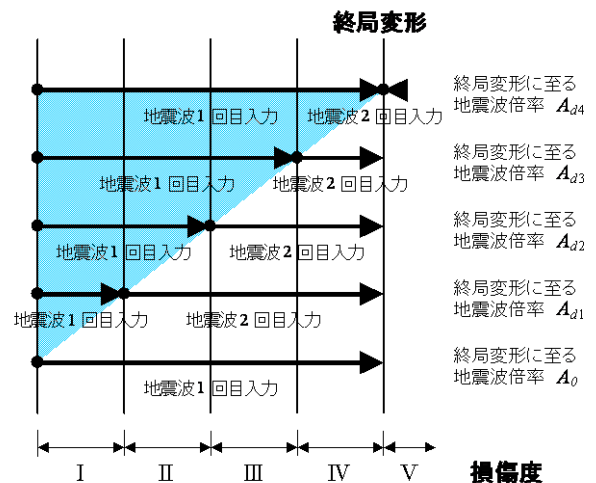


図4 概念図

4.2 解析モデル

解析対象構造物は、試験体と同様に図5に示すような鉄筋コンクリート造4層のピロティ構造を想定し、これを簡単のため2階より上を完全に剛とした1質点系にモデル化した。1階の柱断面および特性は2. に示した試験体と同一の柱とする。1層分の重量は、243kN(積載荷重を含む単位重量 12kN/m^2 , 柱の支配面積 $4.5\text{m} \times 4.5\text{m}$ とす

る。)とした。

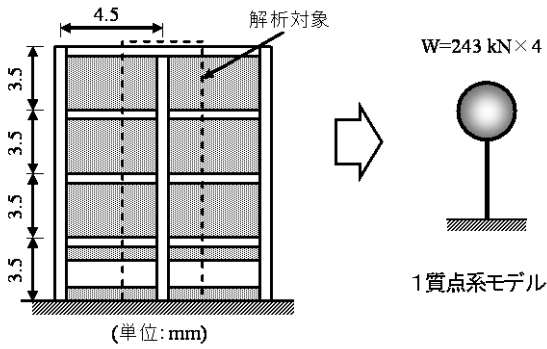


図5 モデル化

解析モデルの応答変形と損傷度の関係は図6に示すように、表4に示した各試験体の塑性率と部材の損傷度の関係に基づいて、塑性変形性能の異なる3種類のモデルを設定した。すなわち、曲げ部材で十分な変形能力をもつモデルとして終局塑性率を5としたモデル ($\mu_{max}=5$, 試験体 F-75 に相当) は、降伏点までを損傷度 I, 塑性率 2 までを損傷度 II, 塑性率 3 までを損傷度 III, 終局塑性率 5 に至るまでを損傷度 IV と設定した。曲げせん断部材として終局塑性率 3 の変形能力をもつモデル ($\mu_{max}=3$, 試験体 F-45 に相当) は、降伏点まで損傷度 I, 塑性率 1.5 まで損傷度 II, 塑性率 2 まで損傷度 III, 終局塑性率 3 で損傷度 IV とした。また、せん断部材として、終局塑性率を 1.5 とした $\mu_{max}=1.5$ (試験体 F-19 に相当) は、せん断ひび割れが卓越し、曲げ降伏する前にせん断ひび割れの拡大に伴いせん断破壊する部材を想定して、塑性率 0.5 で損傷度 I, 降伏点で損傷度 II, 終局塑性率 1.5 で損傷度 III と設定した。ここで、ひび割れ強度は計算値により、降伏荷重は実験結果に基づきそれぞれ 170kN, 500kN と設定した。初期剛性は、曲げおよびせん断剛性を考慮して求め 240kN/mm であり、この時の弾性周期は 0.13 秒である。降伏点割線剛性は実験結果より 63kN/mm (降伏時部材角=1/200) とし、降伏後剛性は初期剛性の 0.01 倍とした。

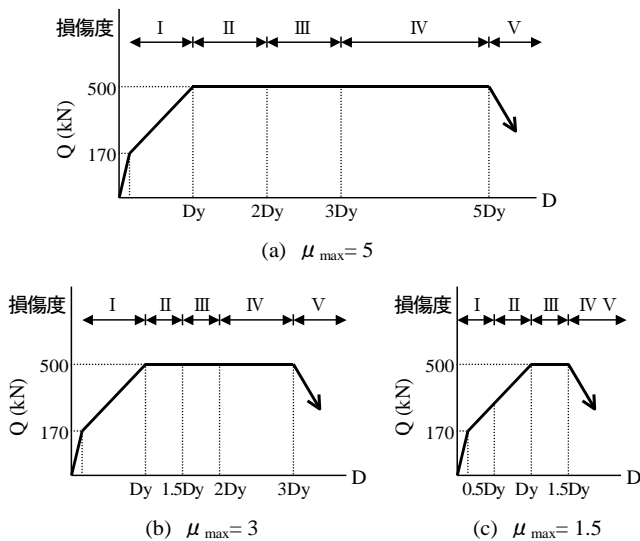


図6 解析モデル

柱の曲げバネの履歴モデルは、Takeda モデル (除荷時剛性低下係数 $\alpha=0.4$)⁸⁾ と、Takeda slip モデル (スリップ剛性低下係数 $\lambda=0.25$) を用いた。Takeda slip モデルは、部材角 1/50 (塑性率 3.5) の時に、等価粘性減衰係数 heq が試験体 F-75 の実験値に等しくなるように設定した。表5にそれぞれの heq を示す。

表5 等価粘性減衰係数 heq (塑性率 3.5 の時)

実験値	Takeda モデル	Takeda slip モデル
0.140	0.185	0.139

4.3 入力地震波および計算方法

入力地震波は観測波 4 波と告示模擬波 2 波を用いた。各地震波の加速度時刻歴を図7に示す。観測波は El Centro NS (1940 年, Imperial Valley 地震), 東北大学 NS (1978 年, 宮城県沖地震, 略称, Tohoku), 神戸海洋気象台 NS (1995 年, 兵庫県南部地震, 略称, Kobe), 大阪ガス管合供給所 (1995 年, 兵庫県南部地震, 略称, FkiN30w) の 4 波で、継続時間は 40 秒である。告示模擬波は告示で定められた水平地震動のターゲットスペクトルに伴い作成された地震波で、初期位相が日本建築センター作成の模擬波臨海 92H としたのが Rinkai 波、乱数を用いたのが Random 波で、継続時間は 160 秒間である。この告示模擬波は設計用応答スペクトルが周期 0.16 秒~0.64 秒の中で加速度一定(800gal)区間になる地震波である。加速度応答スペクトルを図8に示す。数値計算には Newmark の β 法を用い ($\beta=0.25$), 0.01 秒刻みで計算した。減衰は瞬間剛性比例型で弾性時の減衰定数は 3% とした。

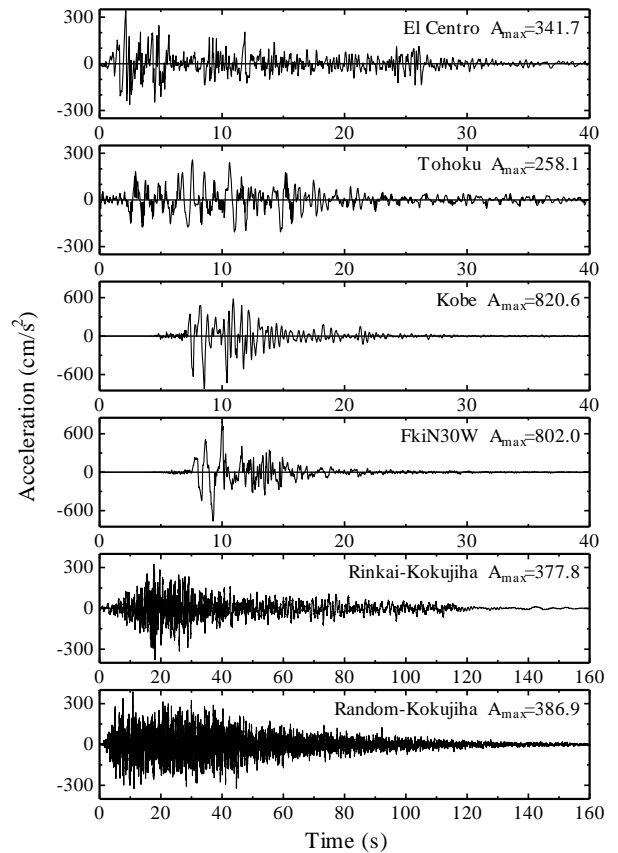


図7 入力地震動

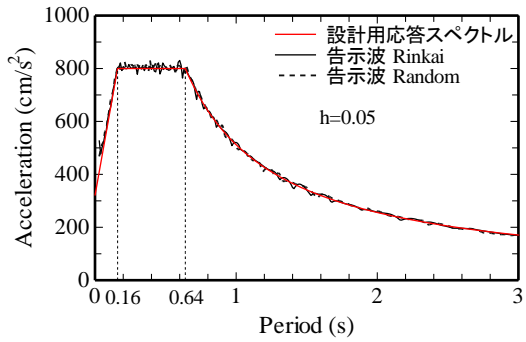


図8 告示模擬波の加速度応答スペクトル

4.4 解析結果

2回連続地震波入力による応答塑性率の時刻歴の一例を図9に示す。図9に示すように、地震波を2回連続して入力するときには、1回目の地震波入力後に振動を減衰させるために5秒間の加速度0を入力してから2回目の地震波を入力した。

入力地震波倍率を0.01倍刻みで変化させた時の最大応答塑性率の関係を図10に示す。図中の実線は地震波を1回だけ入力した時の結果で、1回目の入力で最大応答塑性率 $\mu = 0.5 \sim 5$ の各変形を生じさせた後に、2回目の入力地震波倍率を変化させたときの最大応答塑性率を点線などで示した。図中の記号(○, △, ▽, ×)は、終局塑性率 $\mu_{max}=5$, $\mu_{max}=3$, $\mu_{max}=1.5$ の各モデルで、1回目入力で各損傷度が生じた後、2回目に耐えられる(終局塑性率に達する)地震波倍率 A_{di} を示す。履歴モデルがTakedaモデルの場合、El Centro波とTohoku波に対しては損傷度I, II, IIIのときの地震波倍率 A_{di} に大きな差はないが、IVになると小さい地震波倍率 A_{di} で終局塑性率に到達した。それに比べ、Kobe波やFkiN30w波の場合は、各損傷度に対する地震波倍率 A_{di} が一定的に小さくなっている。告示模擬波であるRinkai波とRandom波は他の地震波比べると、損傷度の増加による地震波倍率 A_{di} の低下はあまり大きくなかった。

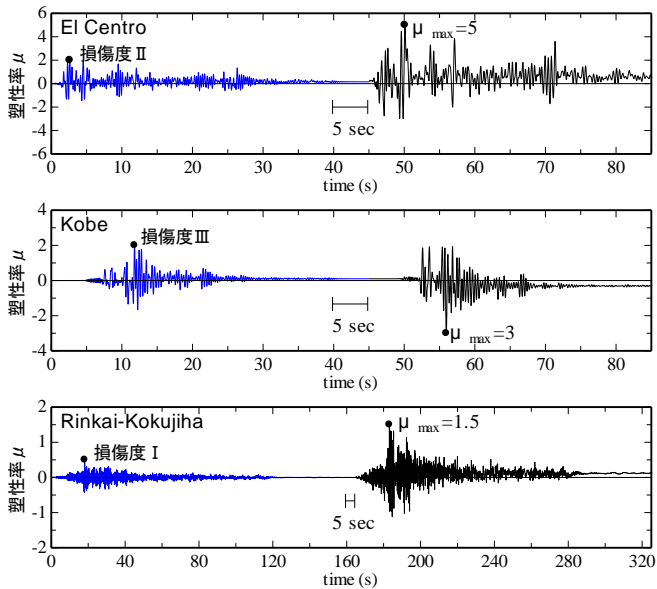


図9 2回地震波入力による応答塑性率の時刻歴

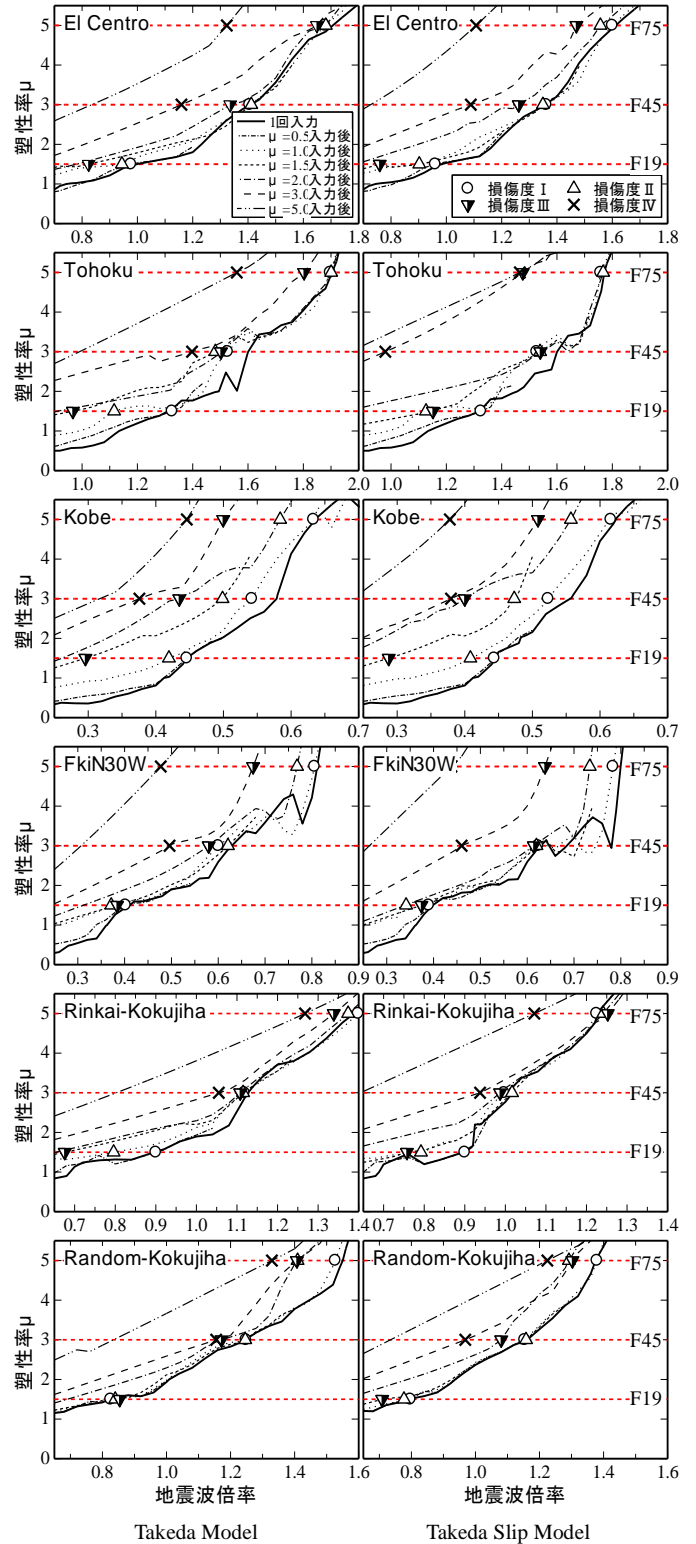


図10 地震波倍率と最大応答塑性率関係

図10の結果を用いて式(2)により地震波倍率の割合から地震応答解析による耐震性能残存率 R_{dyn} を求めた、損傷度と耐震性能残存率 R_{dyn} の関係を図11に示す。 $\mu_{max}=5$ は曲げ部材、 $\mu_{max}=3$, $\mu_{max}=1.5$ はせん断部材とみなして解析結果と比較する。地震応答解析から得られた各地震波ごとの耐震性能残存率 R_{dyn} を比較すると、Rinkai波とRandom波は他の地震波に比べ、損傷度が大きくなって

も R_{dyn} はあまり低下しない。これに対して、Kobe 波と FkiN30w 波の場合、損傷度が大きくなるほど耐震性能残存率 R_{dyn} が低下する傾向が目立っている。特に Kobe 波の場合、 $\mu_{max}=5$, $\mu_{max}=3$, $\mu_{max}=1.5$ と変形性能が小さくなるほど耐震性能残存率 R_{dyn} が他の地震波に比べ低く、変形性能による差があった。また、El Centro 波と Tohoku 波の各損傷度に対する耐震性能残存率は Kobe 波、FkiN30w 波よりは大きく、Rinkai 波と Random 波よりは小さい。

ここで、最大応答塑性率に影響を及ぼす地震動の性質について考察するため、図 1 2 に履歴モデルを Takeda Model とした解析モデルの最大応答塑性率が 3 になるように各地震動の大きさを基準化した時の減衰定数 $h=20\%$ のときの弾性変位応答スペクトルを示す。解析モデルの最大応答塑性率が 3 および 5 の時、等価粘性減衰係数 Heq が $18\% \sim 21\%$ の間なので、減衰定数 $h=20\%$ のときの変位応答スペクトルを検討すれば最大応答塑性率に影響を及ぼす各地震動の性質が概ね推定可能であると思われる。ここで、図 1 2 の T_c , T_y , T_u (1.5, 3, 5) は、解析モデルのひび割れ、降伏、各終局塑性率時の等価周期 (最大応答点と原点との割線周期と定義) である。その結果 Rinkai 波と Random 波に対しては構造物の塑性化により等価周期が長くなっても変位応答の変化は小さい。終局塑性率 3, 5 で El Centro 波の応答変位の増大は大きい、全体的には Kobe 波と FkiN30w 波が最も等価周期が長くなるほど変位応答の増大が大きい。これは図 1 0 の地震波倍率と最大応答塑性率の関係で地震波を 2 回入力した時の変位応答の増大と同一傾向である。

復元力モデルを Takeda slip モデルとした場合、Takeda モデルと比較すると、地震波を 1 回入力した時に最大応答塑性率に至る地震波倍率 A_0 が小さくなり、この現象は、最大応答塑性率が大きいほどその傾向も大きい。しかし、地震波倍率の割合で求めた耐震性能残存率 R_{dyn} で比較すると 2 回目の地震波倍率も同程度に小さくなっていくので、Takeda Model にしても Takeda Slip Model にしても同じ傾向を示す。

図 1 1 には、表 1 に示した耐震性能低減係数 η も示した。表 1 の耐震性能低減係数 η は部材のエネルギー吸収能力に基づいて定義したものであり、入力地震動の強さの比で定義した R_{dyn} とは直接対応しない。ここで、Newmark のエネルギー一定則が成り立ち、入力地震動に対する応答倍率が一定と仮定すると、 $R_{dyn}^2 = \eta$ の関係が成り立つことになる。そこで、図 1 1 中には比較のために $\sqrt{\eta}$ もあわせて示した。図 1 1 に示すように、 $\sqrt{\eta}$ は各地震動に対する R_{dyn} の概ね下限値に対応しており、 η は R_{dyn} を十分に安全側に評価している。表 1 の耐震性能低減係数 η は損傷度 I 程度までは概ね実験値と対応するが、それ以後は損傷度が大きくなるほど R_{dyn} ははるかに大きい。実際の構造物では地震により損傷が大きくなるほど、復元力特性のスリップとともに繰返し载荷による耐力低下も生じるが、本解析の復元力モデルでは耐力低下の影響は考慮していないので、解析結果は実際の構造物の耐震性能残存率 R_{dyn} を過大評価している可能性もある。この耐力低下の影響については今後の検討課題である。しかしながら、表 1 の耐震性能低減係数 η は、地震応答解析から得られた耐震性能残存率 R_{dyn} を概ね小さめ、すなわち安全側に評価しているので、表 1 の耐震性能低減係数 η は、構造物の残存耐震性能を評価する際に、有効な指標であると考えられる。

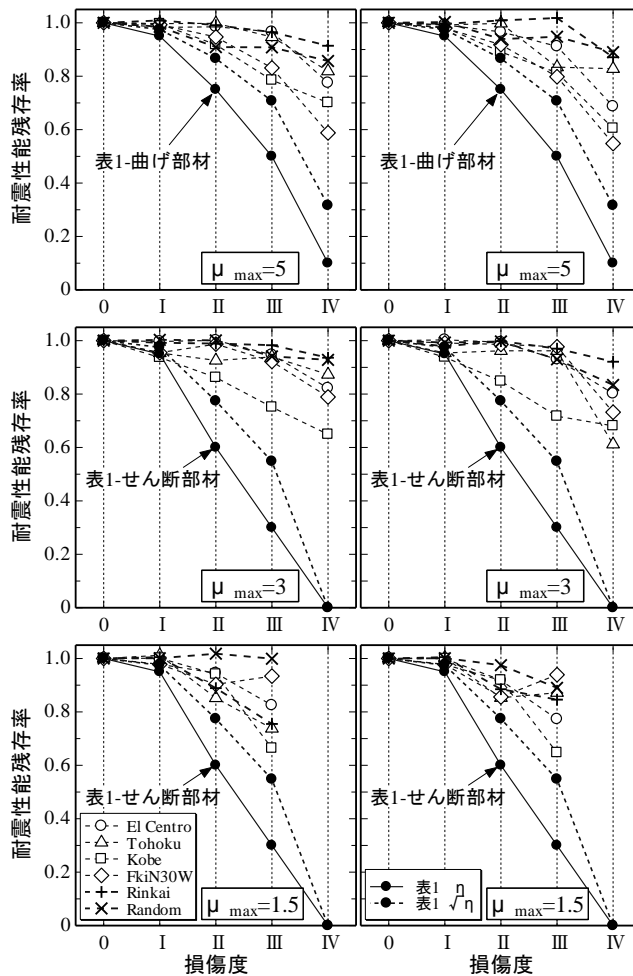


Figure 1 1: Relationship between damage and residual seismic performance for Takeda Model and Takeda Slip Model.

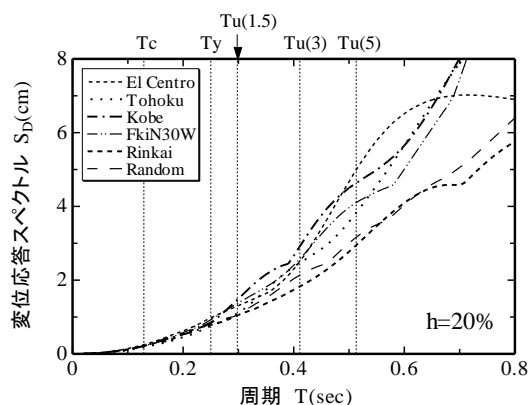


Figure 1 2: Displacement response spectrum.

4.5 周期の変化による耐震性能低減係数の検討

4. 4 までに示した解析結果は、実験結果に基づいてモデルを設定しており、1 次固有周期 $T=0.13\text{sec}$ の場合であった。そこで、異なる固有周期の範囲に対する適合性を検討するため、固有周期を変化させた 1 質点系の応答解析を行い、同じ方法で耐震性能残存率 R_{dyn} を求め、表 1 の耐震性能低減係数 η と比較した。解析モデルは図 1 3 に示すように、降伏強度をベースシア係数にして 0.3 と統一し、

ひび割れ強度は降伏強度の 1/3 倍とした。降伏時の割線剛性および降伏後の接線剛性は、それぞれ弾性剛性の 0.3 倍および 0.01 倍とした。解析モデルの終局塑性率は、図 5 と同様に $\mu_{\max}=5$, $\mu_{\max}=3$, $\mu_{\max}=1.5$ とした。弾性周期 T は 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.8, 1.0 秒と変化させ、入力地震波は 3. で用いた地震波と同様のものを用いた。履歴モデルが Takeda Model と Takeda Slip Model では、耐力低減係数の算定結果には大きい差が見られなかったため、ここでは Takeda Model でのみ検証を行った。

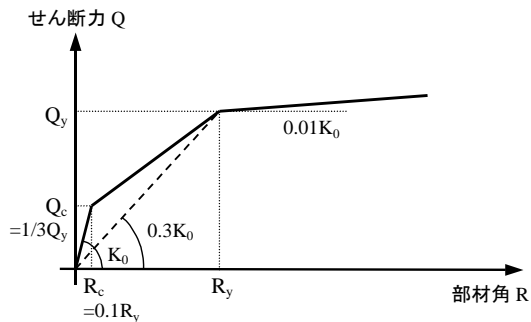


図 1.3 スケルトンカーブ

弾性周期をパラメータとした解析結果について、各損傷度と式(2)の定義により求めた耐震性能残存率 R_{dyn} の関係を図 1.4 に示す。 $\mu_{\max}=5$ は曲げ部材、 $\mu_{\max}=3$, $\mu_{\max}=1.5$ はせん断部材とみなして解析結果と比較する。弾性周期 $T=0.3\text{sec}$ の時、それぞれの損傷度に対する耐震性能残存率は他の周期と比較すると、多くの地震波において耐震性能残存率が小さく、長周期になるほど耐震性能残存率は低下せず 1 に近づく傾向が見られた。いずれの周期に対しても、Kobe 波と FkiN30w 波に対する耐震性能残存率 R_{dyn} が最も小さく、特に FkiN30w 波の周期 $T=0.2, 0.3, 0.4\text{sec}$ で、 R_{dyn} が最も小さい。告示模擬波 Rinkai 波と Random 波に対する耐震性能残存率 R_{dyn} は短周期では他の地震波に比べ大きい、長周期にいくほど小さくなっている。ここで、最大応答塑性率に影響を及ぼす地震動の性質について考察するため、図 1.5 に各地震動の弾性周期 T が 0.3sec の時に塑性率が 5 になる地震力の大きさに基準化し、減衰 20% の時の弾性周期における変位応答スペクトルを示した。解析モデルの最大応答塑性率が 5 の時、等価粘性減衰係数 H_{eq} が 20% 程度なので、減衰定数 $h=20\%$ のときの変位応答スペクトルを検討すれば最大応答塑性率に影響を及ぼす各地震動の性質が概ねわかると思われる。また、各弾性周期のモデルについて、図中に最大塑性率 5 に達したときの等価剛性により求められる等価周期（最大応答点と原点との割線周期と定義） $T_5=0.2, T_5=0.3, T_5=0.4, T_5=0.5, T_5=0.6, T_5=0.8, T_5=1.0$ を点線で示す。等価周期 0.2 秒では、Kobe 波と FkiN30w 波が大きい変位応答を示すが、等価周期 0.3 秒を超えると Kobe 波は周期が長くなっても変位応答に変化がなく、FkiN30w は等価周期 0.2 秒から 0.6 秒の間で変位応答の変化が大きくなった。Rinkai 波と Random 波は短周期側では他の地震波に比べ変位応答の変化が小さく、長周期側になると大きくなる。これは、前述した解析結果での耐震性能残存率 R_{dyn} を算定するとき、各周期に伴う変位応答の変化が大きいほど耐震性能残存率 R_{dyn} が小さくなる傾向とほぼ一致している。

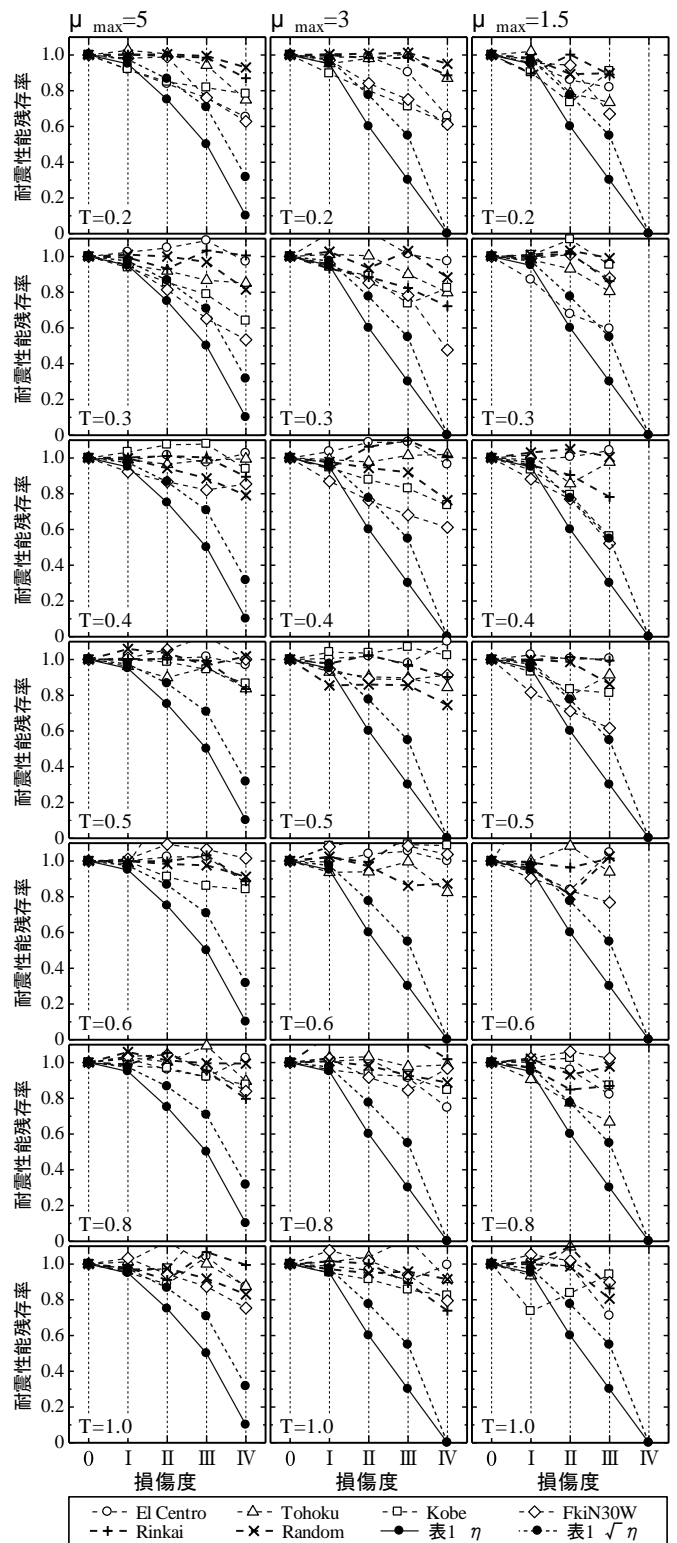


図 1.4 損傷度と耐震性能残存率の関係

表 1 の η を用いた $\sqrt{\eta}$ と比較すると弾性周期 $T=0.13$ 秒の場合と同様に、図 1.3 に示した R_{dyn} の下限値と概ね一致するが、 R_{dyn} が下回るところもある。また、表 1 のせん断部材と比較した終局塑性率 $\mu_{\max}=3$ と $\mu_{\max}=1.5$ の損傷度 I で、多少提案した値より下回る場合があるが、全体的に表 1 の耐震性能低減係数 η は地震応答解析から得た耐震性能残存率 R_{dyn} より低く、弾性周期 $T=0.13$ 秒の場合と同様に、

地震応答解析による結果を安全側に評価しているのが確認できる。弾性周期の変化させたときの耐震性能残存率 R_{dyn} の解析結果を見ると、構造物の塑性化に伴う等価周期の長周期化によって応答変位が急激に増加する周期の領域（弾性周期 $T=0.2\sim 0.3$ 秒、図 15 参照）では、耐震性能残存率 R_{dyn} の値は比較的小さくなり、長周期の領域では損傷度の増加に伴う R_{dyn} の低下があまり見られない。したがって、表 1 の耐震性能低減係数 η は、弾性周期 $T=0.6\text{sec}$ 程度を超える構造物に対しては、被災後の残存耐震性能をやや過小評価する傾向があるが、各周期の構造物に対して適用可能であると考えられる。地震被害を受け被災度判定の対象となる RC 造建築物の中心である中低層建物に対しては、表 1 の耐震性能低減係数 η により、被災後の残存耐震性能を比較的精度よくかつ安全側に評価することができると思われる。

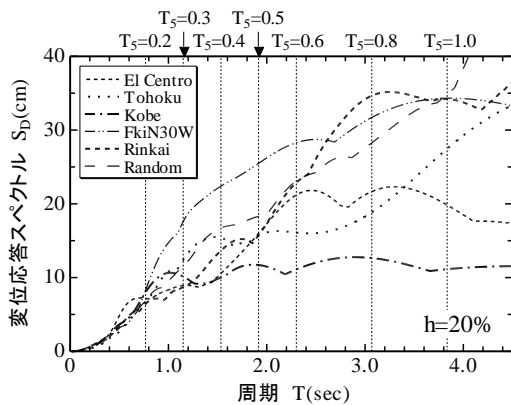


図 15 変位応答スペクトル

5. まとめ

限られた梁部材実験から定量化した表 1 の耐震性能低減係数 η の妥当性を検証するため、変形性能をパラメータとした RC 柱部材実験と正負繰り返し応答変形が生じる地震時の構造物の挙動を模擬するため、1 質点系弾塑性地震応答解析を行った。片押しの荷重変形関係包絡線に単純化して求めた各試験体の耐震性能低減係数は変形性能に伴い、表 1 の曲げ部材とせん断部材の数値にほぼ対応しており、柱部材に対応しても概ね適用可能と考えられる。また、地震応答解析による耐震性能残存率 R_{dyn} を、無損傷時に耐えられる地震力の大きさに対する、ある損傷度が生じた後に耐えられる地震力の大きさで定義し、異なる倍率の地震波を 2 回入力して地震波倍率の割合によって求めた。応答解析の履歴モデルは Takeda Model と等価粘性減衰係数が試験体と同程度になるように設定した Takeda Slip Model を用いたが、耐震性能残存率 R_{dyn} の算定においては両履歴モデルによる差はあまりなかった。表 1 の耐震性能低減係数 η は、地震応答解析から得られた耐震性能残存率 R_{dyn} を概ね小さめ、すなわち安全側に評価しているため、表 1 の耐震性能低減係数 η は、構造物の残存耐震性能を評価する際に、有効な指標であると考えられる。また、異なる固有周期の範囲に対する適合性を検討するため、固有周期を変化させた 1 質点系の応答解析を行い、同じ方法で耐震性能残存率を求め、表 1 の耐震性能低減係数と比較した。その結果、損傷度 I で、多少提案した値より下回る場合があるが、全体的に表 1 の耐震性能低減係数 η は地震応答解析から得た R_{dyn} より低く、地震

応答解析による結果を安全側に評価しているのが確認できた。本研究で行った地震応答解析は、解析モデルを図 5 に示したようなピロティ建物としており、1 階柱の損傷がそのまま建物全体の損傷になる場合を対象としている。純ラーメン構造のように、建物全体の柱、梁に損傷が分布する場合については未検討であり、今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 前田匡樹：日本建築学会関東支部「耐震診断・耐震改修に関するシンポジウム」, pp.11-18, 2000 年
- 2) 文野正裕, 前田匡樹他：部材の残余耐震性能に基づいた震災 RC 造建築物の被災度評価法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第 22 巻 3 号, pp.1447-1452, 2000 年
- 3) 文野正裕, 前田匡樹他：軸方向変形拘束を受ける RC 梁部材の挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第 21 巻 3 号, pp.517-522, 1999 年
- 4) 文野正裕, 前田匡樹他：RC 柱の損傷状態に基づく残余耐震性能の評価, コンクリート工学年次論文報告集, 第 23 巻 3 号, pp.259-264, 2001 年
- 5) 鄭文淑, 文野正裕, 前田匡樹他：柱部材の損傷状態に基づく震災 RC 造建築物の残余耐震性能評価 (その 1) 実験概要および結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.451-452, 2001 年
- 6) 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針, 2000 年.
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 —許容応力度設計法一, 1999.11
- 8) Takeda, T. et al : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, Dec. 1970.
- 9) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 1995 年.