

論文 擬似動的実験による震災 RC 造建築物の残存耐震性能の評価

康 大彦^{*1}・田中 康介^{*2}・前田 匡樹^{*3}・井上 範夫^{*4}

要旨：本研究では，RC 造建物について残存耐震性能を評価することを目的とし，建築基準法の限界耐力計算法に基づいて作成した模擬地震波を入力波として RC 造の 4 階建て建物の 1 階柱（腰壁垂れ壁付き）を想定し擬似動的実験を行った。柱の最大応答と残留ひび割れ幅などの損傷状況の関係を検討し静的漸増載荷実験結果と比較した。また，地震波の倍率を決めるため行った等価 1 質点系の地震応答解析結果と比較した。

キーワード：RC 造，柱，地震波，擬似動的実験，残存耐震性能，残留ひび割れ幅，損傷度

1. はじめに

2001 年に改訂された日本建築防災協会の「震災建築物の被災度判定基準および復旧指針」¹⁾（以下，被災度区分判定基準）では，地震被害を受けた RC 造建物の被災度を，文野・前田らの静的漸増載荷実験²⁾結果から得られた部材の残留ひび割れ幅（損傷度）と荷重 - 変形曲線から評価した残存エネルギー吸収能力の関係を定量化して求めた部材の耐震性能低減係数³⁾に基づいて評価している。この静的漸増載荷実験結果から定量化した部材の耐震性能低減係数の妥当性を検討するために，鄭らは 1 質点系の弾塑性地震応答解析を行った⁴⁾。また，筆者らは，4 階建て RC 造建物の 1 階柱を想定しサブストラクチャー擬似動的実験を行った⁵⁾。その結果，部材の損傷度と耐震性能低減係数の関係は，実地震波による不規則な変位履歴を経験した構造物の被災度の評価にも適用可能であり，耐震性能低減係数 η を用いて，震災 RC 造建物が被災後に耐えられる入力地震動レベルを概ね安全側に評価できることが確認できた。しかしながら，筆者らが昨年行った実験の試験体（静的漸増載荷実験²⁾の試験体を含めて 4 体）は曲げ降伏後に付着割裂破壊する試験体であり，曲げ降伏後にせん断破壊する部材に対しての残存耐震性能の評価は未検討である。また，擬似動的実験で検討した地震波が 1 波（Kobe NS 成分）のみと限ら

れたものである。

そこで本研究では，曲げ降伏後にせん断破壊する部材について残存耐震性能を評価することを目的とし，建築基準法の限界耐力計算法⁶⁾に基づいて作成した模擬地震波を入力波として RC 造 4 階建て建物の 1 階柱を想定して擬似動的実験を行い残存耐震性能の評価を行う。また，柱の最大応答と残留ひび割れ幅などの損傷状況の関係を検討し静的漸増載荷実験と比較する。また，地震波の倍率を決めるため行った等価 1 質点系の地震応答解析結果と比較する。

2. 残存耐震性能の評価方法

被災度区分判定基準では，部材の残存耐震性能を耐震性能低減係数 η で評価する。耐震性能低減係数は，文野・前田らの静的載荷実験結果²⁾から得られた部材の残留ひび割れ幅（損傷度）と片押し荷重変形関係の包絡線におけるエネルギー吸収能力に基づいて，式（1）で定義し，表 - 1 のように与えている。

$$\eta = \frac{E_r}{E_d + E_r} \quad (1)$$

ここで， E_d :消費エネルギー、 E_r :残存エネルギー吸収能力
鄭らは文献 4)で，建築物の耐えうる地震力の大きさをを用いて残存耐震性能を評価した。すなわち，図 - 1 のように，無損傷時に耐えられる（ちょうど

*1 東北大学大学院 博士課程（正会員）

*2 東北大学大学院 修士課程（正会員）

*3 東北大学大学院 助教授 工学研究科 都市・建築学専攻 博士（工学）（正会員）

*4 東北大学大学院 教授 工学研究科 都市・建築学専攻 工学博士（正会員）

終局限界に達する)地震力の大きさ A_0 と, ある損

表 - 1 耐震性能低減係数 ¹⁾

損傷度	1)せん断柱	2)曲げ柱
I	0.95	0.95
II	0.6	0.75
III	0.3	0.5
IV	0.0	0.1
V	0.0	0.0

傷度 (, , ,) が生じた後に耐えられる地震力の大きさ A_{di} の比である式 (2) を, 残存耐震性能率 R_{dyn} と定義し, 残存耐震性能を評価した。

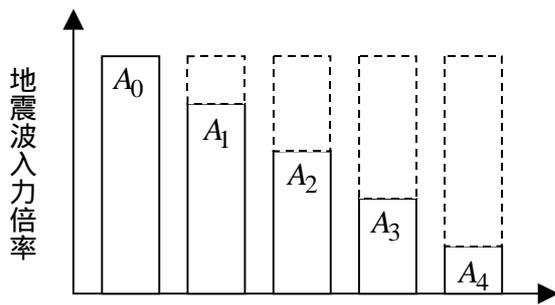


図 - 1 残存耐震性能率 R_{dyn}

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

本研究では, 鄭らの定義に基づき, 試験体 2 体について擬似動的実験を行い部材の残存耐震性能を評価し, 被災度区分判定基準の部材の耐震性能低減係数 と比較した。

3. 実験概要

3.1 試験体

試験体は, 地震応答時の柱の残留ひび割れ幅などの損傷状況を逐次観察するためにできるだけ実大に近い大きさとし, 柱断面 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$, 柱内法寸法 1600mm , せん断スパン比は 2.0 とした。試験体は, 擬似動的実験 (2 体) と静的漸増載荷実験 (1 体) の計 3 体で形状・配筋全て同一仕様である。試験体の形状及び配筋図を図 - 2 に, 試験体構造諸元と材料特性を表 - 2, 3 に示す。

表 - 2 試験体構造諸元

$B \times D$	h_0	主筋	p_t	横補強筋	p_w
400×400	1600	10 - D16	0.50	2 - D6@80	0.20

$B \times D$: 幅(mm) \times せい(mm), h_0 : 内法寸法(mm), p_t : 引張り鉄筋比(%), p_w : せん断補強筋比(%)

表 - 3 材料特性

コンクリート		鉄筋		
σ_B (Mpa)	ϵ_{cu} (%)	鉄筋径	σ_y (Mpa)	ϵ_y (%)
28.7	0.21	主筋 D16 (SD345)	389	0.210
		横補強筋 D6 (SD295)	420	0.249

σ_B : 圧縮強度, ϵ_{cu} : 圧縮強度歪度, σ_y : 降伏強度, ϵ_y : 降伏歪度

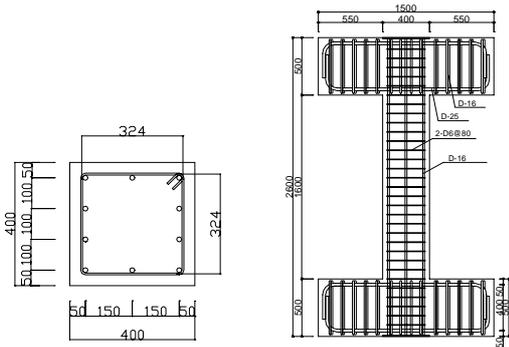


図 - 2 試験体形状及び配筋図 (単位 mm)

3.2 実験方法及び加力装置

3.2.1 加力装置

加力装置は擬似的動的実験と静的載荷実験ともに同じ装置を用いて行った。図 - 3 に示すように, 水平ジャッキ 1 台と鉛直ジャッキ 2 台の計 3 台を用いて, 試験体に逆対称曲げせん断力を作用させた。すなわち, 水平ジャッキによりせん断力を加え, 鉛直ジャッキにより, 上スタブの回転を制御すると同時に一定軸力 (899kN) を載荷した。

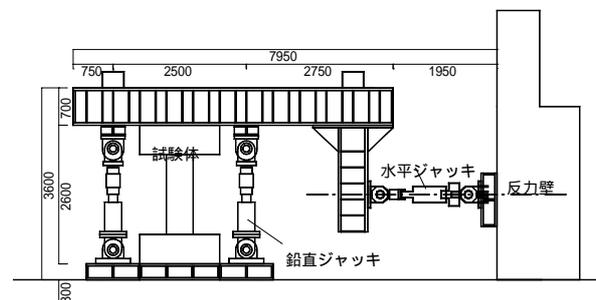


図 - 3 加力装置 (単位 mm)

3.2.2 数値積分法

擬似動的実験の際に応答計算の数値積分法は中島らにより提案されているオペレータ・スプリッティング法⁷⁾を用いた。なお, 応答解析の時間刻み

は 0.005 秒とし、粘性減衰は降伏時剛性に比例させ、その時の 1 次固有周期に対する減衰定数 2% とした。

3.2.3 載荷パス及び入力地震波

試験体は 3 体について実験を行った。静的実験 (1 体) による試験体を ST、擬似動的実験 (2 体) による試験体を PS - 3、PS - 0 と称する。

静的実験における載荷履歴を図 - 4 に示す。載荷は変位制御により $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$, $\pm 1/67$, $\pm 1/50$, $\pm 1/33$, $\pm 1/25$ 各サイクルを 2 サイクルずつ行い、耐力低下が認められた時点、または、耐力が最大耐力の 50% 程度に低下した時点で終了とした。ただし、 $\pm 1/100$ のサイクル後、 $\pm 1/50$, $\pm 1/33$ のサイクル後にそれぞれ $\pm 1/400$ と $\pm 1/200$ の小振幅を 1 サイクル行った。

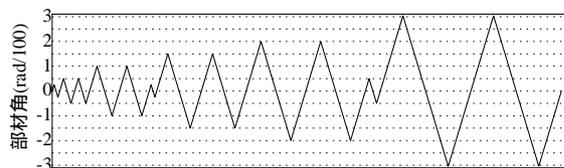


図 - 4 載荷履歴

擬似動的実験の際に使用した入力地震波は、建築基準法の限界耐力計算法に基づいて第 2 種地盤に対する加速度応答スペクトル ($h=5\%$) を設定し、そのスペクトルに合致するような加速応答スペクトルを持つ模擬地震波を作成した。包絡線関数は Jennings 型とし主要動の長さは 5 秒とした。

図 - 5 に入力地震波の加速度時刻歴を、図 - 6 に目標加速度応答スペクトルを示す。

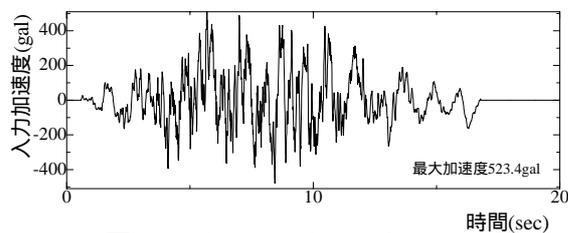


図 - 5 入力地震波の加速度時刻歴

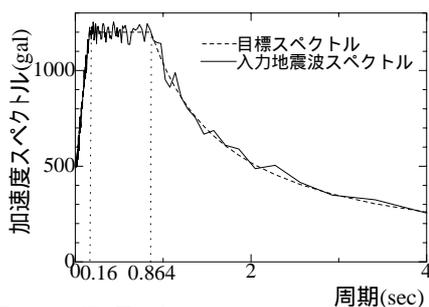


図 - 6 目標加速度応答スペクトル

擬似動的実験は試験体 2 体について行い、応答計算時の質量は、柱に作用させた軸力 899kN とした。試験体の弾性時および降伏時剛性に基づく周期はそれぞれ、0.20sec および 0.32sec である。載荷には表 - 4 のように入力倍率を変化させて地震波を入力した。すなわち、試験体 PS - 0 は無損傷時の耐震性能を評価するため 1 回の入力で破壊させるように計画した。一方、試験体 PS - 3 は損傷度

ないし 程度の損傷が生じた後の残存耐震性能を評価するため、1 回目の入力で損傷度 ~ 程度の損傷を生じさせた後に 2 回目入力で破壊させるよう計画した。PS - 3 の実際の加力では、4 で詳しく述べるように 1 回目入力では目標とする損傷度に達しなかったため、入力倍率を上げて 2 回目の入力を行って、目標の損傷度 を生じさせた。その後、3 回目入力で破壊させる計画だったが損傷度 に留まったため、4 回目の入力で破壊させた。地震波の入力倍率は、後述する地震応答解析結果に基づいて設定した。

表 - 4 入力レベル

試験体	入力	入力倍率	目標損傷度	実際の損傷度
PS - 0	1 回目	0.85 倍	V	
PS - 3	1 回目	0.40 倍		
	2 回目	0.55 倍		
	3 回目	0.70 倍		
	4 回目	0.70 倍	V	

4. 実験結果

各試験体の荷重 - 変位関係及び最終的な破壊状況をそれぞれ図 - 7 と図 - 8 に示す。

静的漸増載荷実験及び擬似動的実験の試験体の全てが、破壊するまで耐力低下があまり観察されず最終的にせん断で破壊した。

試験体の ST は、図 - 7 に示すように、曲げひび割れの発生後にせん断ひび割れが発生し、部材角 0.6% 程度で主筋が降伏し、正負側ともに部材角 1% 付近で最大耐力に達した。その後目立った耐力低下が見られず、部材角 2.5% 付近で柱頭ヒンジ領域のせん断ひび割れが急激に開くとともにせん断補強筋が破断し、軸力が保持できなくなり破壊した。

試験体 PS - 0 は、1 回目入力で、正負方向とも部材角 0.25% の付近で曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れが生じ、部材角が 0.6% で曲げ降伏した。その後、部材角 $R = \pm 1.25\%$ 程度で、上下危険断面付近の圧壊が生じ、柱頭ヒンジ部分のせん断ひび割れが開きせん断破壊した。

試験体 PS - 3 は、1 回目入力では、9 秒付近で部材角 0.75% (12mm) の最大変形が生じたが、目標とする損傷度 Ⅱ までは至らなかったため、入力倍率を上げて、2 回目の入力を行った。2 回目入力では、曲げ及びせん断ひび割れ幅が進展し、最終的には最大応答部材角 1.0% 程度の変形が生じ、損傷度 II 程度になった。試験体を破壊させることを計画した 3 回目の入力では、危険断面付近の圧縮側コンクリートの剥落が生じ、部材角 2.0% 程度の最大変形が生じたが、損傷度 Ⅲ 程度に留まった。4 回目入力では、ヒンジ領域のコンクリートの圧壊が進展し、8.8 秒付近でせん断補強筋が破断するとともに耐力低下して軸力を保持できなくなり破壊したために、載荷を終了した。

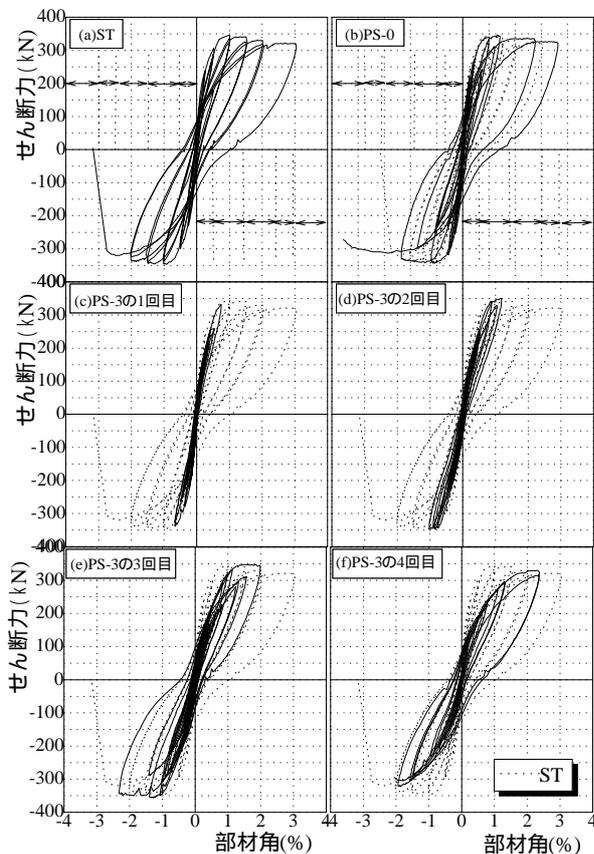


図 - 7 荷重 - 変位関係

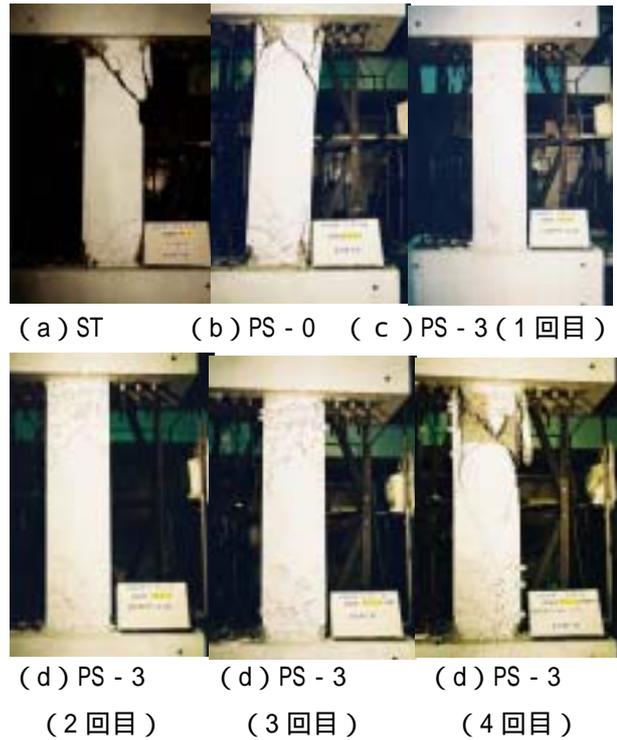


図 - 8 最終破壊状況

擬似動的実験の試験体の部材角が 0.25%, 0.5%, 1%, 1.5%, 2%, 2.5% を更新した後の除荷時 (水平荷重が 0 のとき) について、曲げ、せん断ひび割れ幅 (以下、残留ひび割れ幅) をクラックスケールで計測し、静的漸増載荷実験結果と比較した。各試験体について、各サイクルピーク時の部材角と最大残留ひび割れ幅の関係を図 - 9 に示す。

図 - 9 によると、曲げ、せん断ともに残留ひび割れ幅は、ピーク時部材角に比例的に増加する傾向が見られ、同程度の部材角に対しては、擬似動的実験と静的実験の残留ひび割れ幅は同程度である。

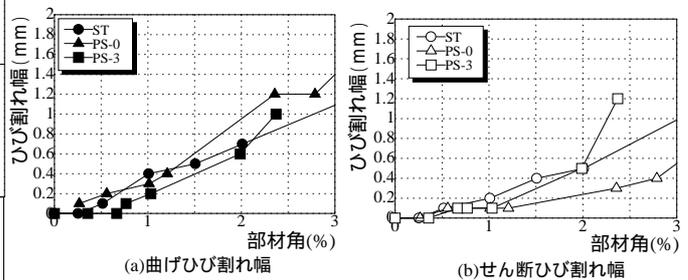


図 - 9 経験部材角 - ひび割れ幅関係

5. 応答解析と実験結果の比較

擬似動的実験の試験体 (PS - 0, PS - 3) に対して、目標とする損傷 (応答変形) を生じさせる地震波

の入力倍率を設定するため、実験開始前に擬似動的実験と同様の解析モデルによる応答解析を行った。解析モデルは1質点系とし、復元力特性はTakeda-Slipモデル⁸⁾とした。復元力特性の包絡線は、図-10に示すように静的漸増載荷実験(ST)の実験結果を参考に設定した。初期剛性 K は計算値とし、ひび割れ変形は試験体STで初ひび割れが

表-5 解析モデル

	d_c (mm)	F_c (kN)	d_y (mm)	F_y (kN)	K_3
Case1	2.00	179.60	9.20	320.00	$K/1000$
Case2	2.00	179.60	10.51	345.62	$K/1000$

d_c :ひび割れ変位, F_c :ひび割れ強度, d_y :降伏変位,
 F_y :降伏強度, K_3 :降伏後剛性, K :弾性剛性
 観測された時点の変形とした。降伏点の変形 d_y および荷重 F_y は、以下の2通りの値としたモデルを設定した。すなわち、試験体STの降伏点(危険断面の引張主筋の50%が降伏ひずみに達した時点)とした場合(Case1), および、ひび割れ後剛性をCase1と同一とし、降伏荷重 F_y を実験の最大荷重 Q_{max} とした場合(Case2)を考えた。履歴モデルはTakeda-Slipモデル⁸⁾で、試験体STの各載荷サイクルの等価粘性減衰定数 h_{eq} が等しくなるように、除荷時剛性低下係数 $\alpha = 0.7$ とスリップ剛性低下係数 $\beta = 0.2$ を設定した。

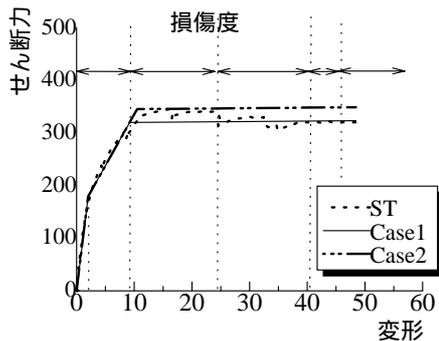


図-10 変形と損傷度の関係

図-11には最大応答変形(部材角)と入力地震波の倍率との関係を、実験結果と併せて示す。解析は、無損傷のモデルに地震波を入力した場合(図中で1回目入力)と、1回目入力でPS-3の1,2,3回目入力の最大応答変形の実験値に相当する部材角0.6%, 1.2%, 2.4%を生じさせた後に、継続して再度地震波を入力した場合の結果を示した。図中の

部材角3%は、静的実験の試験体STがせん断破壊した時点である。

図-11に示したように、2Caseの解析結果は、降伏強度 F_y が大きいCase2の方が若干最大応答部材角が小さいが、それほど大きな差は見られない。最大応答変形が降伏変形程度のPS-3の1回目()および2回目(回)は、それぞれ解析結果の「1回目入力」および「0.6%入力後」とほぼ一致している。これに対して、せん断破壊が発生したPS-0の1回目()とPS-3の3回目()の最大応答変形は、対応する解析結果(それぞれ「1回目入力」および「2.4%入力後」)よりもかなり小さい。これは、応答解析では降伏後も無限に耐力低下しない復元力モデルを用いているのに対して、実験ではせん断破壊が生じ軸力を保持できなくなった時点で実験を終了したためである。各ケースの1回目()と部材角0.6%入力後(...)の解析結果を見ると、地震波の入力による最大応答部材角は大きな差が見られない。それは、前述したように地震波倍率0.4を入力したPS-3の1回目は損傷程度でほとんど損傷を受けてないためである。

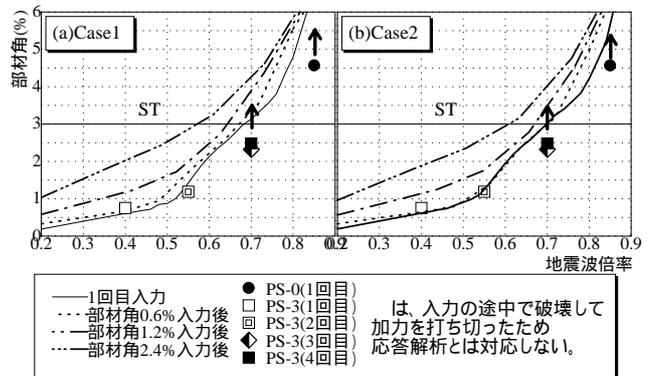


図-11 部材角と入力地震波の倍率との関係

6. 入力地震動レベルに基づく残存耐震性能評価

本研究の各試験体が、最終的に破壊したときの地震波入力倍率から式(2)により求めた残存耐震性能率 R_{dyn} と実験開始時の損傷度の関係を、昨年の実験結果⁵⁾と併せて、図-12と表-6に示す。また、図-12の中には、表-1の被災度区分判定基準の耐震性能低減係数 η と比較のためあわせて示した。昨年の実験は、曲げ降伏後比較的小さな変形で付着割裂破壊する柱についてKobe波を入力地震動として本研究と同様な擬似動的実験を行っ

たものであり、表 - 6 に示すように、無損傷の試験体 PSD5 は入力倍率 0.60 倍、損傷度 0 の試験体 PSD2, 3 はそれぞれ 0.41, 0.30 倍を入力して破壊した。

表 - 6 入力倍率と損傷度の関係

	損傷度	入力地震動	入力倍率	残存耐震性能率
PS - 0	0	模擬地震波	0.85	1
PS - 3			0.70	0.82
PSD5	0	Kobe 波	0.60	1
PSD2			0.41	0.68
PSD3			0.30	0.50

本実験の結果から、試験体 PS - 0 は、1 回目入力（無被害）で 0.85 倍の入力で破壊し、試験体 PS - 3 は、損傷度 0.75 の損傷状態で地震波倍率 0.70 の入力で破壊したことから、式 (2) で $A_0=0.85$ 、損傷度 0.75 に対する $A_{di}=0.70$ として損傷度 0.75 に対する残存耐震性能率を求めると、 $R_{dyn}=0.82$ となる。本実験の柱の終局部材角が 3%（塑性率 5）、昨年の実験の柱の終局部材角が 1.5%（塑性率 2.5）であることから、前者が被災度区分判定基準の曲げ柱、後者がせん断柱に対応すると考えると、表 - 1 の耐震性能低減係数 η は、これらの実験から得た残存耐震性能率 R_{dyn} を概ね低めに、すなわち安全側に評価している。以上より、被災度区分判定基準の耐震性能低減係数 η を用いて震災 RC 造の残存耐震性能の評価を行うと、被災後の建物が耐えられる入力地震動のレベルを概ね安全側に評価していることが確認できた。

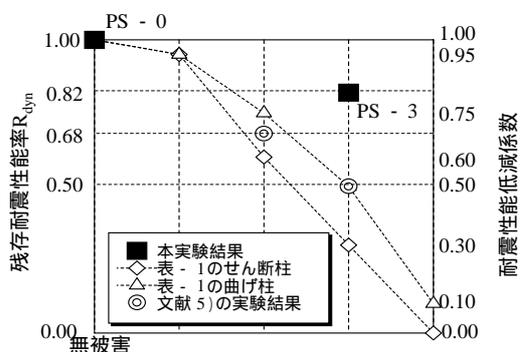


図 - 12 損傷度と地震波倍率関係

7. まとめ

RC 造のせん断破壊型の部材について残存耐震性能を評価することを目的とし、限界耐力法に基

づいて作成した模擬地震波を入力波として RC 造の 4 階建ての 1 階柱を想定し擬似動の実験を行った。その結果、被災度区分判定基準のせん断柱の耐震性能低減係数 η は、せん断で破壊した本実験と付着で破壊した昨年の実験から得た残存耐震性能率 R_{dyn} を 2 つとも低めに評価している。また、模擬地震波を用いた本実験からみると、被災度区分判定基準の耐震性能低減係数 η を用いて震災 RC 造の残存耐震性能の評価を行うと、被災後の建物が耐えられる入力地震動のレベルを概ね安全側に評価していることが再確認できた。

謝辞

本研究の一部は、科学研究費・特定領域研究(B)「日米共同研究による都市地震災害の軽減」の計画研究課題(2-1)「性能基盤型設計法の開発」(課題番号:11209203,研究代表者:壁谷澤 寿海 東京大学教授)によるものである。

参考文献

- (財)日本建築防災協会:震災建築物の被災度判定基準および復旧指針,2001.
- 文野正裕,前田匡樹,長田正至: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集,第 22 巻,第 3 号,pp.1447 - 1452,2000.
- 文野正裕,永山憲二,前田匡樹,田才 晃: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集,第 23 巻,第 3 号,pp.259 - 264,2001.
- 鄭 文淑,前田匡樹,田才 晃,長田正至:RC 造建築物の地震応答解析による残存耐震性能の評価,コンクリート工学年次論文集,第 22 巻,第 3 号,pp.1219 - 1224,2000.
- 康 大彦,田中康介,前田匡樹,井上範夫:サブストラクチャー擬似動の実験による震災 RC 造建築物の残存耐震性能の評価,コンクリート工学年次論文集,第 24 巻,第 2 号,pp.1093-1098,2002
- 日本建築センター:2001 年版建築物の構造関係技術基準解説書(講習会テキスト),工学図書株式会社,2001 年 3 月
- 中島正愛,石田雅利,安藤和博:サブストラクチャー仮動の実験のための数値積分法,日本建築学会構造系論文報告集,第 417 号,1990 年,11 月,pp107 - 117
- 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