論文 サブストラクチャー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:4 階建て RC 造建築物の1 階柱を模擬した実大の柱試験体について,サブストラクチャー擬似動 的実験を行った。入力地震動レベルを変化させて,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,また,既往の静的実験結果と比較した。さらに,等価せん断質点系の地震応答解析結 果と比較することにより,残存耐震性能の評価を行った。

キーワード:サブストラクチャー擬似動的実験, RC柱,残留ひび割れ幅,損傷度,残存耐震性能

1. はじめに

地震被害を受けた構造物の速やかな復旧や 余震などに対する安全性の確認のためには、構 造物の被害の程度, すなわち, 被災度を精度よ く評価することが非常に重要である。文野・前 田ら¹⁾は,RC 造建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ことを提案し,部材 の静的実験結果から部材の残留ひび割れ幅(損 傷度)と残存エネルギー吸収能力の関係を定量 化した。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」²⁾(以下,被災度区分判定基準)では,被災 度の評価に文野・前田らの提案が採用されてい る。また,鄭・前田らは1質点系の地震応答解 析を行い,無損傷時と各レベルの損傷を生じさ せたモデルの最大応答が終局変形に達する入 力地震波の比率で構造物の残存耐震性能を評 価した³⁾。

本研究では,これらの研究成果の検証を行う ことを目的に,ほぼ実大の RC 柱の擬似動的実 験を行い,文野・前田らの静的実験結果⁴⁾と比 較及び鄭・前田らが提案した耐震性能低減係数 の検討を行う。

2. 実験概要

2.1 実験の計画

実験では,図-1 に示すように4階建の鉄筋 コンクリート造建物を想定し,実験対象として は変動軸力が少ない中柱とした。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,試験体は実大に近い大きさとし, サブストラクチャー擬似動的実験を行った。つ まり,1階柱を実験部分,2~4階の柱を解析部 分とし,実験を行った。



2.2 試験体

試験体は,前述のようにほぼ実大で,柱断面 400mm×500mm,柱内法寸法1500mm,せん断 スパン比は1.5 で,文野・前田が行った静的漸 増載荷実験⁴⁾で用いた試験体(F45)と形状・

*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)

配筋全て同一な3体とした。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-1,2に示す。



図-2 試験体形状及び配筋図(単位 mm)

表 - 1 試験体構造諸元

$B \times D$	h_0	主筋	p_t	せん断	補強筋	p_w	Ν
400 × 500	1500	10 - D19	0.57	2 - 12	@125	0.45	953
	+= /	× 111×7	`	<u></u> ,	/	`	

B×D:幅(mm)×せい(mm), h₀:内法寸法(mm), P_t:引張 り鉄筋比(%), P_w:せん断補強筋比(%), N:軸力(kN)

 2	材	料	特	

	コンク	リート	鉄筋			
試験体	σ_y (Mpa)	$\mathcal{E}_{cu}\left(\% ight)$	鉄筋径	σ_y (Mpa)	ε _y (%)	
—	27.2	0.19	D 19	364	0.187	
D] —	21.2	0.18	12Ø	329	0.161	

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

2.3 実験方法及び加力装置

2.3.1 加力装置

実験は東北大学実験棟において実施した。

加力装置を図 - 3 に示す。 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軸力を載荷した。

試験体は PC 鋼棒を用いて台座及び加力梁に 試験体スタプを固定し,水平及び鉛直力を加え るようにした。

図 - 4 に示すように油圧ジャッキの制御は, 応答計算を行う制御コンピューターからコント ローラーに命令を送信することにより自動で行 った。命令を受信したコントローラーは,アン プを経由した変位と荷重の測定値をモニタリン グしながら油圧ジャッキを制御する。また,各 データーの計測は 1Step 分の加力が終了した時 点で制御用コンピューターが計測用コンピュー ターに命令することにより行った。



図-3 加力装置(単位mm)



図 - 4 実験の構成

2.3.2 解析モデル

実験中に解く応答計算モデルは,腰壁・垂れ 壁付きの梁部分は剛体と仮定したせん断型4質 点系で,解析部分の復元力特性は図-5のよう に,降伏点までは原点指向型のTakeda型モデル とし,柱の断面・配筋に基づき設定した。図-6 に各階の復元力の包絡線を示す。

応答計算により1ステップの変位を求め,実 験部分は試験体を静的載荷により,強制変形さ せることで,解析部分は仮定した履歴モデルに 基づいた数値的処理でそれぞれの復元力を取得 し,次のステップの応答計算へ進む。したがっ て,実験部分については復元力モデルを仮定す ることなく試験体から取り組んで行う。なお, 応答解析の時間刻みは 0.005 秒とし,粘性減衰 マトリクスは計算モデルより決定した降伏時剛 性マトリクスに比例させ,その時の1次固有周

期に対する減衰定数2%とした。



図 - 5 復元力モデル 図 - 6 履歴モデル

2.3.3 数值積分法

応答計算は,サブストラクチャー擬似動的実 験に適した数値積分法として中島らにより提 案されているオペレータ・スプリッティング法 (以下 OS 法)を用いた⁵⁾。

OS 法は系の剛性を 2 つに分割し,一つの部 分には陽的積分法を,もう一つの部分には陰的 積分法を適用するという混合積分法である。

OS法による応答計算の手順を図 - 7に示す。

2.3.4 入力地震波

入力地震波は,1995年兵庫県南部地震の神戸 海洋気象台で記録された地震波(NS 成分)か ら主要動を含む 20 秒間を抜き出して使用した (図-8)。

実験は試験体 3 本について行い,表-3 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 PSD2, PSD3, PSD5 は,そ れぞれ1回目の入力で,被災度区分判定基準²⁾ の損傷度 II,III, V に相当する損傷を生じさせ, 試験体 PSD2, PSD3 については2回目の入力で 破壊(損傷度 V)させて,各損傷度で部材に残 存する耐震性能(以下,残存耐震性能)を評価 することを計画した。(後述するように試験 体 PSD2 は,1回目の入力でほとんど損傷が生 じなかったため,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,3回目入





M,C:質量·減衰マトリクス

 K^{I}, K^{E}_{n+1} :線形部分と非線形部分の剛性マトリクス

a₀,a,v,d,P:地動加速度,加速度,速度,変位,外力ベクトル

図 - 7 0S 法による応答計算の手順 力で破壊させた)

表-3 入力レベル

試験体名	入力	目標損傷度	入力倍率
	1回目	п	0.25 倍
PSD2	2回目	11	0.41 倍
	3回目	V	0.41 倍
DSD3	1回目	III	0.50 倍
F3D3	2回目	V	0.30 倍
PSD5	1回目	V	0.60 倍

3. 実験結果

各実験の1階の層せん断力 - 層間変位関係 を図 - 9に,実験結果一覧を表 - 4に示す。図 -9及び表 - 4には,文野・前田らが行った同一試 験体の静的漸増載荷実験結果もあわせて示した。 また,図 - 10には,変位 - 時刻歴を示す。

各試験体とも、最終的な破壊モードは付着割

裂破壊で,静的実験結果と同様であった。

試験体 PSD2 は,1 回目入力では最大応答変 形角は弾性範囲に留まり(図-9(a)),危険断面 に若干曲げひび割れが生じたものの,ひび割れ などの損傷はほとんど見られず,目標とした損 傷度 II には達しなかった。そこで,地震波の入 力倍率を上げて2回目入力を行った。2回目入 力では,部材角 0.6%程度で柱に曲げ降伏が生じ, その後曲げひび割れ,せん断ひび割れが徐々に 拡大して,最終的には最大応答部材角 1.0%程度 の変形が生じ(図 - 9(b)),損傷度 II 程度になっ た。3回目入力では,5.4秒から変形が一気に増 大し,主筋に沿った付着割裂破壊した(図 - 9(c),図 - 10)。

試験体 PSD5 は,1 回目入力で,曲げおよび せん断ひび割れが生じた後,7 秒付近で 一気に変形が増加して,付着割裂ひび割 (2) れが進展して,繰り返し変形により著し (2) く耐力低下し破壊した。 与

試験体 PSD3 は,1 回目入力では 5.13 秒から曲げひび割れ,せん断ひび割れが 進展し,7.59 秒で 33.6mm の最大変形が 生じ,最終的には損傷度 III 程度であっ た(図 - 9(e))。2 回目入力では,1 回目入 力とほぼ同程度の最大応答変形しか生じ ず,変形は増加しなかったが,試験体 PSD2 及び PSD5 のように,付着ひび割れ が大きく開き,耐力が低下して最終的に は付着破壊した(図 - 9(f))。

1階部分の変位時刻歴の実験結果を,1 階部分を解析により応答計算した予備解 析の結果と比較した図 - 10を見ると,小 振幅領域では,予備解析値と実験結果が 比較的良く一致しているが,試験体が塑 性範囲に入ると,実験値が解析値より若 干大きい結果を示している。これは解析 で用いた復元力モデルでは試験体の耐力 低下を考慮していないためと考えられる。

図 - 10 は PSD2 の例を示しているが, PSD3,

PSD5とも同じ傾向が見られた。

表-4 実験結果一覧

試験	体	Q_y	$Q_{\rm max}$	R_y	<i>R</i> _{max}
PSD2	正	495	534	0.64	0.89
1502	負	-509	-534	-0.60	-0.96
PSD3	正	485	498	0.61	0.67
	負	-515	-541	-0.85	-1.76
PSD5	Ш	496	555	0.61	1.22
	負	-520	-556	-0.60	-0.78
静的	Ш	505	546	0.57	0.84
	負	-500	-530	-0.50	-0.81

 Q_y :降伏荷重(kN), Q_{max} :最大耐力(kN)

 R_v :降伏時部材角(%), R_{max} :最大耐力時部材角(%)





4. 擬似動的実験と静的実験による損傷度比較

文野・前田らは, 文献 1), 4)で, RC 部材の 静的漸増載荷実験から,部材の経験最大部材角 と残留ひび割れ幅(損傷度)の関係を検討し、 図 - 14 に示す残存エネルギー吸収能力から,各 損傷度ごとの耐震性能低減係数を定量化した。 しかしながら,これらの実験は規則的に変位振 幅を漸増させる変位履歴で得られた結果であり、 地震応答時の不規則な変位履歴を経験した場合 の検証が行われていない。各試験体について, 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 - 11 に示す。

図 - 11 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。

また,図-12に示すように,試験体の地震波 入力終了時と,最大応答部材角発生時のそれぞ れの残留ひび割れ幅はほぼ同程度である。

以上から, 文献 1), 4)で得られた部材の損傷 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 度の評価にも概ね適用が可能と考えられる。



生時のひび割れ幅関係

5. 入力地震動レベルに基づく残存耐震性能 の評価

被災度区分判定基準では,前述の文野・前田 らの研究¹⁾に基づいて,部材の耐震性能低減係 数ηを表-5のように与えている。

表-5 耐震性能低減係数η

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

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 ここで,耐震性能低減係数ηは,図-14のよう な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)で定義される。

$$\eta = \frac{E_r}{E_d + E_r} \tag{1}$$

表 - 5 のηは,部材の残存エネルギー吸収能 力に基づいて,残存耐震性能を評価したもので



図 - 14 荷重 変形関係

あるが, 建築物の耐えうる地震力の大きさを用 いて, 残存耐震性能を評価することも考えられ る。すなわち, 無損傷時に耐えられる(ちょう ど終局限界に達する) 地震力の大きさ A₀ と, あ る損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} と定義する。

$$R_{dyn} = \frac{A_{di}}{A_0} \tag{2}$$

本研究の各試験体が、最終的に破壊したとき の地震波入力倍率と実験開始時の損傷度の関係 を図 - 15 に示す。試験体 PSD5 は,1回目入力 (無被害)で0.60倍の入力で破壊した。試験体 PSD2 および PSD3 は,それぞれ損傷度 II およ び III の損傷状態で,0.41倍,0.30倍の入力で 破壊した。図 - 15中には表 - 5の耐震性能低減 係数ηも比較のためあわせて示した。

図 - 15 に示すように,式(2)で,1 回目入 力で 0.60 倍の入力を A₀,損傷度 II, III に対す る A_{di}をそれぞれ 0.41,0.30 とすると,表 - 5 の せん断柱の耐震性能低減係数ηは,せん断スパ ン比が 1.5 である RC せん断柱の試験体を用い た本実験から得た耐震性能残存率 R_{dyn}を概ね低 めに評価している。

本研究では試験体数も3体で,検討した地震 波も1波に限られているが,本研究の範囲では, 2001年に改訂された被災度区分判定基準の耐 震性能低減係数ηを用いて,地震被害を受けた 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レベルを概ね安 全側に評価することができるものと考えられる。 被災度評価に関する研究成果の検証をため, 4 階建ての RC 造の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。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概ね適用可能と考えら れる。また,本研究の範囲では,2001年に改訂 された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 動レベルを概ね安全側に評価しているのが確認 できた。



参考文献

1) 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号,第3巻,pp.1447-1452,2000. 2)(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.

3)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報告集,第22 号,第3巻,pp.1219-1224,2000.

4)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報告集,第23号,第3巻,pp.259-264,2001.

5)中島正愛,石田雅利,安籐和博:サブストラク チャー仮動的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

6. まとめ