論文 部分崩壊形の RC 造建築物における保有水平耐力と地震応答

志村 雄輝^{*1}·高橋 克昌^{*2}·秋田 知芳^{*3}·和泉 信之^{*4}

要旨:部分崩壊形を形成する RC 造建築物では、全体崩壊形に比べて崩壊層の地震時応答変形が大きくなる ことが危惧される。しかし、部分崩壊形の保有水平耐力計算では、崩壊層の割合や非崩壊層の耐力余裕につ いては規定されておらず課題が多い。本研究では、階数の異なる RC 造曲げ降伏型フレーム構造を対象とし て、崩壊層の割合をパラメータとした部分崩壊形について時刻歴地震応答解析を行い、保有水平耐力と地震 応答の関連について評価した。その結果から、崩壊層の割合や非崩壊層の耐力余裕などに関して、全体崩壊 形に比べて部分崩壊形の応答変形が過大とならない条件を考察した。

キーワード:鉄筋コンクリート造建築物,保有水平耐力計算,時刻歴応答解析,部分崩壊形,地震応答

1. はじめに

鉄筋コンクリート造(以下, RC 造)建築物の保有水 平耐力計算では,各階において崩壊形形成時の保有水平 耐力(Qu)が必要保有水平耐力(Qun)以上であること を確認する¹⁾。架構の崩壊形は、全体崩壊形、あるいは 部分崩壊形である。層の部材種別や耐力壁の分担率が同 じであれば、Qun を規定する構造特性係数(Ds)は同一 であり、全体崩壊形や部分崩壊形による要求値の違いは ない。全体崩壊形は全層が崩壊形を形成する崩壊層であ るのに対して, 部分崩壊形には崩壊層のほかに崩壊形を 形成しない非崩壊層がある。そのため、部分崩壊形では 崩壊層の Ds 値が全体崩壊形と同じ値の場合,全体崩壊 形より地震時にエネルギー吸収が期待できる崩壊層が少 ない程, 地震時の崩壊層の応答変形が大きくなることが 危惧される。また、非崩壊層には部分崩壊形の形成を保 証できる十分な保有水平耐力の余裕が求められる。しか し、現行の保有水平耐力計算方法には、部分崩壊形にお ける崩壊層の割合や非崩壊層の耐力余裕について規定さ れておらず、検討課題が多く見られる。

著者らは, RC 造曲げ降伏型フレーム構造の保有水平 耐力計算について研究しており,部分崩壊形の非崩壊層 に関する保有水平耐力計算については既に報告した²⁾。

本研究では, RC 造曲げ降伏型フレーム構造を対象と して,崩壊層の割合や非崩壊層の耐力余裕などに関して 全体崩壊形に比べて部分崩壊形の応答変形が過大となら ない条件を考察する。階数の異なる RC 造曲げ降伏型フ レーム構造を対象として,全体崩壊形のほかに,崩壊層 の割合をパラメータとした部分崩壊形について時刻歴地 震応答解析を行い,保有水平耐力と地震応答の関連につ いて評価する。検討対象とする崩壊形は,代表的な曲げ 降伏型崩壊形を想定し, Ds 値が 0.30 である全体崩壊形 (ケース A), 上層が崩壊層で Ds 値が 0.30 である部分崩 壊形 (ケース B), 下層が崩壊層で Ds 値が 0.55 である部 分崩壊形 (ケース C) の 3 ケースとする (図-1)。



2. 崩壊形と崩壊率

崩壊率 $(\alpha)^{3}$ は、時刻歴地震応答解析において想定 した崩壊形の塑性ヒンジ位置で発揮される最大応答時の 仕事量の総和 $(\Sigma M_{max} \cdot \theta)$ を塑性ヒンジにおける終局時 の仕事量の総和 $(\Sigma M_u \cdot \theta)$ で除した比率とする。つまり、 崩壊率は全体崩壊形、あるいは部分崩壊形の形成程度を 表す指標と言える。

崩壞率
$$\alpha = \Sigma M_{max} \cdot \theta / \Sigma M_u \cdot \theta$$
 (1)

3. 解析計画

3.1 解析対象骨組と解析ケース

解析は、崩壊層の割合や階数が異なる部分崩壊形のRC 造曲げ降伏型フレーム構造を対象として、内柱を想定し た部分架構モデルを用いる(図-2)。架構の崩壊形と Ds 値は、3 ケースとする。ケースAは、Ds 値が 0.30 で ある全体崩壊形、ケースBは上層が崩壊層でDs 値が 0.30 である部分崩壊形、ケースCは下層が崩壊層でDs 値が 0.55 である部分崩壊形である。

*1	千葉大学大学院	工学研究科建築・都市科学専攻博士前期課程	(学生会員)
*2	千葉大学	工学部建築学科	
*3	千葉大学大学院	工学研究科建築・都市科学専攻助教 博(工)	(正会員)
*4	千葉大学大学院	工学研究科建築・都市科学専攻教授 博(工)	(正会員)

解析ケースは、階数、崩壊層の数をパラメータとして 更に詳細に設定する。ケースBの場合,崩壊層の数を6F モデルでは5層,4層,3層,10Fモデルでは9層,7層, 5 層, 14F モデルでは 13 層, 9 層, 7 層とし, 上部に崩 壊層が形成されるものとする。また、ケース C の場合、 崩壊層の数を 6F モデルでは 1 層, 2 層, 3 層, 10F モデ ルでは1層,3層,5層,14Fモデルでは1層,5層,7 層とし、下部に崩壊層が形成されるものとする。また、 ケース A, B, C の部材断面は, 既往の研究で用いられ ている断面4)を参考に、曲げ降伏型の崩壊形を計画して 設定する(表-1)。部分崩壊形の例を図-3に示す。な お,各階の節点重量は,RC 造フレーム構造における内 柱が負担するせん断力 4)より算定を行い、全階同一の重 量とし、床単位面積あたり重量は 11.7kN/m²~13.5kN/m² とする。1 次固有周期は、0.47 秒~1.11 秒であり、建物 高さの0.019~0.021 倍程度に相当する。

3.2 部材の曲げ復元力特性

柱と梁の曲げに対するスケルトンカーブは、曲げひび 割れや曲げ降伏を考慮するトリリニア型とする。なお、 せん断に対しては弾性とする。各階の梁、柱の曲げ降伏 強度(My)は、柱架構モデルを対象とした個別の線形解 析により算定された応力(Me)に基づき設定する。なお、 線形解析では、文献 5)を参考に剛性低下を考慮した等 価剛性を用いる(表-2)。外力分布はAi分布¹⁾とする。

ヒンジ部材の My は、ケース A、B では Ds 値 0.30 相 当,ケースCではDs値0.55相当における線形解析によ る Me とする。また、非ヒンジ部材の My は線形解析に よる Me の 2 倍とし、ヒンジ形成が起こらないように耐 力を設定する。一般的な部材を想定し,既往の研究⁴⁾と 同様に,曲げひび割れ強度(Mc)は,梁が My の 1/4 倍, 柱が My の 1/3 倍(6, 10 階), 1/4 倍(14 階)とする。 また、各部材は、せん断破壊しないものとする。ヒンジ 部材における曲げのスケルトンカーブでは、第2剛性は Ds 値に関わらず同一に設定する⁴⁾。一方,非ヒンジ部材 の梁と柱における曲げのスケルトンカーブの第2剛性は, Ds 値を考慮して、2 つの方法で設定する(表-3,図-4)。設定1は,第2剛性を変化させずに降伏時剛性低下 率(ay)を設定する。設定2では、ヒンジ部材と曲げ降 伏時の部材角(θ)をそろえるように av を設定する。な お, 第3 剛性は初期剛性の 1/100 とする。

RC 造骨組の非ヒンジ部材は,部材断面の主筋量により設定1と設定2の中間に分布し,Ds値が0.30のケースA,Bでは設定1に近く,Ds値が0.55のケースCでは設定2に近いと考えられる。一方,ヒンジ部材では第2剛性はDs値に関わらず同一に設定しているため,Ds値が0.55のケースCではやや小さいと考えられるが,ヒンジ部材の第2剛性を変えた検討は,今後の課題とする。

3.3 解析方法

解析は、部材の非線形性を考慮した時刻歴地震応答解 析である。部材モデルには、建築構造設計で一般的に採 用される材端ばねモデルとする。また、床は剛床と仮定 して、梁外端部は鉛直方向変位を拘束する。復元力特性 には、TAKEDA モデルを用いる(図-5)。内部粘性減 衰は、瞬間剛性比例型(h1=3%)とする。地震動は基礎 底位置への入力とし、検討用地震動は告示波(CODE-BCJ 波、2種地盤)を用いて検討する(表-4)。地震動の強 さは、表-4で示すレベル 2(極めて稀な地震動)を基 準とし、全体崩壊形を形成するケース A の全体変形角 (R_T)が R_T =1/120, R_T =1/100, R_T =1/70となるように入 力倍率を設定する(入力1/120, 入力1/100, 入力1/70と 呼ぶ)。なお、 R_T は建物高さの2/3 程度の位置に相当す る水平変形をその高さで除した変形角とする。この入力 に対して、ケース B,C の解析を行う(表-5)。



表-1 梁, 柱断面表及び1次固有周期

(a)大梁断面									
17EE	幅	6	F	10)F	14F			
陷	せい	断面	Fc	断面	Fc	断面	Fc		
RF	幅	-	_	-	_	500	30		
	せい					/50			
14F	世い	-	-	-	-	750	30		
13F	幅	-	-	-	-	500	36		
	せい					750			
12F	幅	-	-	-	-	550	36		
	せい					750			
11F <u>帷</u> せ	幅	_	_	500	30	550	42		
	せい			750		750	12		
10F	幅	_	_	500	30	550	42		
	せい			750		750			
9F	幅	_	_	550	36	550	42		
9F	せい			750		800			
8F	幅	_	-	550	36	550	48		
01	せい			750		800	40		
75	幅	400	30	550	42	600	18		
/1	せい	700	50	750		800	48		
6F	幅	400	30	550	42	600	48		
01	せい	700	50	750	42	800	40		
55	幅	450	36	550	12	600	18		
51	せい	750	50	800	42	850	40		
15	幅	450	36	600	18	600	51		
41	せい	750	50	800	40	850	51		
ЗF	幅	500	42	600	48	600	51		
JF	せい	750	72	800	40	850	51		
25	幅	500	42	600	10	600	51		
2F	++1 \	750	42	800	40	850	51		

(0) 在的面							
17EEs		断面					
陌	6F	10F	14F				
14F	-	-	750				
13F	-	I	800				
12F	-	1	800				
11F	-	-	800				
10F	-	750	800				
9F	-	800	850				
8F	-	800	850				
7F	-	800	850				
6F	750	800	850				
5F	800	850	850				
4F	800	850	900				
3F	800	850	900				
2F	800	850	900				
1F	800	850	900				

(と) キャ 実 引

注) 柱コンクリート: Fc は同じ階の梁に 同一とする

(c)1 次固有周期

	6F	10F	14F
T1(秒)	0.47	0.71	1.11

表-2	線形解析における曲げ剛性低	下率
-----	---------------	----

	/		ヒンジ	想定部材		
	全モデル	柱	0.70	梁	0.40	
	•					
	∠ ●●			ケース A:全	≧体崩壊形	
≙♣⊉	≙♣			ケース B:」	層が崩壊	層となる
	●	~ ~		ŧ	部分崩壊形	
				ケース 0: 7	「層が崩壊」	層となる
	4			Ę	部分崩壊形	
<u> </u>		~ ~				
ケースト	ヘーク ケーク	xB ク	rース C			
	注)	●.朔性⊮	- いいのお	成位置たテ	*	

図-3 想定する崩壊形の例 (ケース A, B, C)

表-3 非線形解析における降伏時剛性低下率

(a) ヒンジ形成部材 (設定 1, 2 共通)							
モデル	形状	柱	梁				
6F	まん	0.30	0.30				
10F, 14F	曲り	0.20	0.25				





図-4 非ヒンジ部材の耐力設定方法



図-5 TAKEDA モデル

表 _	Λ	凃討田地雲動
衣一	4	快时用地展到

波形名称	最大加速度	最大速度
CODE-BCJ (レベル2)	$330(cm/s^2)$	54(cm/s)

表-5 検討用地震動倍率

/		設定1		設定2			
	R _T =1/120	R _T =1/100	R _T =1/70	R _T =1/120	R _T =1/100	R _T =1/70	
名称	入力1/120	入力1/100	入力1/70	入力1/120	入力1/100	入力1/70	
6F	0.60	1.05	1.30	0.65	1.05	1.30	
10F	0.95	1.05	1.45	0.95	1.15	1.55	
14F	0.95	1.15	1.90	0.95	1.15	1.75	

4. 解析結果

4.1 崩壊形形成の状況

入力 1/120, 入力 1/100, 入力 1/70 について, ケース A, B, C の塑性ヒンジ計画位置において曲げモーメントの 最大値を用いた崩壊率を表-6に示す。ケース A, B で は入力 1/100 の場合, αは概ね 0.90 以上となり, ほぼ崩 壊形を形成している。一方,ケース C では,入力 1/70 の場合でも、10、14F モデルでは崩壊形を形成していな いことがわかる。

表-6 崩壊形の形成状況

(a) ケース A の崩壊率

T_7 A		設定1		設定2			
/-^A	入力1/120	入力1/100	入力1/70	入力1/120	入力1/100	入力1/70	
6崩全	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
10崩全	0.97	0.98	1.00	0.98	0.99	1.00	
こまり	0.75	0.06	0.00	0.04	0.05	0.00	

(b) ケース B の崩壊率

4 7 D		設定1				
7-XB	入力1/120	入力1/100	入力1/70	入力1/120	入力1/100	入力1/70
6崩3上	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6崩4上	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6崩5上	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10崩5上	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10崩7上	0.97	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10崩9上	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00
14崩7上	0.81	0.92	1.00	0.96	1.00	1.00
14崩9上	0.81	0.93	1.00	0.91	1.00	1.00
14崩13上	0.77	0.89	1.00	0.87	0.96	1.00

(c) ケース C の崩壊率

ケースC	設定1			設定2		
	入力1/120	入力1/100	入力1/70	入力1/120	入力1/100	入力1/70
6崩3下	0.76	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6崩2下	0.74	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6崩1下	0.73	1.00	1.00	0.91	1.00	1.00
10崩5下	0.55	0.60	0.83	0.70	0.82	1.00
10崩3下	0.52	0.56	0.77	0.77	0.84	1.00
10崩1下	0.48	0.53	0.72	0.89	1.00	1.00
14崩7下	0.69	0.84	1.00	0.83	1.00	1.00
14崩5下	0.40	0.48	0.67	0.46	0.53	0.84
14崩1下	0.35	0.38	0.53	0.49	0.59	0.89

注)ケース名:例「6 <u>崩3</u> 下」 6:モデルの階数,崩3:崩壊層の数

下:崩壊層の位置

4.2 ケースAとケースBの最大応答値の比較

入力 1/100 について、ケースAとケースBの最大層間 変形角を図-7に示す。設定1を見ると、ケースBの 10F, 14F モデルでは崩壊層の割合に関わらずケース A と同程度の応答変形となるが、6Fモデルでは崩壊層の割 合が小さくなるに伴い,ケースAに比べて応答変形の違 いが大きくなる。一方,設定2を見ると,6,10Fで上層 の崩壊層が全層の 2/3 以上となるケース B では、ケース Aと同程度の応答変形となる。しかし、上層の崩壊層の 割合が 1/2 程度モデルや 14F モデルの一部では、ケース Aに比べ応答変形は大きくなる。

4.3 ケース A とケース C の最大応答値の比較

入力 1/100 について、ケース A とケース C の最大層間



図-8 ケースAとケースCの最大層間変形角

変形角を図-8に示す。設定1,2ともに、ケースCの 10F,14F モデルでは崩壊層の割合に関わらずケースA と同程度かそれ以下の応答変形となる。一方,設定1,2 ともに、6Fモデルでは崩壊層の割合が大きくなるに伴い、 ケースAに比べ応答変形の違いが大きくなる。

5. 解析結果の考察

5.1 ケースAとケースBの応答変形

ケース A の最大層間変形角 (R_A max) とケース B の各 崩壊層の最大層間変形角 (崩壊層 R_B)の対応を図-9(a) に示す。上層の崩壊層が全層の 2/3 以上となるケース B では、崩壊層 R_B は R_A max の 1.2 倍以下となりケース A と同程度の応答変形となる。また、崩壊層の割合が大き いモデルや高層モデルでは、崩壊層の階によっては崩壊 層 R_B が R_A max より小さくなる場合がある。一方で、上 層の崩壊層が全層の 1/2 程度となるケース B では、応答 変形の違いが大きくなる場合がある。

ケース B のケース A に対する増減比として,崩壊層 R_Bの最大値 (R_B max) を R_A max で除した比率を用いて 図-9(b)(c)に示す。崩壊層の割合を見ると,崩壊層の 割合が大きいほどケース A と同程度の応答変形となり, 上層の崩壊層が全層の 2/3 以上となるケース B では, R_B max が R_A max の 0.8~1.2 倍程度となり,ほぼ同程度の応 答変形となる。一方で,上層の崩壊層が全層の 1/2 程度 となるモデルでは, R_B max が R_A max の 1.0 倍~2.0 倍程 度となり応答変形の違いが大きくなる。次に、階数に注 目すると、上層の崩壊層が全層の 2/3 となる 6F, 10F モ デでは R_B max が R_A max の 0.8~1.2 倍程度となり, ほぼ 同程度の応答変形となる。しかし、上層の崩壊層が全層 の 2/3 以上となる 14F モデルについては,設定1では R_B max が R_A max の 0.9~1.1 倍程度となりほぼ同程度の応 答変形となるが,設定2ではR_B max が R_A max の1.0~ 1.7 倍程度となり応答変形の違いが大きくなる。入力地震 動の大きさを見ると、入力 1/120 の場合、R_B max が R_A max の1.0~1.2 倍程度となり、応答変形は同程度となる。ま た,入力 1/100 以上となる場合は、上層の崩壊層が全層 の 2/3 以上となるケース B では、R_B max が R_A max の概 ね 1.2 倍以下となり同程度の応答変形となる。それに対 して、上層の崩壊層が全層の1/2程度となるケースBに おいては、 R_B max は R_A max の 1.2~2.0 倍以上となり、 応答変形の違いが大きくなる。

5.2 応答変形がケースAと同等となるケースBの耐力

上層の崩壊層の割合が全層の 2/3 以上となるケース B について、応答変形がケース A と同程度となる保有水平 耐力の大きさを検討する。崩壊層の保有水平耐力は Ds 値 $0.30 \ge 1.1 \sim 1.3$ 倍した値とし、入力地震動は入力 1/100とする。 $R_B \max \ge R_A \max$ で除した比率と耐力割増率の 関係を図-10に示す。上層の崩壊層が全層の 2/3 以上 となるケース B では、崩壊層の保有水平耐力が Ds 値の $1.1 \sim 1.3$ 倍程度大きい場合には、最大層間変形角はケー スAの0.9~1.3 倍程度以下となりほぼ同程度の応答変形 となる。



5.3 ケースAとケースCの応答変形の比較

ケースAの最大層間変形角($R_A max$)とケースCの各 崩壊層の最大層間変形角(崩壊層 R_C)の対応を図-11 (a)に示す。10,14Fモデルでは、崩壊層 R_C は $R_A max$ の 1.2倍以下となり、崩壊層の層間変形角はケースAとほ ぼ同程度かそれ以下の応答変形となる。しかし、6Fモデ ルでは崩壊層 R_C が $R_A max$ の 1.2~1.6倍程度となり、崩 壊層の層間変形角の違いが大きくなる。また、崩壊形が 形成されてないモデルでは、崩壊層の階によっては崩壊 層 R_Cが R_Amax より小さくなる場合がある。

ケース C のケース A に対する増減比として, 崩壊層 R_c の最大値 (R_c max) を R_A max で除した比率を用いて **図**-11(b)(c)に示す。崩壊層の割合及び階数を見ると, 崩壊層の割合に関わらず, 10, 14F モデルの R_c max は R_A max の 0.6~1.2 倍程度となり, ほぼ同程度かそれ以下 の応答変形となるが, 6F モデルでは R_c max は R_A max の 1.2 倍~2.0 倍以上となる。次に,入力地震動の大きさを 見ると,入力 1/120 では, R_c max は R_A max の 1.2 倍以下 となるが,入力 1/100 では,10, 14F モデルについては, R_c max は R_A max の 0.8~1.2 倍程度であるが,6F モデル では R_c max は R_A max の 1.2~2.0 倍程度となる。



5.4 非崩壊層の耐力余裕度

(1) ケース B

上層の崩壊層が全層の 2/3 以上となるケース B について, 非崩壊層の各層における最大層せん断力(Q_B max)

をケースAにおける最大層せん断力 ($Q_A max$) で除した 値 ($Q_B max/Q_A max$) と入力地震動の関係を20 - 12に 示す。ここで、 $Q_A max$ には $Q_B max$ を示す階と同じ階の 最大層せん断力を用いる。

上層の崩壊層が全層の 2/3 以上となるケース B では, Q_Bmax/Q_Amax の比率は,設定1では1.0~1.2 倍程度, 設定2では0.9~1.3 程度となる。したがって,このモデ ルでは,非崩壊層の保有水平耐力は部分崩壊形形成時層 せん断力の1.0~1.3 倍程度の耐力余裕が求められる。

(2) ケース C

ケースCの非崩壊層における最大層せん断力($Q_c max$) を Ds= 0.55 相当の層せん断力($Q_{0.55}$)で除した値($Q_c max$ / $Q_{0.55}$)と入力地震動の関係を図-13に示す。なお、 $Q_{0.55}$ の分布にはAi分布を考慮する。 $Q_c max$ / $Q_{0.55}$ の比率は、 高層のモデルほど小さくなり、下層の崩壊層が全層の1/3 以上となるケース C では、 $Q_c max$ は、 $Q_{0.55}$ の0.6~1.3 倍程度である。また、6F モデル及び設定 2 の 10F モデル では、崩壊層が1層と少ない場合には、 $Q_c max$ は、 $Q_{0.55}$ の 1.3 倍以上となる場合がある。



6. まとめ

部分崩壊形の RC 造曲げ降伏型フレーム構造を対象と して時刻歴地震応答解析を行った。その結果,本解析の 範囲内であるが,以下の知見を得た。

- (1) Ds 値が 0.30 の部分崩壊形の応答変形が全体崩壊形に 比べて過大にならないためには崩壊層の割合に制限 が必要である。上層の崩壊層が全層の 2/3 以上である 部分崩壊形では、応答変形は全体崩壊形の 0.8~1.2 倍程度となる。
- (2) 上記の部分崩壊形では,崩壊層の保有水平耐力が Ds 値0.30の1.1~1.3倍程度大きい場合には,Ds値が0.30 の全体崩壊形とほぼ同程度の応答変形となる。
- (3) 10 階建以上の高層で下層が崩壊層であり、Ds 値が 0.55の部分崩壊形では、Ds 値が 0.30の全体崩壊形に 比べて、部分崩壊形の応答変形が過大とならない。
- (4) Ds 値が 0.30 の部分崩壊形における非崩壊層では,耐 力余裕が必要である。上層の崩壊層が全層の 2/3 以上 である部分崩壊形では,非崩壊層の水平耐力には部 分崩壊形形成時層せん断力の 1.0~1.3 倍程度以上の 耐力余裕が求められる。
- (5) 10 階建以上の高層で下層が崩壊層であり、Ds 値が 0.55 の部分崩壊形では、Ds 値が 0.30 の全体崩壊形の 全体変形角が 1/70 程度となる入力に対して非崩壊層 の層せん断力は、崩壊層が 1 層と少ないピロティ構 造を除き Ds 値 0.55 相当の層せん断力の 0.6~1.3 倍程 度である。

今後,部材の剛性に着目して崩壊形の異なる多様なフ レーム構造について保有水平耐力と地震応答の関係につ いて報告したい。

参考文献

- 国土交通省住宅局建築指導課ほか:建築物の構造関 係技術基準解説書, pp.260-374, 2007
- 2) 片桐茂樹,川村将文,秋田知芳,和泉信之:崩壊率 を用いた RC 造部分崩壊型曲げ降伏フレーム構造の 保有水平耐力計算,コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.19-24, 2013
- 3) 江田拓也,相羽均修,秋田知芳,和泉信之:RC造 曲げ降伏型壁フレーム構造の必要保有水平耐力算 定用崩壊形及び応力に関する研究,コンクリート工 学年次論文集,Vol.33,No.2,pp.43-48,2011
- 4) 川村将文,江田拓也,秋田知芳,和泉信之:RC 壁 フレーム構造の保有水平耐力計算における崩壊指 標及び応力に関する研究,コンクリート工学年次論 文集, Vol.34, No.2, pp.25-30, 2012
- 5) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建築物の終局強 度型耐震設計指針・同解説, pp.57-65, 1988