

論文 下層階で壁が抜ける 10 階建 RC 造骨組における崩壊層の比率と地震応答

福地 武彰^{*1}・朱 彤^{*2}・毎田 悠承^{*3}・和泉 信之^{*4}

要旨：少数の層が部分崩壊形を形成する RC 造建築物では、全体崩壊形と比べて崩壊層の地震時変形が過大になることが危惧される。本研究では、下層階で壁が抜ける 10 階建 RC 造骨組を対象に、崩壊形と崩壊層の設定をパラメータとして静的非線形解析及び時刻歴地震応答解析を実施し、崩壊層の比率と地震応答との関係を検討する。これらの検討結果から、塑性ヒンジ柱の応答変形角が過大とならない崩壊層の保有水平耐力と崩壊層比率の条件を考察する。

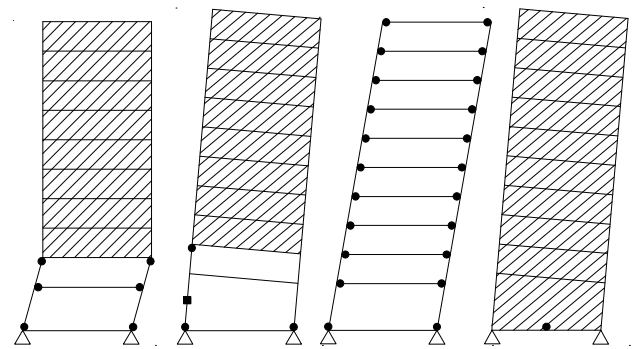
キーワード：鉄筋コンクリート造建築物、保有水平耐力計算、時刻歴応答解析、部分崩壊形、地震応答

1. はじめに

「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説」¹⁾（以下、保耐規準）では、曲げ破壊型全体崩壊形（以下、A ルート）を推奨し、所定の部分崩壊形を適用範囲としている。特定の少数層の柱や梁が曲げ破壊する部分崩壊形では、全体崩壊形に比べてエネルギー吸収を期待できる層が少ないことから、崩壊層の地震時変形が大きくなることが危惧される。そのため、保耐規準では、特定の少数層が崩壊層となる曲げ破壊型部分崩壊形（以下、C ルート）に対しては、構造特性係数（Ds 値）を最大値（0.55）としている。しかし、地震時変形が過大とならない崩壊層の比率と保有水平耐力の大きさとの関係については具体的に規定されていない。

著者らは、鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）曲げ破壊型骨組の崩壊形と保有水平耐力について研究している。部分崩壊形については、崩壊層の層数が全層数の 1/3 未満の骨組では、Ds 値が 0.55 の場合でも応答変形が過大となる可能性があることを指摘した²⁾。

本研究では、下層階で壁が抜ける 10 階建 RC 造骨組を対象として静的非線形解析及び時刻歴地震応答解析を実施し、崩壊層の比率と地震応答との関係について検討する。仕事量に基づく崩壊層の比率に着目して、崩壊層の保有水平耐力や応答変形、非崩壊層の耐力余裕について分析し、崩壊層の応答変形が過大とならない部分崩壊形の条件を考察する。下層階で壁が抜ける骨組の崩壊形としては、柱曲げ破壊により層崩壊となる部分崩壊形（ケース CF）と柱が引張破壊となる全体崩壊形（ケース AFW）とする。そのほか、地震応答の比較のため、梁曲げ破壊の全体崩壊形（ケース AF）と 1 階壁脚が曲げ破壊の全体崩壊形（ケース AW）を対象とする（図-1）。



(a)ケース CF (b)ケース AFW (c)ケース AF (d)ケース AW

注) ●：塑性曲げヒンジ，■：塑性引張ヒンジ，▨：耐震壁

図-1 対象とする部分崩壊形と全体崩壊形

2. 崩壊指標

2.1 崩壊層比率

崩壊層比率 (pR) としては、崩壊層の層数を全層数で除した崩壊層比率 ($pR1$) のほかに、本研究では部分崩壊形の外力仕事量を全体崩壊形の外力仕事量で除した崩壊層比率 ($pR2$) を用いる。外力分布は、 A_i 分布に基づく分布とする¹⁾。

$$pR2 = \frac{\text{部分崩壊形の} \sum_{\text{部分}} Q_i \cdot h_i \cdot \theta_i}{\text{全体崩壊形の} \sum_{\text{全体}} Q_i \cdot h_i \cdot \theta_i} \quad (1)$$

ここで、 $\text{部分} Q_i$ ：部分崩壊形形成時の i 階の層せん断力、 $\text{部分} C_B$ ：部分崩壊形形成時のベースシア係数、 $\text{全体} Q_i$ ：全体崩壊形のベースシア係数が $\text{部分} C_B$ となる i 階の層せん断力、 h_i ： i 階の階高、 θ_i ：仮想仕事法における i 階の層間変形角である。

2.2 崩壊層剛性比

崩壊層剛性比 (sK_P) は、静的非線形解析による最大層間変形角が $1/100\text{rad}$ 時において全層の変形角を崩壊層の変形角で除した値とする。なお、全層の変形角は建物の全

*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) (フェロー会員)

変位を建物高さで除した値，崩壊層の変形角は崩壊層の全変位を崩壊層全体の高さで除した値とする。

$${}_s K_P = \frac{\text{建物の全変位/建物高さ}}{\text{崩壊層の変位/崩壊層のみの高さ}} \quad (2)$$

3. 解析計画

3.1 対象骨組と解析ケース

対象は，10階建中高層RC造住宅（図-2）の張間方向を想定した曲げ破壊型の骨組である。張間方向は同じ骨組が並列してものとして，解析には平面フレームモデルを用いる。解析ケースの崩壊形は図-1に示す4ケースであり，ケースCF及びケースAFWでは下層階で壁が抜ける層数をパラメータとして設定する（表-1，図-3）。また，各ケースの部材断面は，崩壊形形成時のベースシア係数（ C_u ）が0.3，0.45，0.55，0.7となるように設定する（表-2）。各ケースにおいて，法規定のDs値を満足する C_u となるケース（CFでは0.55，AFWとAFでは0.45，AFでは0.30）を標準ケースとする。なお，ヒンジ発生部材の部材種別はAランクとし，脆性破壊が生じないものとする。

表-1 解析ケース

ケース	崩壊形 下層階壁抜け層数	C_u 値			
		0.30	0.45	0.55	0.70
CF	1	1CF _{0.30}	1CF _{0.45}	1CF _{0.55}	1CF _{0.70}
	3	3CF _{0.30}	3CF _{0.45}	3CF _{0.55}	3CF _{0.70}
	5	5CF _{0.30}	5CF _{0.45}	5CF _{0.55}	5CF _{0.70}
	7	7CF _{0.30}	7CF _{0.45}	7CF _{0.55}	7CF _{0.70}
AFW	1	—	1AFW _{0.45}	1AFW _{0.55}	1AFW _{0.70}
	3	—	3AFW _{0.45}	3AFW _{0.55}	3AFW _{0.70}
	5	—	5AFW _{0.45}	5AFW _{0.55}	5AFW _{0.70}
	7	—	7AFW _{0.45}	7AFW _{0.55}	7AFW _{0.70}
AF	10	AF _{0.30}	AF _{0.45}	AF _{0.55}	AF _{0.70}
AW	0	—	AW _{0.45}	AW _{0.55}	AW _{0.70}

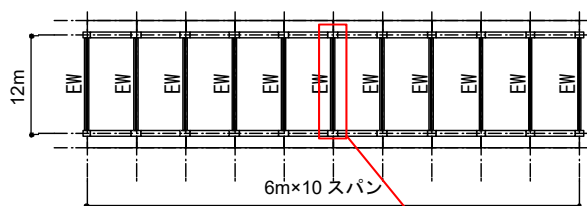


図-2 略伏図

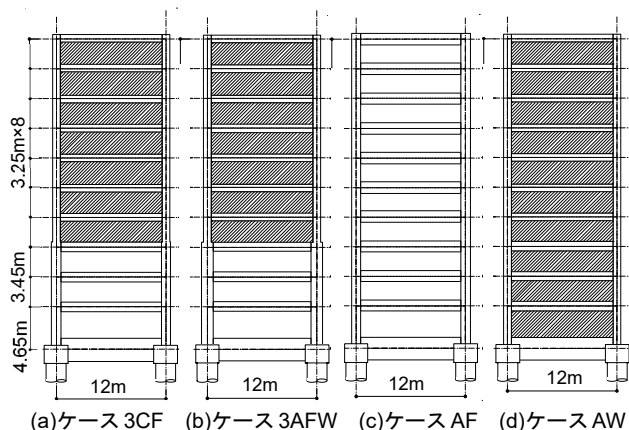


図-3 代表的な軸組図

る。また，ヒンジ柱は崩壊形形成時に保耐規準におけるAランクのせん断補強指標を満足するように帯筋を配筋し，壁厚はケースCF，AFWでは180mm，ケースAWでは120～180mmとする。

3.2 部材のモデル化

柱と耐震壁の曲げ及び軸力に対してはファイバーモデル，柱のせん断に対しては原点指向バイリニア型，壁のせん断に対しては原点指向トリリニア型とする。梁の曲げに対しては材端ばねモデルのTAKEDAモデルとする（図-4）。ファイバーモデルにおけるコンクリートの応力-ひずみ関係は，曲線剛性逓減型としてコンクリートの引張耐力を設計基準強度の1/12程度に設定する。また，鉄筋はバイリニアの剛性逓減型とする⁵⁾。

3.3 解析方法

静的非線形解析では，外力分布はAi分布に基づく分布とする。時刻歴地震応答解析では，減衰は瞬間剛性比例型減衰（1次減衰定数 $h_1=3\%$ ）とする。検討用地震動には，法告示による第2種地盤のレベル2地震動4波（表-3，図-5）を用いる。各ケースの弾性1次固有周期を表-4に示す。なお，解析にはP-δ効果を考慮する。

表-2 1階柱と2階梁の断面

解析ケース	柱断面					梁断面		
	B [mm]	D [mm]	X主筋※	Y主筋	ρ_w [%]	B [mm]	D [mm]	端部上端筋
1CF _{0.30}	1100	700	4-D35	4-D35	0.914	650	1200	5/3-D35
1CF _{0.45}	1200	800	6-D38	4-D38	0.838	650	1200	5/3-D35
1CF _{0.55}	1500	800	8-D35	6-D35	0.838	650	1200	5/3-D35
1CF _{0.70}	1500	1000	8-D35	6-D35	1.005	650	1200	5/3-D35
3CF _{0.30}	1100	850	7-D35	5-D35	0.914	650	1200	6/4-D38
3CF _{0.45}	1200	850	8-D38	6-D38	1.047	950	1200	8/8-D38
3CF _{0.55}	1500	900	10/5-D38	6-D38	0.838	1000	1200	8/8-D38
3CF _{0.70}	1500	1000	10/10-D38	6-D38	0.838	1100	1200	10/8-D38
5CF _{0.30}	1100	900	7-D38	5-D38	0.914	650	1200	6/4-D38
5CF _{0.45}	1200	900	8/6-D38	6-D38	1.047	900	1200	8/4-D38
5CF _{0.55}	1500	950	10/10-D38	6-D38	0.838	950	1200	8/6-D38
5CF _{0.70}	1500	1100	10/10-D38	6-D38	0.838	1100	1200	10/6-D38
7CF _{0.30}	1100	900	8-D38	5-D38	0.914	600	1200	6/4-D38
7CF _{0.45}	1200	1050	8-D38	6-D38	0.838	950	1200	8/4-D38
7CF _{0.55}	1500	1000	10/6-D38	6-D38	0.838	1000	1200	8/8-D38
7CF _{0.70}	1500	1200	10/10-D38	6-D38	0.838	1150	1200	10/10-D38
1AFW _{0.45}	500	1600	4-D32	2-D32	2.011	500	1200	5/5-D35
1AFW _{0.55}	900	1300	5-D32	4-D32	1.676	650	1200	5/3-D35
1AFW _{0.70}	1500	1250	7-D32	5-D32	1.608	650	1200	5/3-D35
3AFW _{0.45}	500	1600	4-D32	2-D32	2.011	500	1200	5/5-D35
3AFW _{0.55}	900	1300	5-D32	4-D32	1.117	900	1200	8/8-D38
3AFW _{0.70}	1500	1250	7-D32	5-D32	1.608	950	1200	8/8-D38
5AFW _{0.45}	550	1600	4-D35	2-D35	2.193	550	1200	5/5-D38
5AFW _{0.55}	950	1300	5-D32	4-D32	1.693	900	1200	8/8-D38
5AFW _{0.70}	1500	1300	7-D32	5-D32	1.608	950	1200	8/8-D38
7AFW _{0.45}	550	1600	4-D35	2-D35	2.925	550	1200	5/5-D38
7AFW _{0.55}	950	1300	5-D32	4-D32	1.693	900	1200	8/8-D38
7AFW _{0.70}	1500	1300	7-D32	5-D32	1.608	950	1200	8/8-D38
AF _{0.30}	1100	1000	9-D38	5-D38	0.914	600	1200	6/4-D35
AF _{0.45}	1200	1050	10/2-D38	6-D38	0.838	950	1200	8/5-D38
AF _{0.55}	1500	1100	10/2-D38	6-D38	0.670	1050	1200	10/8-D38
AF _{0.70}	1500	1250	10/10-D38	6-D38	0.670	1150	1200	10/10-D38
AW _{0.45}	900	500	2-D32	5-D32	0.894	550	750	5-D35
AW _{0.55}	900	600	2-D32	5-D32	0.894	550	750	5-D35
AW _{0.70}	1200	900	4-D32	7-D32	0.670	550	750	5-D35

※ 例：「10/8-D38」のような表記は，1段筋に10-D38，2段筋に8-D38配筋とする。

3.4 柱の限界曲率と変形角の算定

靱性保証指針⁹⁾を参考にして、下式により柱の限界曲率 ($c\phi_u$)、限界変形角 (cR_u) 及び変形角 (cR_s , cR_D) を算定する。なお、 cR_s は静的解析による値、 cR_D は動的解析による値である。

$$cR_u = c\phi_u \cdot D \quad (3-1)$$

$$c\phi_u = \begin{cases} (2/3)/\epsilon_p \cdot (1.9 \cdot \epsilon_p / j_e) & : 0 < \eta \leq 1/3 \\ (2/3)/(5 \cdot \eta - 4/3) \cdot (1.9 \cdot \epsilon_p / j_e) & : 1/3 < \eta \leq 2/3 \end{cases}$$

$$\epsilon_p = \begin{cases} \eta_p & : 0 < \eta_p \leq 1/3 \\ \eta_p/5 + 4/15 - \eta_s & : 1/3 < \eta_p < 2/3(1+\gamma) \\ \{(3+2 \cdot \gamma)/5\} \cdot \eta_p - \eta_s & : 2/3(1+\gamma) \leq \eta_p \leq 2/3 \end{cases}$$

$$\gamma = \eta_n / \eta_p \quad (\gamma \geq 0)$$

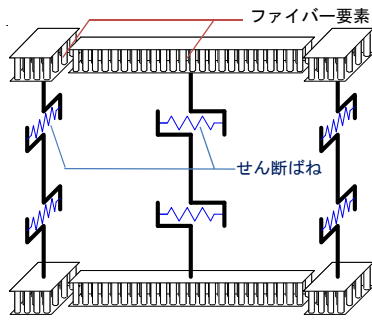
$$\eta_p = N_p / (j_e \cdot b_e \cdot \sigma_p)$$

$$\eta_n = N_n / (j_e \cdot b_e \cdot \sigma_p)$$

$$\eta_s = A_m \cdot \sigma_{my} / (j_e \cdot b_e \cdot \sigma_p)$$

$$cR_s = c\phi_s \cdot D \quad (3-2)$$

$$cR_D = c\phi_D \cdot D \quad (3-3)$$



(a)柱・壁の解析モデル図
図-4 解析モデル

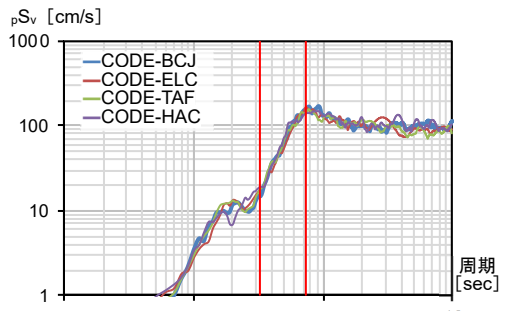
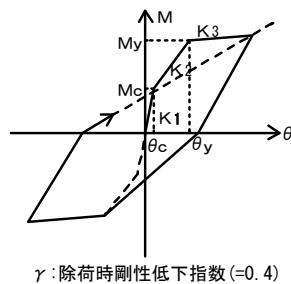


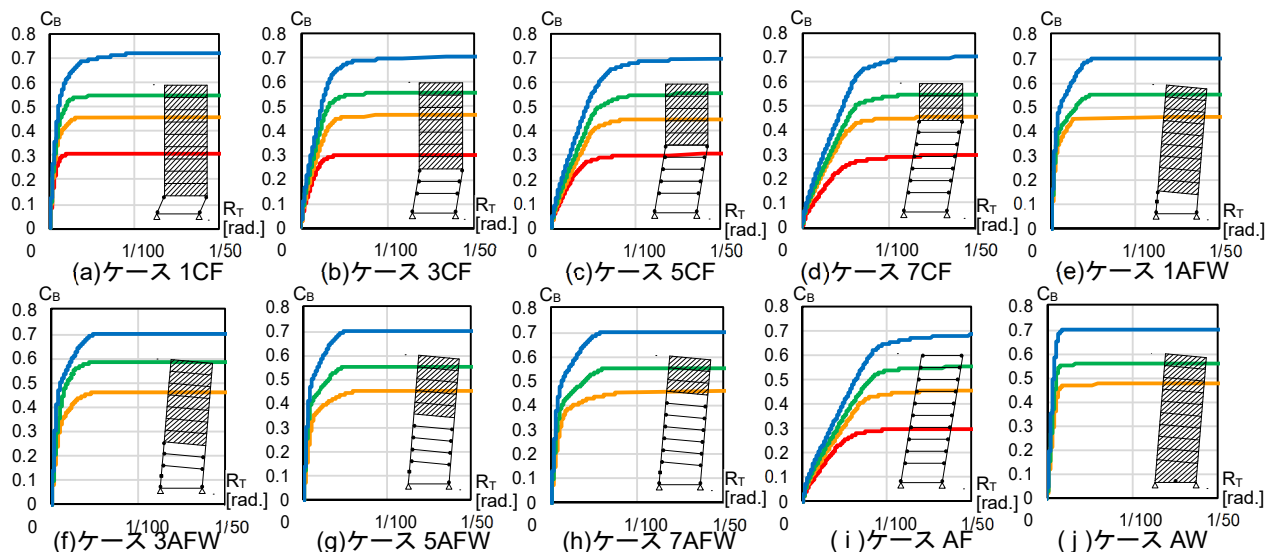
図-5 擬似速度応答スペクトル (h=0.05)

表-3 検討用地震動

波形名称 (レベル2地震動)	最大速度 [cm/s]	最大加速度 [cm/s ²]	継続時間 [s]
CODE-BCJ (2種地盤)	52	330	120
CODE-ELC	54	349	60
CODE-TAF	56	355	60
CODE-HAC	66	394	80

表-4 弾性1次固有周期 (単位: sec)

C_u	1CF	3CF	5CF	7CF	1AFW	3AFW	5AFW	7AFW	AF	AW
0.30	0.401	0.568	0.668	0.736	—	—	—	—	0.743	—
0.45	0.367	0.522	0.618	0.622	0.365	0.403	0.408	0.420	0.685	0.432
0.55	0.354	0.478	0.574	0.580	0.338	0.358	0.381	0.402	0.656	0.382
0.70	0.335	0.445	0.518	0.531	0.311	0.323	0.359	0.373	0.606	0.328



赤: $C_u=0.30$ 橙: $C_u=0.45$ 緑: $C_u=0.55$ 青: $C_u=0.70$
図-6 ベースシア係数と代表水平変形角の関係

ここで、 N_p , N_n は部材に生じる静的非線形解析における崩壊形成時の最大軸力と最小軸力であり、圧縮を正とし、 N_n が引張となる場合には0とする。 j_e , b_e は柱のコア断面の幅及びせいであり、 σ_p , ϵ_p はコアコンクリートの最大応力度とその時の軸ひずみ度である。また、 cR_s 及び cR_D の算定には、それぞれ静的非線形解析による柱の曲率 ($c\phi_s$) と時刻歴解析地震応答解析による柱の曲率 ($c\phi_D$) を用いる。

4. 解析結果

4.1 保有水平耐力

静的非線形解析によるベースシア係数 (C_B) と代表水平変形角 (R_T) の関係を図-6に示す。なお、代表水平変形角は外力分布の重心位置に近い床の水平変形角とする。すべての解析ケースにおいて、計画した崩壊形を形成しており、崩壊形成時のベースシア係数は計画した C_u とほぼ一致している。

4.2 地震応答値

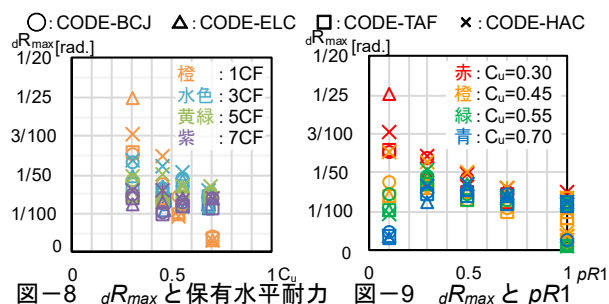
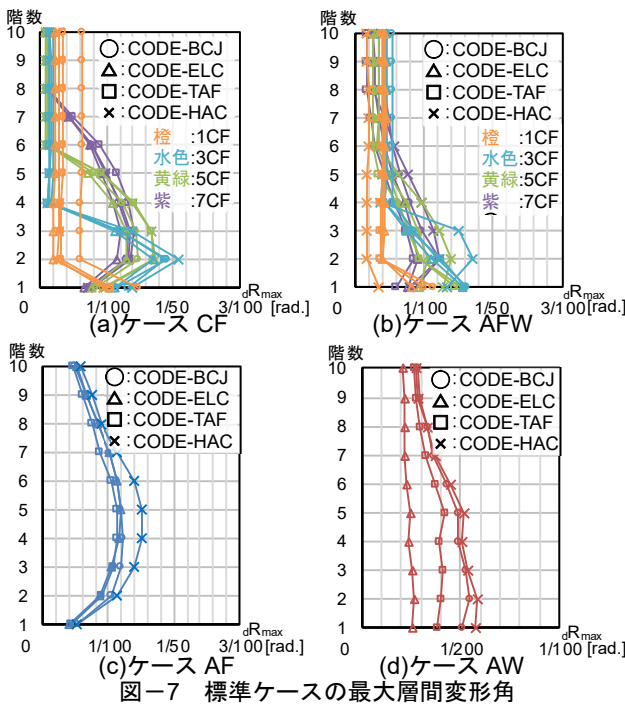
時刻歴地震応答解析による標準ケースの最大応答層間変形角 (dR_{max}) の高さ方向分布を図-7 に示す。ケース CF_{0.55} では dR_{max} は 1/71~1/48 であり、ケース AFW_{0.45} では dR_{max} は 1/88~1/70, ケース AF_{0.30} では dR_{max} は 1/66, ケース AW_{0.45} では dR_{max} は 1/168 である。

次に, dR_{max} と C_u との関係を図-8 に示す。いずれの検討用地震動においても C_u が小さい建物程 dR_{max} の値が大きくなり, C_u が大きい程 dR_{max} が小さい傾向が見られる。また, dR_{max} と $pR1$ との関係を図-9 に示す。 $pR1=1.0$ のとき崩壊形が全体崩壊形となり, 建物全体で地震エネルギーを吸収する。そのため, 最大応答層間変形角の値も $pR1$ が 1.0 に近づくほど小さい値となることが分かる。

5. 解析結果の考察

5.1 崩壊層比率

ケース CF について $pR1$ と $pR2$ との関係を図-10 に示す。 $pR1$ 及び $pR2$ は骨組の C_u に依らず, 同じ値である。 $pR2$ は $pR1$ に対して 1.53 倍程度大きい値となっているが, 相関性が高いことがわかる。これは, $pR2$ の算出には Ai 分布を用いており, 下層崩壊であるケース CF では仮想仕事量の算出時に乗算する外力が大きいためである。



5.2 崩壊層比率と崩壊層剛性比

ケース CF について崩壊層比率 $pR2$ と崩壊層剛性比 sK_P との関係を図-11 に示す。 $pR2$ が小さくなる程 sK_P は小さくなる傾向は同じであるが, ケース 1CF では C_u が大きい程 sK_P が大きくなっている。これは, ケース 1CF では C_u が大きい場合には 1 階柱の剛性が增大して変形が小さくなるためであると考えられる。

5.3 ヒンジ柱の軸力比とせん断補強指標

ケース CF について静的非線形解析による柱の軸力比 ($N/(BDFc)$) と層間変形角 (R) の関係を図-12 に示す。 R の増大に伴い, 柱の軸力比は増大し, 崩壊形形成時には 0.21~0.33 である。表-5 に示すように, 崩壊形形成時には保耐規準における A ランクのせん断補強指標を満足していることがわかる。

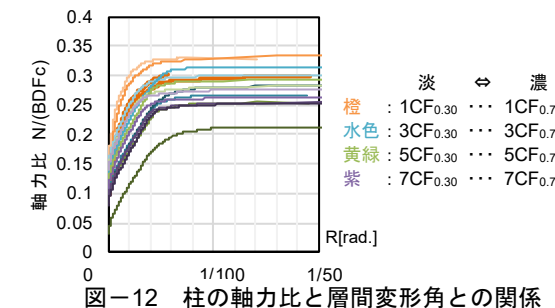
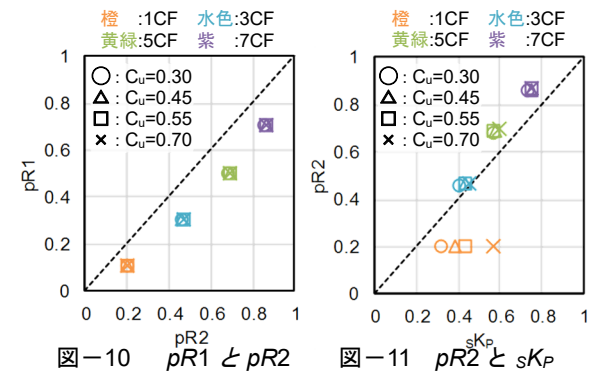


表-5 ヒンジ柱のせん断補強指標

ケース	B	D	F _c	p_w	ν_0	σ_{we}	σ_0^*	$p_w \sigma_{we} / (\nu_0 F_c)$	$0.30 (\sigma_0 / F_c)^2 / +0.10$
1CF _{0.30}	1100	700	48	0.009	0.468	588.9	15.6	0.236	0.132
1CF _{0.45}	1200	800	48	0.008	0.468	588.9	15.5	0.217	0.131
1CF _{0.55}	1500	800	48	0.008	0.468	588.9	14.3	0.217	0.127
1CF _{0.70}	1500	1000	48	0.010	0.468	588.9	14.1	0.260	0.126
3CF _{0.30}	1100	850	42	0.009	0.490	550.9	12.5	0.242	0.127
3CF _{0.45}	1200	850	48	0.01	0.468	588.9	15.0	0.271	0.129
3CF _{0.55}	1500	900	48	0.008	0.468	588.9	12.7	0.217	0.121
3CF _{0.70}	1500	1000	48	0.008	0.468	588.9	13.4	0.217	0.123
5CF _{0.30}	1100	900	42	0.009	0.49	550.9	11.8	0.242	0.124
5CF _{0.45}	1200	900	48	0.01	0.468	588.9	14.0	0.271	0.125
5CF _{0.55}	1500	950	48	0.008	0.468	588.9	12.2	0.217	0.119
5CF _{0.70}	1500	1100	48	0.008	0.468	588.9	10.2	0.217	0.114
7CF _{0.30}	1100	900	42	0.009	0.49	550.9	11.7	0.242	0.123
7CF _{0.45}	1200	1050	48	0.008	0.468	588.9	12.5	0.217	0.120
7CF _{0.55}	1500	1000	48	0.008	0.468	588.9	12.1	0.217	0.119
7CF _{0.70}	1500	1200	48	0.008	0.468	588.9	12.0	0.217	0.119

※ 軸力は崩壊形形成時とする。

5.4 柱の限界変形角と層間変形角

ケース CF について静的非線形解析による 1 階柱脚の変形角 (cR_s) 及び限界変形角 (cR_u) を算出する。 cR_s と層間変形角 (R) との対応を図-13 に、ケース CF について各ケースの cR_u を図-14 に示す。 cR_s は、 R とはほぼ比例関係にあり、 R が 1/100 では、 cR_s は 1/120~1/46、 R が 1/50 では、 cR_s はケース 1CF_{0.30}、1CF_{0.45} を除いて 1/67~1/43 程度になっている。また、各ケースの cR_u は A ランクの変形能力 (cR_u が概ね 1/50) があることがわかる。

5.5 崩壊層の変形増大と崩壊層比率

部分崩壊形における崩壊層の変形増大を検討するために、ケース CF の最大応答層間変形角 (dR_{max}) を全体崩壊形の dR_{max} で除した比率 (R_{max} 比) を算定する。

$$R_{max} \text{ 比 } AF = CF \text{ の } dR_{max} / AF_{0.30} \text{ の } dR_{max} \quad (4)$$

$$R_{max} \text{ 比 } AFW = CF \text{ の } dR_{max} / AFW_{0.45} \text{ の } dR_{max} \quad (5)$$

R_{max} 比と $pR1$ との対応を図-15 に、 R_{max} 比と $pR2$ との対応を図-16 に示す。 R_{max} 比と崩壊層比率の対応を見ると、 $pR1$ 及び $pR2$ が小さくなる程、 R_{max} 比が大きくなる傾向が見られる。また、 R_{max} 比 AFW は、ケース AFW の固有周期が短いために応答が小さくなることから、 R_{max} 比 AF より大きい値である。また、 R_{max} 比 AF とケース CF の C_u との対応を図-17 に示す。 C_u が大きくなる程、 R_{max} 比 AF は小さくなり、 C_u が 0.55 以上では R_{max} 比 AF は 1.65 以下である。また、 $pR2$ が大きくなる程、 R_{max} 比 AF は小さくなり、 $pR2$ が 1/3 以上かつ C_u が 0.55 以上では R_{max} 比 AF は 1.65 以下である。また、 $pR1$ が 0.1 で C_u が 0.70 の 1CF_{0.70} の応答が小さい。そこで、入力エネルギー (E_i) と弾性 1 次固有周期の関係を図-18 に、 E_i と $pR1$ の関係を図-19 に示す。1CF_{0.70} の応答が小さいのは、固有周期が短く、入力エネルギーが小さいためと考えられる。また、応答が小さいケースも同様に固有周期の違いが影響していると考えられる。

5.6 非崩壊層の層せん断力増大と崩壊層比率

部分崩壊形における非崩壊層の層せん断力増大を検討するために、ケース CF の最大層せん断力を保有水平耐力時の層せん断力で除した比率 (C_{max} 比) を算定する。 C_{max} 比とケース CF の C_u との対応を図-20 に、 C_{max} 比と $pR2$ の対応の対応を図-21 に示す。 C_u が大きくなる程、 C_{max}

比は小さくなり、 C_u が 0.55 以上では C_{max} 比は 2.01 以下である。また、 $pR2$ が大きくなる程、 C_{max} 比は小さくなり、 $pR2$ が 1/3 以上かつ C_u が 0.55 以上では C_{max} 比は 1.19 以下である。

橙 : 1CF 水色 : 3CF 黄緑 : 5CF
紫 : 7CF 淡 : 中 : 濃
 $C_u=0.30$... $C_u=0.70$

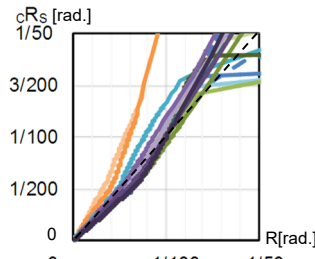


図-13 cR_s と層間変形角

橙 : 1CF 水色 : 3CF
黄緑 : 5CF 淡 : 中 : 濃
 $C_u=0.30$... $C_u=0.70$

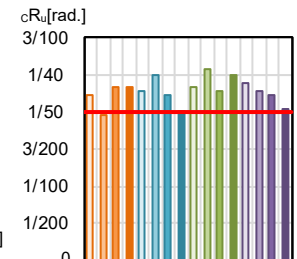


図-14 各ケースの cR_u

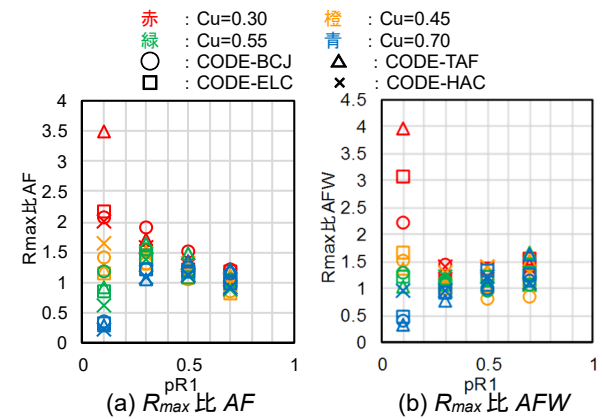


図-15 R_{max} 比と $pR1$

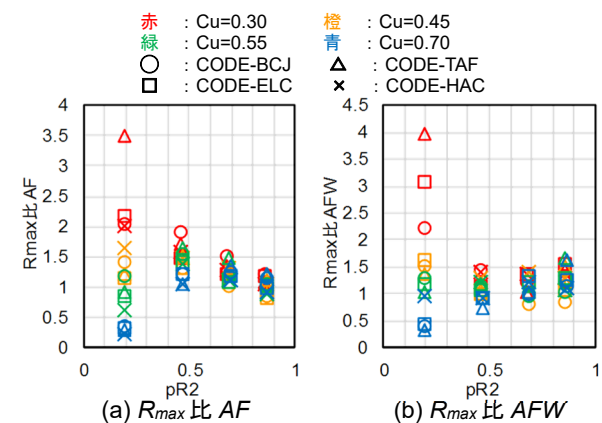


図-16 R_{max} 比と $pR2$

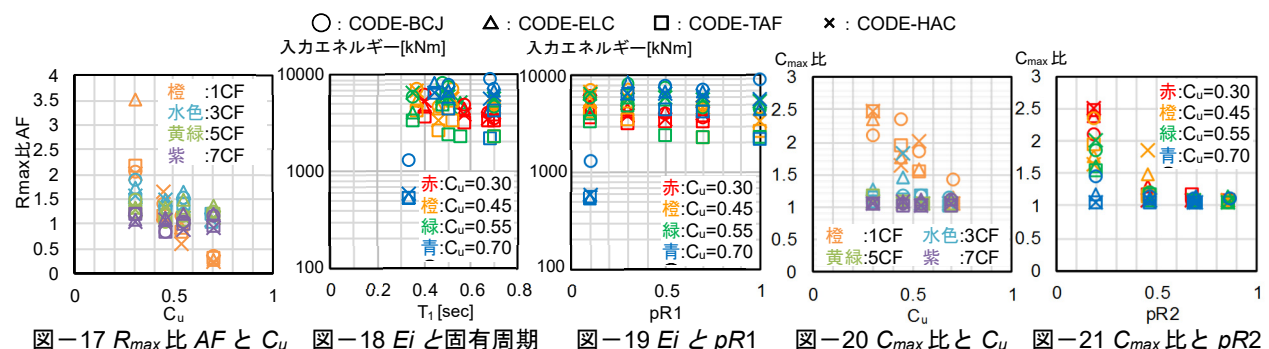


図-17 R_{max} 比 AF と C_u

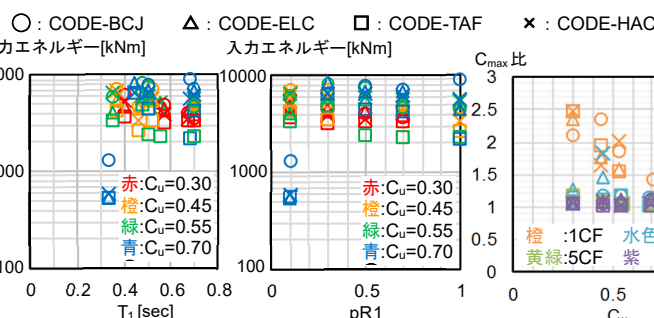


図-18 E_i と固有周期

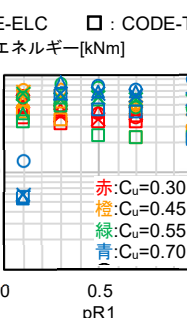


図-19 E_i と $pR1$

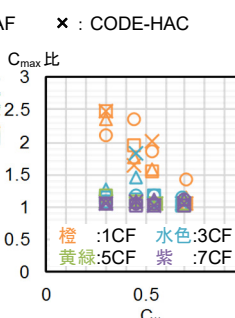


図-20 C_{max} 比と C_u

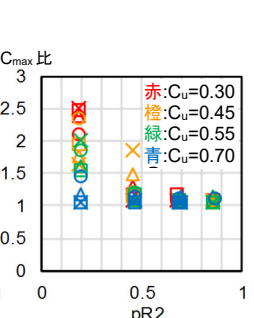


図-21 C_{max} 比と $pR2$

5.7 柱の応答変形と崩壊層の条件

ケース CF について時刻歴地震応答解析による 1 階柱脚の変形角 (cR_D) と崩壊層の条件について検討する。

cR_D と C_u との関係を図-22 に、 cR_D と pR_2 との関係を図-23 に示す。 cR_D は C_u が大きくなる程小さくなり、 cR_D が 1/50 以下となるケースでは、 C_u が 0.70 以上である。また、 cR_D は pR_2 が大きくなる程小さくなり、 cR_D が 1/50 以下となるケースでは、 pR_2 が 2/3 以上である。

次に、 cR_D と崩壊層比率に C_u を乗じた値 (PRC_u) の関係を図-24 に示す。 cR_D は PRC_u が大きくなる程小さくなり、 cR_D が 1/50 以下となるケースでは、 pR_1 では PRC_u が 0.18 以上、 pR_2 では PRC_u が 0.26 以上である。各ケースの C_u 値を標準値 0.55 で除した値 (C_u 比) と崩壊層比率との関係を図-25 に示す。図中の印は cR_D の値によるグループを示す。 cR_D は C_u 比 が大きくなる程、あるいは pR_2 が大きくなる程小さくなる傾向が見られる。Ds 値を RC 構造の最大値 0.55 とした場合、 C_u は 0.55 以上確保されるため、1 階柱脚の変形角 cR_D を 1/50 以下とするには、 pR_1 が 1/3 程度以上、 pR_2 が 1/2 程度以上必要と考えられる。

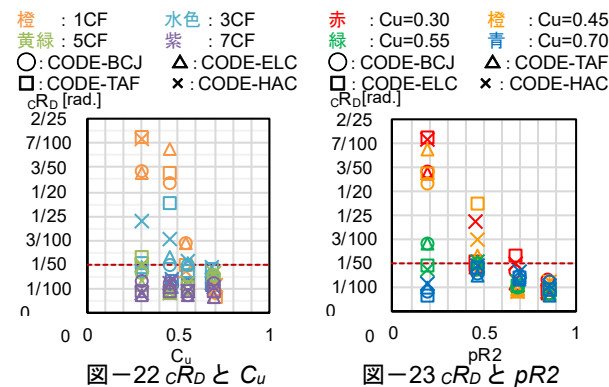
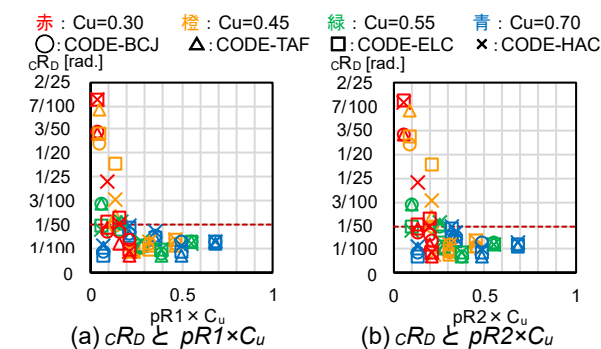


図-22 cR_D と C_u

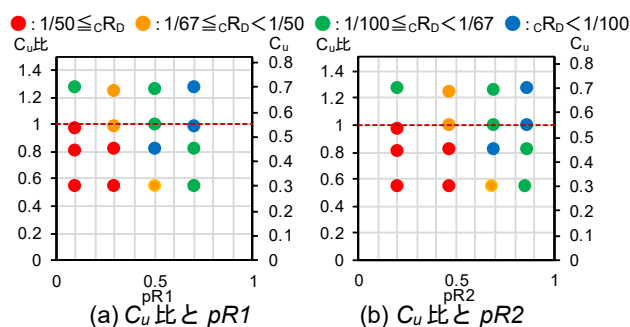
図-23 cR_D と pR_2



(a) cR_D と $pR_1 \times C_u$

(b) cR_D と $pR_2 \times C_u$

図-24 cR_D と PRC_u



(a) C_u 比と pR_1

(b) C_u 比と pR_2

図-25 C_u 比と崩壊層比率

6. まとめ

下層階で壁が抜ける 10 階建 RC 造骨組を対象として静的非線形解析及び時刻歴地震応答解析を実施した。その結果、本解析の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 崩壊層比率では、崩壊層の階数による pR_1 と仕事量による pR_2 は相関関係にあり、下層階で部分崩壊形を形成するため、Ai 分布に基づく外力分布を用いる pR_2 は pR_1 に比べて平均 1.5 倍程度大きい。
- (2) 崩壊層比率の pR_2 は、1 層崩壊を除き、崩壊層の変形比による崩壊層剛性比の sKp に比べてやや大きい、概ね対応している。
- (3) 1 階柱脚の変形角 cR_D は C_u が大きくなる程小さくなり、 C_u が 0.70 以上では崩壊層比率に関わらず、 cR_D は 1/50 以下である。
- (4) 1 階柱脚の変形角 cR_D は崩壊層比率 pR_2 が大きくなる程小さくなり、 pR_2 が 2/3 以上では C_u に関わらず、 cR_D は 1/50 以下である。
- (5) 崩壊層比率 pR_1 又は pR_2 に C_u を乗じた値 PRC_u が、それぞれ 0.18 以上、0.26 以上では 1 階柱脚の変形角 cR_D は 1/50 以下である。
- (6) Ds 値を RC 構造の最大値 0.55 とした場合、1 階柱脚の変形角 cR_D を 1/50 以下とするには、崩壊層比率 pR_1 が 1/3 程度以上、 pR_2 が 1/2 程度以上必要と考えられる。

今後、特性の異なる地震動や 10 階建以外の下層階で壁が抜ける RC 造骨組について崩壊層比率に応じた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

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力規準(案)・同解説、2016.4
- 2) 志村雄輝，高橋克昌，秋田知芳，和泉信之：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.37-42，2014.7
- 3) 内山慎吾，福地武彰，毎田悠承，和泉信之：部分崩壊形を形成する RC 造建築物における非崩壊層の剛性と地震応答，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.13-18，2016.7
- 4) 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規準解説書，pp.730-748，2015.6
- 5) 構造システム(株)：SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル，2015.11
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.114-126，1999.8
- 7) 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.57-65，1990.10