

論文 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と壁分担率

川村 将文*1・江田 拓也*2・秋田 知芳*3・和泉 信之*4

要旨: RC 造全体降伏型壁フレーム構造を対象とした保有水平耐力計算では、水平変形の増大に伴う崩壊形の形成状況及び耐力壁の分担率などの評価方法が課題である。本研究では、まず、崩壊形の形成状況を表す崩壊指標及び連層壁分担率の評価方法を提示する。次に、RC 造壁フレーム構造の静的非線形解析を行い、崩壊形の形成に伴う崩壊指標や壁分担率の推移に着目して、必要保有水平耐力算定時における連層壁分担率の評価について考察する。解析では、柱、あるいは壁の部分架構モデルを組み合わせることにより、保有水平耐力が異なる低層から高層までの壁フレーム構造を対象として崩壊指標及び連層壁分担率を検討する。

キーワード: 鉄筋コンクリート造建築物, 壁フレーム構造, 保有水平耐力計算, 静的非線形解析, 壁分担率

1. はじめに

鉄筋コンクリート造（以下、RC 造と略記）建築物の保有水平耐力計算では、静的非線形漸増荷重解析を行ない、保有水平耐力（ Q_u ）が必要保有水平耐力（ Q_{un} ）以上であることを確認している¹⁾。その際、 Q_u は、崩壊形形成時の解析ステップにおける柱及び耐力壁の負担せん断力の和として求められる。また、 Q_{un} の計算に用いる構造特性係数（ D_s ）は、崩壊形式や部材応力などから定められる部材種別と崩壊形形成時において耐力壁が負担する水平せん断力の比率（ β_u ）に応じて算定される。そのため、保有水平耐力計算では、静的非線形解析における崩壊形の形成の判定や β_u のような壁分担率の算定は非常に重要な設計要点となっている²⁾。

一般に、中高層 RC 造連層壁フレーム構造の静的非線形解析では、連層壁が全体曲げ降伏型の崩壊形を形成するにもかかわらず、各階で β_u が異なるために、 D_s 値が異なることが多い。全体曲げ降伏型連層壁フレーム構造の終局強度型耐震設計³⁾では、架構全体で一定の値以上の保有水平耐力を確保することが求められており、階により D_s 値が異なることは不合理である。せん断破壊型の耐力壁では、せん断力の比率である β_u を用いて壁分担率を定義することは適切であると考えられるが、曲げ降伏型の連層壁では、曲げモーメントの比率を用いて壁分担率を定義するほうが合理的であると言える。また、連層壁の最上階の壁には水平外力とは逆向きのせん断力が発生して、壁の β_u が負の値になることが多い。

このように、高層化が進む最近の中高層 RC 造建築物においては、全体曲げ降伏型連層壁に対する壁の分担率として β_u の適用に限界が見られる。

著者らは、静的非線形解析において崩壊指標を用いた崩壊形形成時の応力算定方法（以下、崩壊率算定法と呼

ぶ）について研究している^{例えば 4)}。崩壊率算定法では、崩壊形の形成状況を表す崩壊率を用いて未崩壊層を有するフレーム構造の崩壊形を決定し、崩壊率と解析終了時の応力から崩壊形形成時応力を算定する。また、全体曲げ降伏型連層壁の応力分担率として曲げモーメントを用いた壁分担率（以下、連層壁分担率と呼ぶ）を提示し、10 階建壁フレーム構造における有用性を検討した⁵⁾。

本研究は、検討対象を低層から高層までの壁フレーム構造に広げて、崩壊指標と水平変形の関係及び連層壁分担率の有用性を検討するものである。崩壊指標として、既報告の崩壊率⁴⁾とともに、水平剛性の低下率や弾性応答の換算ベースシア係数を用いる。これは、崩壊形の形成状況を表す崩壊指標と水平変形の関係を検討することにより、壁フレーム構造の崩壊形形成時の水平変形の大さきなどを評価しようとするものである。

本論文では、まず、崩壊指標並びに連層壁分担率を提示する。次に、柱や壁を表す部分架構モデルを組み合わせた静的非線形解析を行い、保有水平耐力や壁分担率が異なる低層から高層までの壁フレーム構造を対象として崩壊指標及び壁分担率を評価する。

2. 崩壊指標

2.1 崩壊率

崩壊率（ α ）は、静的非線形解析のある荷重ステップにおいて想定した崩壊形の塑性ヒンジで発揮される仕事量の総和（ $\sum M_i \cdot \theta_i$ ）を崩壊形形成時における塑性ヒンジ位置の仕事量の総和（ $\sum M_{ui} \cdot \theta_i$ ）で除した比率とする⁴⁾。

$$\text{崩壊率 } \alpha = \sum M_i \cdot \theta_i / \sum M_{ui} \cdot \theta_i \quad (1)$$

2.2 水平剛性低下率

水平剛性低下率（ γ_i ）は、静的非線形解析で得られるベースシア係数（ C_B ）と全体変形角（ R_T ）の関係にお

*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 千葉大学大学院 工学研究科建築・都市科学専攻博士前期課程 (正会員)

*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)

ある荷重ステップ (i ステップ) の水平剛性 (K_i) を初期水平剛性 (K_1) で除した値とする (図-1)。ここで、全体変形角 (R_T) は水平力の重心に相当する床の水平変形をその床の高さで除した変形角とする。なお、 K_i は i ステップの一つ前のステップ (i-1 ステップ) と i ステップの荷重と変位から算定される接線剛性とする。

$$\text{水平剛性低下率 } \gamma_i = K_i / K_1 \quad (2)$$

2.3 換算 C 値

換算 C 値は、静的非線形解析により得られるベースシア係数 (C_B) と全体変形角 (R_T) の関係における建築物の曲線及び R_T 軸で囲われる面積が $\triangle OAB$ の面積と同等となるベースシア係数とする (図-2)。なお、面積 $\triangle OAB$ は D_s 値設定の基本的な概念¹⁾を参考として、エネルギー一定則に基づく建築物の線形応答時の入力エネルギーを想定したものである。ここでは、線形剛性として、完全弾性状態 (K_E)、 $C_B=0.1$ 相当時状態 ($K_{0.1}$) 及び $C_B=0.2$ 相当時状態 ($K_{0.2}$) を想定し、それぞれ完全弾性時換算 C 値 (C_E)、 $C_B=0.1$ 相当時換算 C 値 ($C_{0.1}$) 及び $C_B=0.2$ 相当時換算 C 値 ($C_{0.2}$) を用いる。

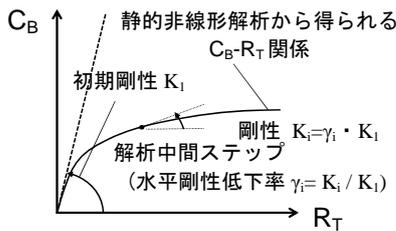


図-1 C_B - R_T 関係と水平剛性低下率 γ

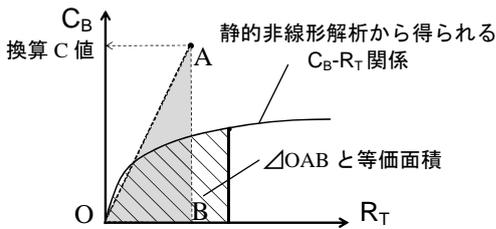


図-2 C_B - R_T 関係と換算 C 値

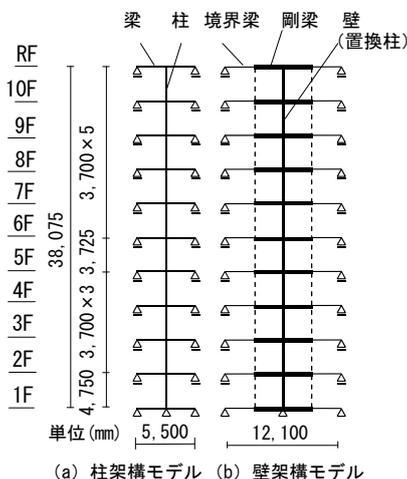


図-3 解析対象骨組 (10階建の例)

3. 連層壁分担率

連層壁分担率 ($m\beta_u$) は、ある荷重ステップにおける壁崩壊率 (α_w) をその荷重ステップの崩壊率 (α) で除した比率とする⁵⁾。ここで、壁崩壊率 (α_w) とは、境界梁や直交梁を含めた壁の仮想変形に応じた連層壁の仕事量の総和を崩壊形成時 ($\alpha=1.0$ 時点) における連層壁も含めた全部材の仕事量の総和で除した崩壊率である。

$$\text{連層壁分担率 } m\beta_u = \alpha_w / \alpha \quad (3)$$

4. 解析計画

4.1 解析目的

本解析の目的は、保有水平耐力が異なる低層から高層までの壁フレーム構造について崩壊指標及び連層壁分担率を算定することである。

4.2 解析対象骨組と解析ケース

解析対象は、RC 造壁フレーム構造の内柱を想定した柱架構モデル及び連層耐力壁を想定した壁架構モデルを $m\beta_u$ に応じて並列に連成させた骨組である (図-3)。解析ケースは、階数を3階建~14階建の5種類、 $m\beta_u$ を0.15~0.90の5種類とする (表-1)。部材断面は、曲げ降伏型全体崩壊形を想定して適宜設定する (表-2)。部材耐力は、実際の断面を想定して数層別に設定する。

表-1 解析ケース

階	$m\beta_u$				
	0.15	0.30	0.50	0.70	0.90
3	3F15	3F30	3F50	3F70	3F90
6	6F15	6F30	6F50	6F70	6F90
10	10F15	10F30	10F50	10F70	10F90
12	12F15	12F30	12F50	12F70	12F90
14	14F15	14F30	14F50	14F70	14F90

注) ケース名: 例「3F 15」
3Fは階数、15は連層壁分担率を表す。

表-2 柱、梁及び壁断面表

(a) 大梁断面						(b) 柱断面					
階	幅・せい	モデル				階	モデル				
		3F	6F	10F	12F		14F	3F	6F	10F	12F
RF	幅					14F					750
	せい					13F					800
14F	幅					12F				750	800
	せい					11F				800	800
13F	幅			a 500	b 500	10F			750	800	800
	せい			750	750	9F			800	800	850
12F	幅			a 500	b 550	8F			800	800	850
	せい			750	750	7F			800	850	850
11F	幅			a 500	a 500	b 550			750	800	850
	せい			750	750	750			800	850	850
10F	幅			a 500	b 550	c 550			800	850	900
	せい			750	750	750			850	850	900
9F	幅			b 550	b 550	c 550			850	850	900
	せい			750	750	800			850	900	900
8F	幅			b 550	b 550	c 550			850	900	900
	せい			750	750	800			850	900	900
7F	幅			a 400	b 550	c 550	d 600				
	せい			700	750	800	800				
6F	幅			a 400	c 550	c 600	d 600				
	せい			700	750	800	800				
5F	幅			b 450	c 550	c 600	d 600				
	せい			750	800	800	850				
4F	幅			a 350	b 450	c 600	d 600	e 600			
	せい			700	750	800	800	850			
3F	幅			b 400	c 500	d 600	d 600	e 600			
	せい			700	750	800	850	850			
2F	幅			b 400	c 500	d 600	d 600	e 600			
	せい			700	750	800	850	850			

(c) 壁断面

モデル	階	厚さ
3F	1-3	200
6F	1-6	200
10F	1-3	300
	4-10	200
12F	1-5	300
	6-12	200
14F	1-7	300
	8-14	200

注) a,b,c,d; 上下階で耐力が同一寸法単位(mm)

表-3 線形解析における曲げ剛性低下率

モデル	ヒンジ想定部材			
	1階柱	梁	境界梁	耐力壁
3F,6F	0.70	0.40	0.25	0.40 (1階)
10F,12F,14F	0.70	0.40	0.25	0.30 (1階) 0.50 (2階)

表-4 非線形解析における降伏時剛性低下率

モデル	形式	想定部材			
		柱	梁	境界梁	耐力壁
3F,6F	曲げ	0.30	0.30	0.25	0.26-0.70
10F,12F,14F		0.20	0.25	0.25	0.22-0.70
全モデル	せん断	-	-	-	0.20

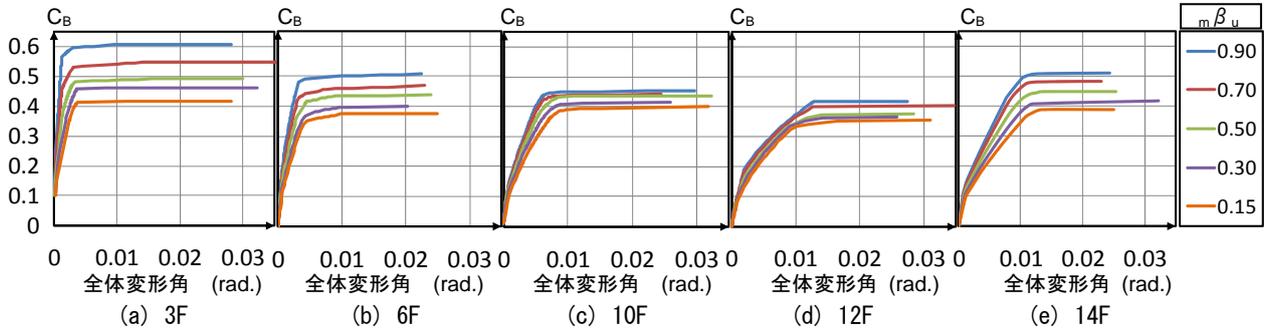


図-4 ベースシア係数と全体変形角の関係

注: 縦軸の値・凡例は全て同一

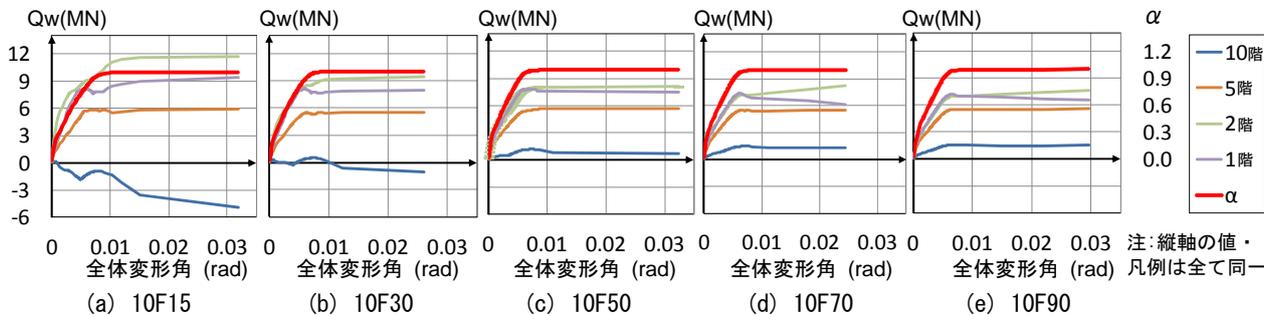


図-5 10階建壁フレーム構造の代表的な階の壁せん断力と全体変形角の関係

4.3 部材の曲げ復元力特性

柱及び梁の曲げに対するスケルトンカーブは、曲げひび割れ、曲げ降伏を考慮するトリリニア型とする。各階の梁、柱及び壁の降伏強度 (M_y) は、柱架構モデル、あるいは壁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に基づき設定する。数層ごとに耐力を同等とする場合は、対象とする層の最下層の耐力を採用する。なお、断面の最小鉄筋量は満足させる。ここで、線形解析では、剛性低下を考慮した等価剛性³⁾を用いる(表-3)。塑性ヒンジの M_y は、柱架構モデルでは C_B 値 0.30 相当、壁架構モデルでは C_B 値 0.45 相当における線形解析の応力とする。また、塑性ヒンジを許容しない1階脚部を除く柱及び壁の M_y は、算定された値の 1.5 倍とする。ひび割れ強度 (M_c) は、柱及び梁は M_y の 1/3~1/4 倍、壁は 1/3 倍とする。壁のせん断に対するスケルトンカーブは、せん断ひび割れ、せん断破壊を考慮するトリリニア型とする。なお、終局せん断耐力は、曲げ降伏型全体崩壊形が形成できるように設定する。

4.4 解析方法

解析は、立体フレーム静的非線形荷重増分解析である。部材モデルには、建築構造設計で一般的に採用されるモデルを用いる。柱及び梁の部材モデルは、材端ばねモデルとする。降伏時剛性低下率 α_y は、表-4 に基づき設定

する。また、壁の部材モデルは、1本柱置換モデル(材軸直交分割モデル)とし、上下付帯梁は剛梁とする。柱架構モデル及び壁架構モデルの梁端部は、鉛直方向変位を拘束するばねを設定する。床は、剛床と仮定して、柱架構モデル及び壁架構モデルを連成させる。

層せん断力分布は、 A_i 分布¹⁾に基づき設定し、解析は各階の床位置に水平力を載荷し、全体変形角が 1/50~1/33 程度の変形に相当する荷重ステップまで実施する。

5. 解析結果

5.1 荷重変位関係

ベースシア係数 (C_B) と全体変形角 (R_T) の関係を図-4に示す。全てのケースにおいて全体崩壊形が形成されている。また、解析終了時において C_B は 0.36 (12F15)~0.60 (3F90) となっている。

5.2 壁の応力推移

10階建モデルの壁のせん断力 (Q_w) と全体変形角 (R_T) の関係の例を図-5に示す。壁量が多いモデル (10F70, 10F90) では、 Q_w の推移は全ての階で C_B の推移にほぼ対応している。一方、壁量が少ないモデル (10F15, 10F30) では、上層階で水平載荷方向とは逆の方向となるいわゆる逆せん断力が作用している。また、逆せん断力は壁量が少なくなるほど大きい傾向があることがわかる。

6. 解析結果の考察

6.1 崩壊率

各解析モデルの崩壊率 (α) と全体変形角 (R_T) の関係を図-6に示す。ここでは、崩壊率は全体崩壊形に関する崩壊率⁵⁾である。いずれの解析ケースにおいても崩壊率は、ベースシア係数の推移に対応した傾向を示している。崩壊形形成時 ($\alpha=1.0$ 時) の R_T は、1/106 (3F90) ~ 1/74 (14F15) であり、壁が少ないほど大きい傾向がある。 R_T が 1/100 以上であれば、 α は 0.90 以上であり、ほぼ崩壊形が形成されていることがわかる。

6.2 水平剛性低下率

水平剛性低下率の逆数 ($1/\gamma$) と全体変形角 (R_T) の関係を図-7に示す。 R_T の進展に伴い部材に塑性ヒンジが形成されるため、水平剛性の低下が見られる。骨組の

塑性化により水平剛性が十分低下する変形は、壁量が少ないモデルや階数が多いモデルが大きい傾向にある。崩壊形形成時 ($\alpha=1.0$ 時) の $1/\gamma$ は、14F15 では 20, 3F90 では 770 である。 $1/\gamma$ が 50 以上であれば、 α は 0.94 以上であり、ほぼ崩壊形が形成されていることがわかる。

6.3 換算 C 値

完全弾性時換算 C 値 (C_E) と全体変形角 (R_T) の関係を図-8に示す。 C_E が 1.0 以上である変形角は、壁量の少ないモデルや階数が多いモデルが大きい傾向にある。換算 C 値と崩壊率 (α) の関係を図-9に示す。崩壊形形成時 ($\alpha=1.0$ 時) の C_E は、14F15 では 0.75, 3F90 では 3.31 である。 $C_B=0.1$ 相当時換算 C 値 ($C_{0.1}$) が 1.0 以上であれば、 α は 0.93 以上であり、ほぼ崩壊形が形成されていることがわかる。

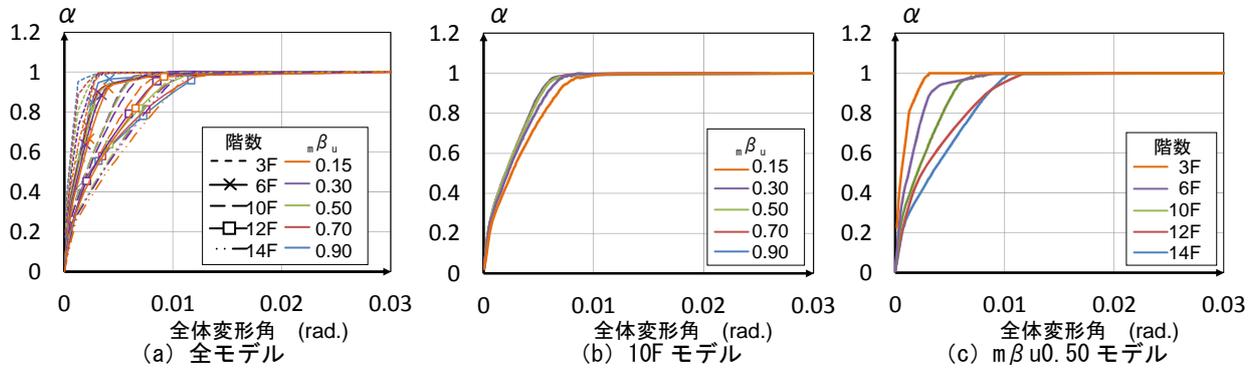


図-6 崩壊率 (α) と全体変形角 (R_T) の関係

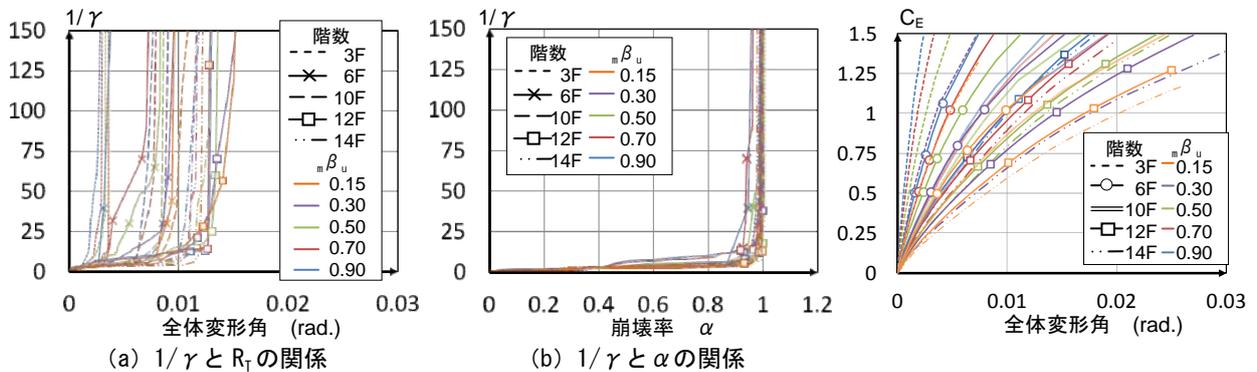


図-7 水平剛性低下率 ($1/\gamma$) と全体変形角 (R_T) 及び崩壊率 (α) の関係

図-8 完全弾性時換算 C 値 (C_E) と全体変形角 (R_T) の関係

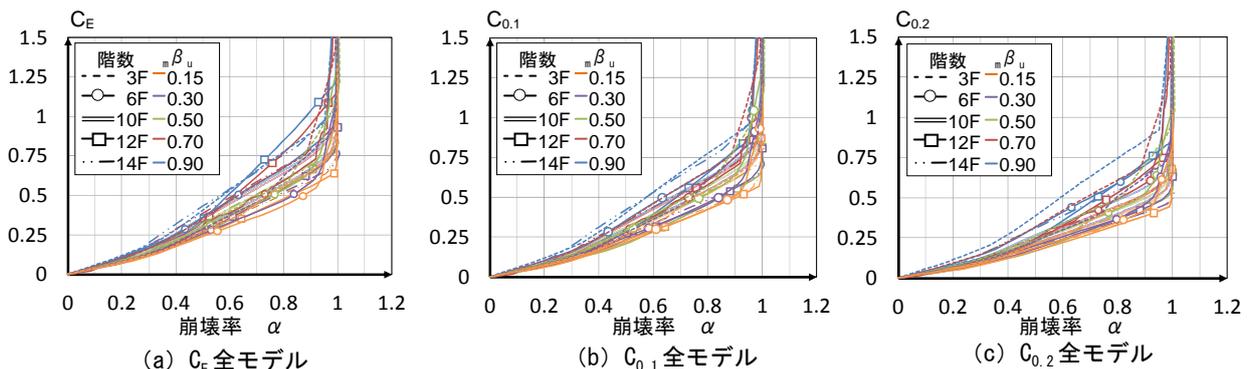


図-9 換算 C 値と崩壊率 (α) の関係

6.4 壁分担率

3階、10階及び14階の連層壁分担率 ($m\beta_u$) 及びせん断力壁分担率 (β_u) と全体変形角 (R_T) の関係を図-10に示す。逆せん断力が作用する高層で壁量の少ないモデル (例えば、10F15、14F15) では、 β_u は負の値となっており、Ds値を算定できないことがわかる。

せん断力分担率 (β_u) と連層壁分担率 ($m\beta_u$) を $C_0=0.2$ 時の値で除した比率 ($\beta_u/\beta_{u0.2}$, $m\beta_u/m\beta_{u0.2}$) と全体変形角 (R_T) の関係を図-11に示す。低層で壁量の多いモデル (3F90) では大きな変動は見られないが、高層で壁量の少ないモデル (例えば、10F50、14F15) では、最上

階の $\beta_u/\beta_{u0.2}$ に特に大きな変動が見られる。それに対して、 $m\beta_u/m\beta_{u0.2}$ に注目すると、変形の進展に対し比較的安定して推移している。

図-12に R_T が 1/100 時における壁分担率と壁量及び建物高さの関係を示す。まず、階数に注目した場合、低層モデルでは、中・高層モデルと比べて各階の β_u の値の差は小さいが、中・高層モデルでは上層階の逆せん断力などの影響から各階の β_u の値の差は大きいので、曲げ型連層壁の応力分担の評価が難しい。次に、壁量に注目した場合、壁量の多いモデルでは各階の β_u の値の差異が小さいが、壁量が少ないモデルでは各階の β_u にばらつきが

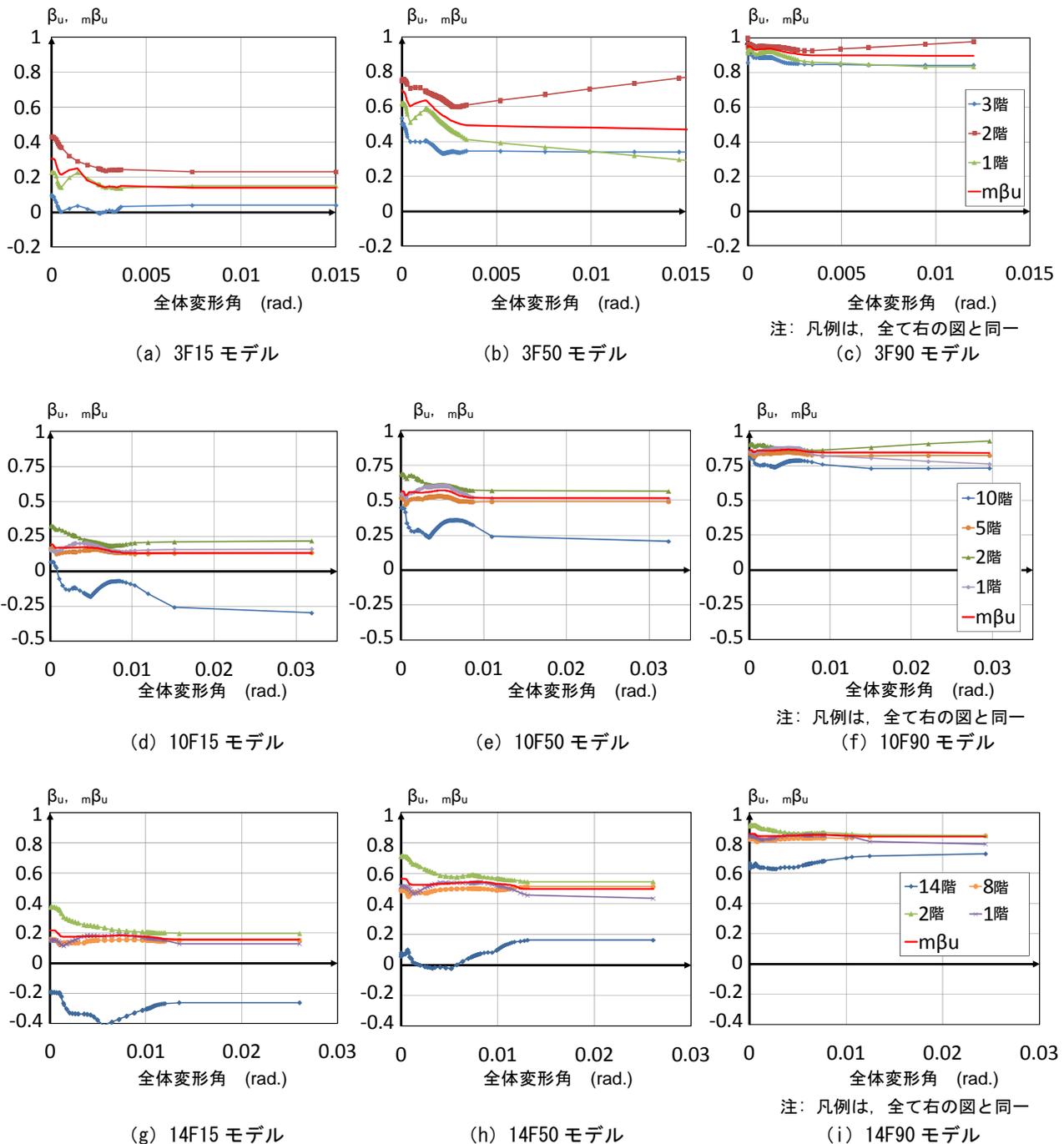


図-10 せん断力壁分担率 (β_u), 連層壁分担率 ($m\beta_u$) と全体変形角 (R_T) の関係

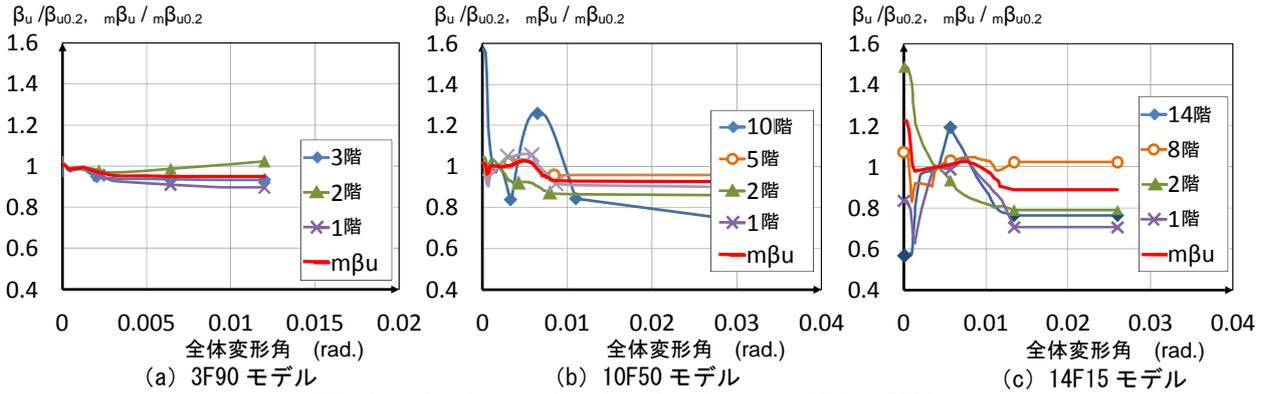


図-11 $\beta_u / \beta_{u0.2}$, $m\beta_u / m\beta_{u0.2}$ と全体変形角 (R_T) の関係

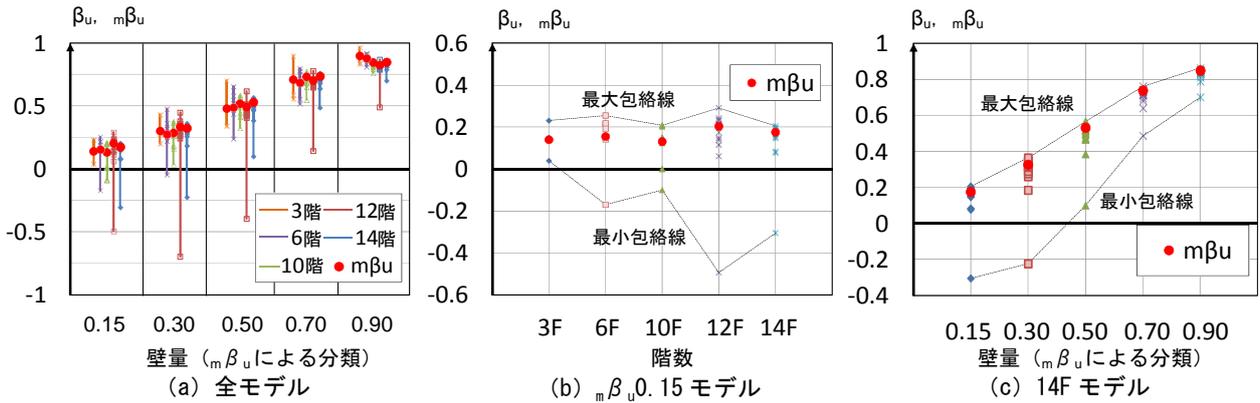


図-12 $R_T=1/100$ における壁分担率と壁量・建物高さの関係

見られる。それに対して、 $m\beta_u$ は階数や壁量の多少に関わらず全階の β_u の平均的な値であり、水平変形の進展に伴う変動が小さく、全体降伏型連層壁の応力分担率を適切に評価できる一つの指標であることがわかる。

7. まとめ

低層から高層までの RC 造全体降伏型壁フレーム構造を対象として静的非線形解析を行った。その結果、本解析の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 崩壊形形成時の全体水平変形角は、 $1/106 \sim 1/74$ である。全体水平変形角が $1/100$ 以上であれば、崩壊率は 0.9 以上であり、ほぼ崩壊形が形成されている。
- (2) 水平剛性低下率の逆数が 50 以上、あるいは $C_B = 0.1$ 相当時換算 C 値 ($C_{0.1}$) が 1.0 以上であれば、崩壊率は 0.9 以上であり、ほぼ崩壊形が形成されている。
- (3) 低層建築物では、せん断力壁分担率と連層壁分担率の差は比較的小さい。
- (4) 高層建築物では、せん断力壁分担率は各階で大きく異なる。水平変形の進展に伴い、せん断力壁分担率は大きく変動するが、連層壁分担率は変動が小さい。
- (5) 壁量の多い建築物では、せん断力壁分担率と連層壁分担率の差は比較的小さい。
- (6) 壁量の少ない建築物では、せん断力壁分担率は各階で大きく異なる場合がある。

- (7) 連層壁分担率は、全階で一つの値であり、水平変形の進展に伴う変動が小さく、全体降伏型連層壁の応力分担率を適切に評価できる指標である。

謝辞

千葉大学和泉・秋田研究室の片桐茂樹氏、棒田悠太氏に多大なる協力を頂きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 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) 和泉信之：保有水平耐力計算規準案の概要，日本建築学会大会 RC 部門 PD 資料，pp.2-9，2011
- 3) 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
- 4) 和泉信之ほか：未崩壊層を有する RC 造梁降伏型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.32，No.2，pp.43-48，2010
- 5) 江田拓也ほか：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