

論文 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

和泉 信之*1・相羽 均修*2・秋田 知芳*3

要旨：一般の建築物の必要保有水平耐力は、崩壊メカニズム形成時の部材応力などから計算されるが、中高層 RC 造フレーム構造の静的非線形解析では、大変形時においても上層階などは崩壊メカニズムを形成しないことが多い。そのため、未崩壊層を有する梁降伏型フレームについて崩壊指標を用いた必要保有水平耐力算定時の崩壊形及び部材応力の推定方法を提示する。次に、未崩壊層の降伏耐力が異なる 10 階建梁降伏型 RC 造フレーム構造を対象に静的非線形解析を行い、降伏の進展に伴う崩壊メカニズムの形成状況や部材応力の変化などを考察し、崩壊指標を用いた部材応力の推定方法の妥当性などを検証する。

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

1. はじめに

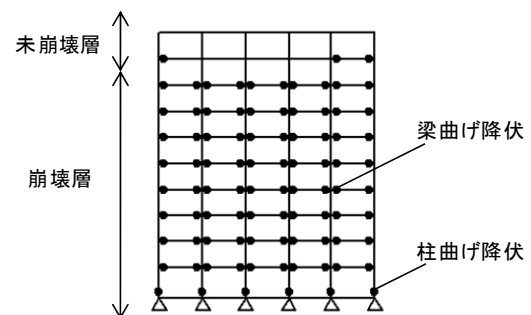
高さ 60m 以下の鉄筋コンクリート造（以下、RC 造と呼ぶ）建築物における耐震設計ルート 3 では、保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であることを確認する¹⁾。保有水平耐力は、建築物が崩壊メカニズムを形成する場合において、各階の柱、耐力壁などが負担する水平せん断力の和として求める。また、必要保有水平耐力の計算に用いる構造特性係数は、崩壊メカニズム形成時の部材応力などから計算される。従来、保有水平耐力計算には、節点振り分け法や仮想仕事法が用いられてきた。節点振り分け法では外力分布との整合が、仮想仕事法では部材応力の計算が課題とされてきた。そのため、最近では、荷重増分法による静的非線形解析が原則として用いられる。したがって、保有水平耐力の確認には、静的非線形解析により崩壊メカニズムが形成され、各階ごとに崩壊形に達する時の部材応力を求めることが必要である。

柱と梁から構成される RC 造フレーム構造では、倒壊に対する耐震安全性が高い梁曲げ降伏型全体崩壊メカニズムを計画することが望ましい²⁾。しかし、通常の中高層 RC 造フレーム構造を対象とした静的非線形解析では、上層、あるいは下層の層間変位が中間層に比べてあまり進展しないため、解析終了時に全体崩壊メカニズムを形成しないことが多い（図-1）。解析終了時に想定した崩壊メカニズムを形成していない階（以下、未崩壊層と呼ぶ）が存在する場合には、崩壊メカニズム時の部材応力を求めることができないため、構造特性係数が決まらず必要保有水平耐力を算定することができない。

この未崩壊層の応力推定方法には、解析終了時の応力と部材耐力から判定する方法などが提案されている¹⁾。

この方法では、未崩壊層において節点まわりの柱や梁のなかで耐力と応力の比が最小となる部材が耐力に達した状態を仮定して節点まわりの柱や梁の応力を推定するため、得られた応力分布は当初用いた外力分布とは整合しない。また、この方法の適用条件は、大半（例えば 70% 以上）の階で主要部材に塑性ヒンジが生じており、層間変形角も 1/50 を超えていることである。この条件は、RC 造フレーム構造の静的非線形解析において解析終了時の目安とはなるが、崩壊メカニズムの形成との関係が明瞭でない。このように静的非線形解析の解析終了時において未崩壊層を有する RC 造フレーム構造について、外力分布と整合するとともに解析終了時の応力から崩壊メカニズム時の応力を推定する方法が求められている。

そこで、本研究では、まず、未崩壊層を有する梁降伏型フレームについて崩壊指標による必要保有水平耐力算定時の崩壊形及び部材応力の推定方法を提示する。次に、10 階建梁降伏型 RC フレーム構造を対象に静的非線形解析を行い、この推定方法の妥当性などを検討する。



注) ●：塑性ヒンジの形成位置を示す。

図-1 未崩壊層を有する梁降伏型フレーム構造の崩壊メカニズムの例

*1 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）

*2 千葉大学 工学部デザイン工学科

*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）

2. 梁降伏型フレームの崩壊指標

2.1 崩壊メカニズムと崩壊指標

本研究では、RC造フレーム構造の梁降伏型全体崩壊メカニズムを対象として、4タイプ(図-2)を想定する。なお、中間階の柱が降伏する部分崩壊メカニズムは対象としない。静的非線形解析における水平力の増加に伴う崩壊形の形成状況を表す指標として、全体崩壊率及び層崩壊率の2つの崩壊率を用いる。また、各層の崩壊状況に関する高さ方向のバランスを表す指標として、層変形比及び層崩壊比の2つのバランス比を用いる。

2.2 全体崩壊率と層崩壊率

全体崩壊率(α)は、静的非線形解析のある荷重ステップにおいて図-2に示す想定した塑性ヒンジ位置で発揮される曲げモーメントの総和を塑性ヒンジにおける終局曲げモーメントの総和で除した比率とする。一方、層崩壊率(β)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塑性ヒンジ位置で発揮される曲げモーメントの層ごとの総和を塑性ヒンジにおける終局曲げモーメントの層ごとの総和で除した比率とする。つまり、全体崩壊率は全体崩壊メカニズムの形成程度を表す指標であるのに対して、層崩壊率は層ごとの塑性ヒンジの発生状況を表す指標である。

2.3 層変形比と層崩壊比

層変形比(γ)は、荷重ステップにおける最大層間変形角を全体変形角で除した比率とする。その際、全体変形角は、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。一方、層崩壊比(η)は、ある荷重ステップにおける最小層崩壊率を層崩壊率の平均値で除した比率とする。したがって、層変形比は、層別の変形角のバランスを示し、特定層への変形の集中程度を表す。これに対して、層崩壊比は層の崩壊率のバランスを示し、全体的な崩壊の進行程度を表す。

3. 擬似全体崩壊メカニズムと応力推定

3.1 基本的な考え方と検討の流れ

未崩壊層を有する梁降伏型フレームの構造特性係数(Ds)の算定には、まず、想定される全体崩壊メカニズム(以下、擬似全体崩壊メカニズムと呼ぶ)を決めて、次に、メカニズム形成時の応力を推定し、梁降伏型の崩壊形を確定する必要がある。その検討の流れを図-3に示す。擬似全体崩壊メカニズムは、4つのメカニズムの中から形成度合の大きいタイプを選択する。擬似全体崩壊メカニズム形成時の部材応力(以下、擬似崩壊応力と呼ぶ)は、設計者が指定するDs算定時解析ステップの応力(以下、Ds算定時応力と呼ぶ)から推定する。この擬似崩壊応力に対して非ヒンジ部材の必要耐力余裕度を考慮して崩壊形を確定する。

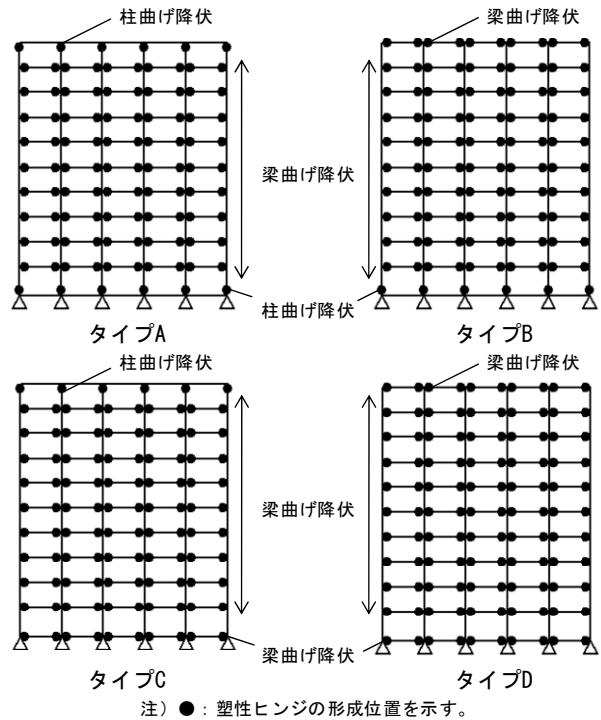


図-2 想定する全体崩壊メカニズム

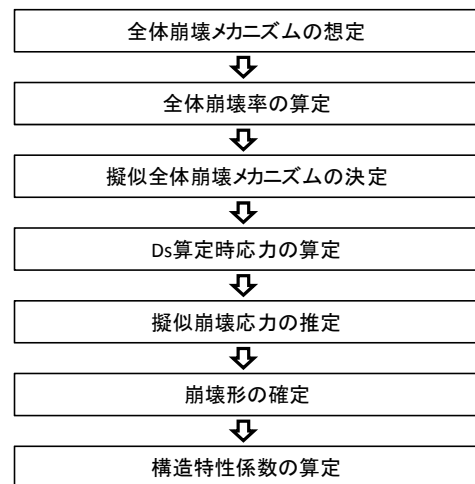


図-3 検討の流れ

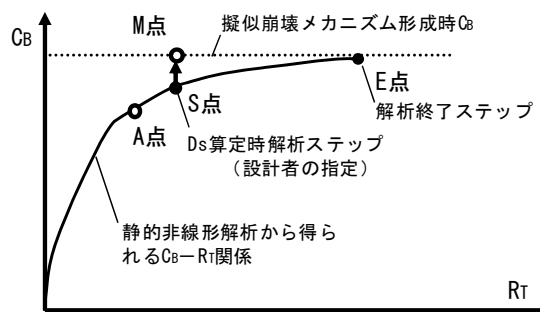


図-4 未崩壊層を有するフレーム構造の C_b - R_t 関係

3.2 擬似全体崩壊メカニズムの選択

擬似全体崩壊メカニズムは、解析終了ステップの全体崩壊率が最も大きいタイプとする。なお、最上階では、

柱頭部と梁端部の耐力に応じて柱頭あるいは梁降伏の混在を認め、塑性ヒンジ位置を適宜修正してもよい。

3.3 応力の推定方法

未崩壊層を有する梁降伏型フレームにおけるベースシア係数 (C_B) と全体変形角 (R_T) の関係について概念図を図-4に示す。ここで、S点はDs算定時解析ステップ、E点は解析終了ステップである。M点は擬似全体崩壊メカニズム形成に対応する仮想点である。全体崩壊率 (α) は、崩壊メカニズム時に対するモーメント比であるので、その逆数 ($1/\alpha$) を用いて擬似全体崩壊メカニズム時の応力を推定する。すなわち、擬似崩壊応力は、Ds算定時応力にDs算定時解析ステップにおける全体崩壊率の逆数 ($1/\alpha_S$) を乗じて算定する。なお、全体崩壊率は、仮想仕事法におけるある荷重ステップの全体崩壊メカニズム形成時に対する内力の仕事量の比率にほぼ等しく、変形増大に伴う応力分布が変化しない場合には、精度の良い応力推定が可能であると考えられる。

$$\text{擬似崩壊応力} = \text{Ds算定時応力} \times (1/\alpha_S) \quad (1)$$

3.4 崩壊形の確定方法

擬似全体崩壊メカニズムにおける崩壊形は、擬似崩壊応力に対して非ヒンジ部材の耐力が設計者の指定する必要耐力余裕度を満足することにより確定する。

4. 解析計画

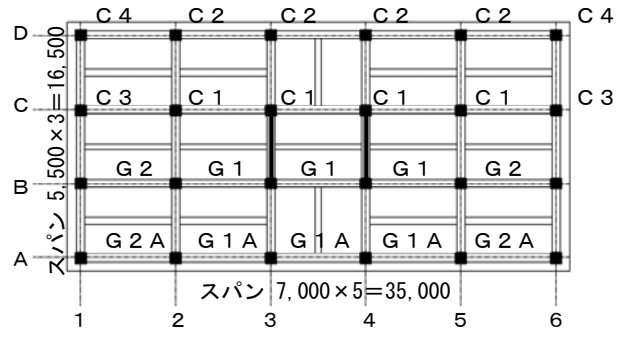
4.1 解析目的

本解析は、未崩壊層が存在するフレーム構造の応力の推定精度を検討することを目的とする。具体的には、(1)式により解析中間ステップA点(図-4)の応力から推定した解析終了ステップE点の応力(応力E1)を解析値(応力E)と比較することにより、推定精度を検討する。

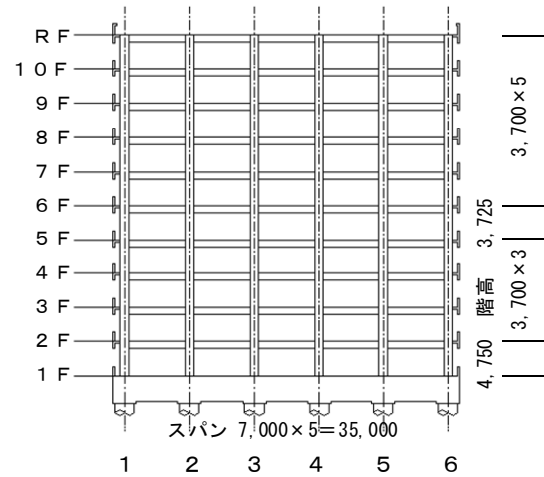
$$\text{応力} E1 = \text{応力} A \times (\alpha_E/\alpha_A) \quad (2)$$

4.2 解析対象フレームと解析ケース

解析対象フレームは、10階建RC造建築物の桁行方向の純ラーメン構造である(図-5)。部材断面としては、5つのケースを計画する。基本のケース1では、梁曲げ降伏型全体崩壊メカニズムの必要保有水平耐力(構造特性係数Dsは0.30)を満足する部材断面とする(表-1)。ケース1以外では、崩壊層及び崩壊時の変形が異なるように、梁耐力を増大させる。ケース2A及び2Bでは、上層8~R階の梁耐力を、ケース3A及び3Bでは、上層8~R層に加え下層2~4階の梁耐力を増大させる。具体的には、部材の断面寸法は一定として、梁の主筋種別をケース2A及び3AではSD490、ケース2B及び3BではSD590とする。これにより、梁曲げ終局強度は、ケース1に比べてケース2A及び3Aでは約1.25倍、ケース2B及び3Bでは約1.50倍に増大することになる。なお、非ヒンジ柱は降伏しないように主筋強度を適宜増大する。



(a) 基準階略図



(b) A通り略軸組図

注) 柱・梁符号: AとD, BとCの通りは同様とする。

図-5 解析対象建築物の略図と略軸組図

表-1 柱及び梁断面

(a) 柱断面表				(b) 大梁断面表				
階	符号	C1	C2,C3	C4	階	符号	G1(A)	G2(A)
10	断面	750	750	750	R	断面	500 × 750	500 × 750
	主筋	16D32	14D32	16D32		両端	上	(5)6D29
9	断面	800	800	800	[30]	下	(5)6D29	5 5D29
	主筋	16D35	14D35	16D35	10	断面	500 × 750	500 × 750
8	断面	800	800	800	[30]	上	5D29	4 4D29
	主筋	16D38	14D38	16D38	[30]	下	5D29	4 4D29
7	断面	800	800	800	9	断面	500 × 750	500 × 750
	主筋	16D38	14D38	16D38	[36]	上	5D32	(4)5 5D32
6	断面	800	800	800	[36]	下	5D32	4 5D32
	主筋	16D38	14D38	16D38	8	断面	550 × 750	550 × 750
5	断面	850	850	850	[36]	上	6D32	(4)5 5D32
	主筋	16D38	14D38	16D38	[36]	下	5D32	4 5D32
4	断面	850	850	850	7	断面	550 × 750	550 × 750
	主筋	16D38	14D38	16D38	[42]	上	6D35	(5)6 6D35
3	断面	850	850	850	[42]	下	6D35	4 6D35
	主筋	16D38	14D38	16D38	6	断面	550 × 750	550 × 750
2	断面	850	850	850	[42]	上	7D35	(5)6 7D35
	主筋	16D38	14D38	16D38	[42]	下	7D35	4 7D35
1	断面	850	850	850	5	断面	550 × 800	550 × 800
	主筋	16D38	14D38	16D38	[42]	上	7D35	6 7D35
基礎	断面	850 × 2900	850 × 2900		[42]	下	7D35	(4)5 7D35
	主筋	6D36	9 6D35		4	断面	600 × 800	600 × 800
基礎	上	6D36	9 6D35		[48]	上	(6)7D38	(5)6 7D38
	下	6D35	9 6D35		[48]	下	(6)7D38	(4)5 7D38
基礎	上	6D36	9 6D35		[48]	上	600 × 800	600 × 800
	下	6D35	9 6D35		[48]	下	(6)7D38	(5)6 7D38

注) 主筋種別: SD390(ケース1以外は本文中の特記による)

コンクリートの設計基準強度: Fc表示 (N/mm²)

柱コンクリート: Fcは上階の梁に同一とする。

4.3 解析方法

解析は、部材の非線形特性に立脚した荷重増分法による立体フレーム静的非線形解析である。柱及び梁の部材モデル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して、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(図-6)とする。各折れ点の値は建築構造設計で慣用的に用いられる算定式¹⁾により求め、降伏点剛性低下率は菅野式³⁾による。また、柱には曲げ軸力相関関係(曲げ降伏点は各ステップの曲げと軸力の値と増分比により曲げ軸力相関曲線から推定)を考慮し、床は剛床と仮定する。水平力分布は、保有水平耐力計算の法規定で要求されているAi分布¹⁾として一定とし、解析は全体変形角が最大1/33程度に相当する荷重ステップまで実施する。

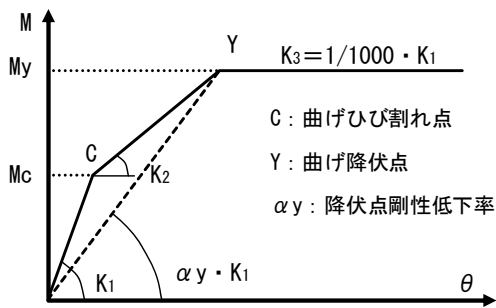


図-6 部材の曲げに対するスケルトンカーブ

5. 解析結果

5.1 荷重変位関係と崩壊メカニズム

層せん断力(Q)と層間変形角(R)の関係の例を図-7、解析終了時の崩壊メカニズムの例を図-8に示す。ケース2Bや3Bでは、ケース1に比べて中間層の変形角の進展が大きい。また、各ケースとも全体崩壊メカニズムは形成しておらず、未崩壊層が存在している。

5.2 代表荷重変位関係

ベースシア係数(C_B)と全体変形角(R_T)の関係を図-9に示す。解析終了時のC_Bは0.36(ケース1)~0.46(ケース3B)、R_Tは全ケースとも1/33程度であり、Rは最大1/29(ケース1)~1/23(ケース3B)である。

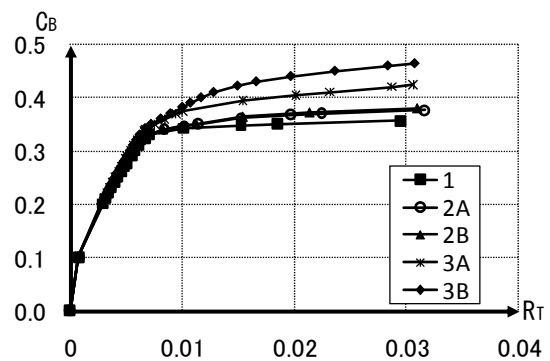
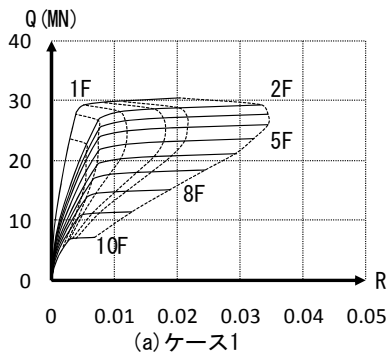
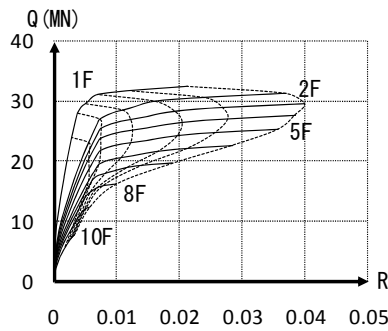


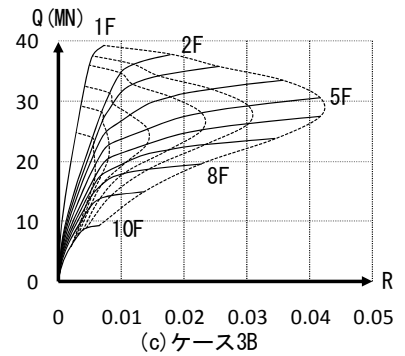
図-9 ベースシア係数と全体変形角の関係



(a) ケース1

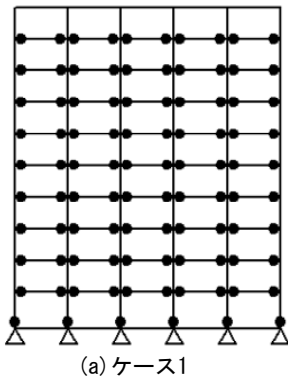


(b) ケース2B

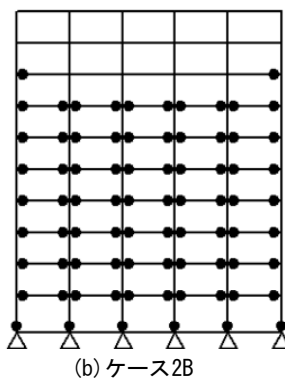


(c) ケース3B

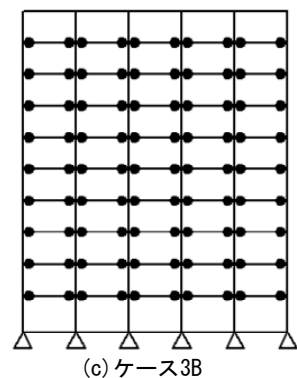
図-7 層せん断力と層間変形角の関係の例



(a) ケース1



(b) ケース2B



(c) ケース3B

注) ● : 塑性ヒンジの形成位置を示す。

図-8 解析終了時の崩壊メカニズムの例

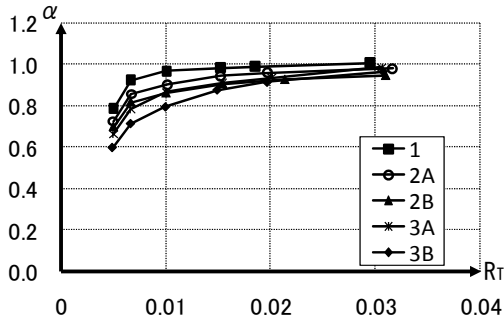


図-10 全体崩壊率と全体変形角の関係

5.3 擬似全体崩壊メカニズムと全体崩壊率

擬似全体崩壊メカニズムは、全ケースとも全体崩壊率 (α) が最大となる A タイプであり、 α は A タイプの値を示す。A タイプの全体崩壊率 (α) と全体変形角 (R_T) の関係を図-10 に示す。全ケースとも R_T の増大に伴い、 α が増大しており、解析終了時の α は、0.92 (ケース 2B) ~ 0.98 (ケース 1) である。 R_T が約 1/67 時において、 α は、ケース 1 では 0.96、ケース 2A では 0.93 で 0.9 を超えているが、ケース 3B では 0.87 である。

5.4 層変形比と層崩壊比

層変形比 (γ) と全体変形角 (R_T) の関係を図-11 に示す。ケース 1 では、 γ は R_T の増大に関わらず、ほぼ一定の 1.1~1.2 であるが、中間層の変形が大きいケース 3B では、 R_T の増大に伴い、1.5 程度にまで増大する。

層崩壊比 (η) と全体変形角 (R_T) の関係を図-12 に示す。ケース 1 では、 η は R_T の増大に伴い 0.4 から 0.6 程度に増大し未崩壊層の崩壊率も増大するが、上層階のみ降伏耐力を増したケース 2B では、 η の変化は小さい。

6. 解析結果の考察

6.1 全体崩壊率によるベースシア係数の推定

ベースシア係数の推定値 (C_{B1}) とベースシア係数 (C_B) の比率を図-13 に示す。 C_B に対する C_{B1} の比は、0.99~1.00 であり、 C_{B1} は C_B に非常に良く対応している。全ケースにおいて、 R_T が 1/200 程度以上、あるいは α が 0.6 程度以上の範囲では、(1)式によりベースシア係数が精度良く推定できていることがわかる。

6.2 ケース 1 の柱応力の推定

ケース 1 における柱応力の推定値と解析値の比率を図-14, 15 に示す。内柱せん断力の解析値 (Q) に対する推定値 ($Q1$) の比は、 R_T が 1/67 以上では 0.95~1.01 であり、 $Q1$ は Q に比較的良く対応している。 α は、あるステップの全体崩壊メカニズムに対する内力の仕事量の比率にほぼ等しいことから、全体崩壊形のフレーム構造では C_B や内柱の Q は精度良く推定できるものと考えられる。また、内柱曲げモーメントの解析値 (M) に対する推定値 ($M1$) の比は、 R_T が 1/67 以上では 0.66~1.06

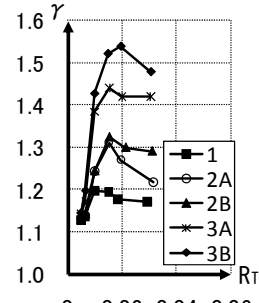


図-11 γ と R_T の関係

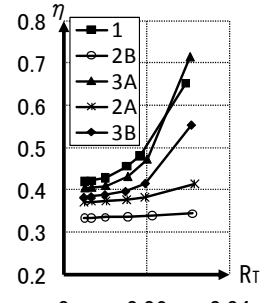
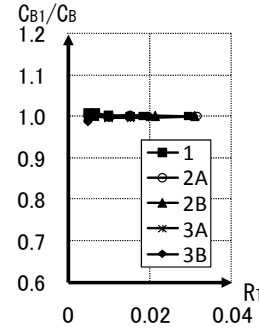
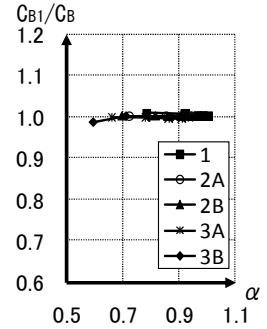


図-12 η と R_T の関係

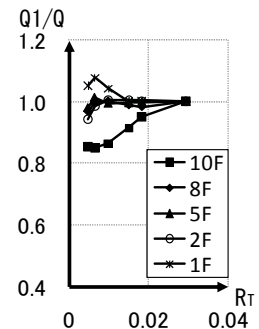


(a) C_{B1} / C_B と R_T の関係

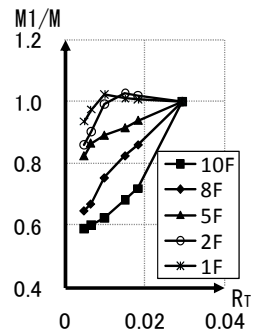


(b) C_{B1} / C_B と α の関係

図-13 ベースシア係数の推定

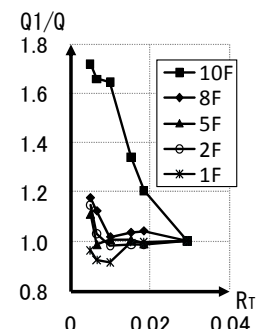


(a) Q_1 / Q と R_T の関係

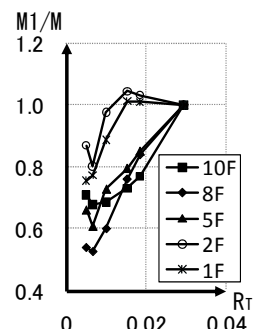


(b) M_1 / M と R_T の関係

図-14 ケース 1 における内柱の柱応力の推定



(a) Q_1 / Q と R_T の関係



(b) M_1 / M と R_T の関係

図-15 ケース 1 における圧縮側外柱の柱応力の推定

であり、未崩壊層を含む上層階での推定精度がやや劣っている。これは、外力分布一定下の大変形時における柱反曲点の移動によるためである。大地震時の検討用柱応力に用いる反曲点の妥当性は別途判断したほうがよい。

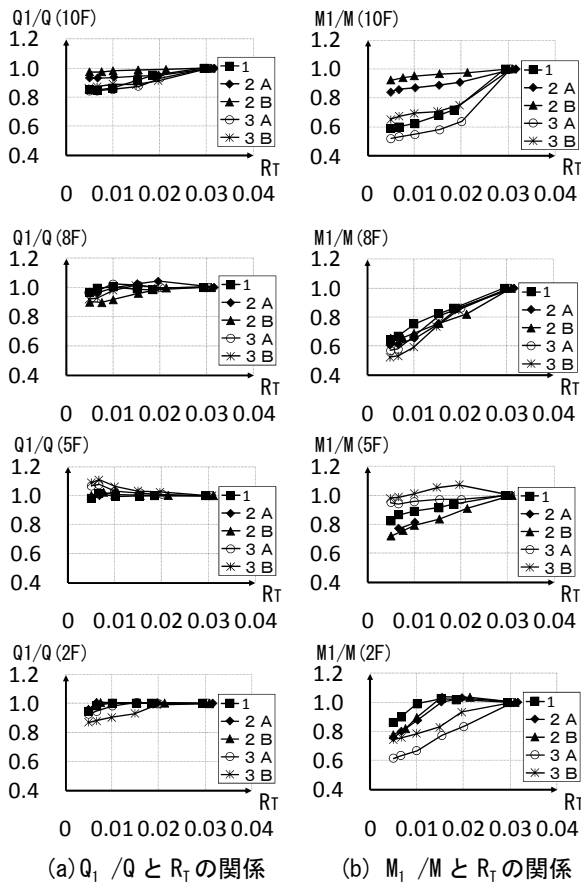


図-16 内柱の柱応力の推定比較

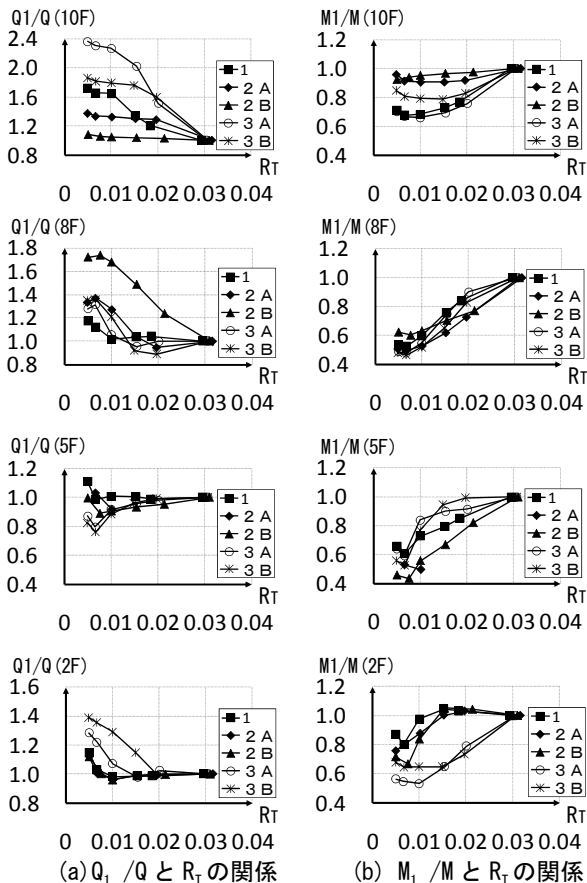


図-17 圧縮側外柱の柱応力の推定比較

また、変動軸力が圧縮力となる外柱（以下、圧縮側外柱と呼ぶ）を見ると、未崩壊層である10階では内柱に比べて柱せん断力の推定精度が劣っていることがわかる。

6.3 降伏耐力の異なるケースの柱応力の推定

ケース1~3Bにおける柱応力の推定値（ Q_1 , M_1 ）と解析値（ Q , M ）の比率を図-16, 17に示す。内柱では、柱せん断力の推定値は、各ケースとも解析値に比較的良く対応しており、(1)式により内柱せん断力が推定できることがわかる。一方、柱曲げモーメントの推定値は、柱せん断力に比べてケースによる違いが見られ、 R_T が1/50程度では解析値に対して崩壊層で2割、未崩壊層で最大4割程度異なる。また、圧縮側外柱では、柱せん断力の推定値は、内柱に比べて解析値に対する対応がやや劣っており、 R_T が1/50程度では崩壊層で1割、未崩壊層で2~4割程度異なる。柱曲げモーメントの推定値は、内柱と同様に解析値に対して推定精度が劣る。

7. まとめ

未崩壊層を有する10階建RC造梁降伏型フレーム構造を対象に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) 全体崩壊率を定義して、未崩壊層を有する梁降伏型全体崩壊形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検討方法を示した。

(2) 解析終了時のベースシア係数及び内柱のせん断力は、解析中間値と全体崩壊率を用いた方法により精度良く推定できる。

(3) 解析終了時の圧縮側外柱のせん断力は、崩壊層では解析中間値と全体崩壊率による推定値に比較的良く対応するが、内柱と比べて推定精度がやや劣る。

(4) 解析終了時の内柱曲げモーメントは、崩壊層では解析中間値と全体崩壊率によりある程度推定できるが、変形の増大に伴う反曲点の移動に注意が必要である。

今後、部分崩壊形のフレーム構造や壁フレーム構造を対象に本論文の推定方法について検討していきたい。

謝辞

壁谷澤寿海教授（東京大学）はじめ、日本建築学会二次設計検討小委員会の委員各位には貴重なご意見を頂戴致しました。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.449-454，2007
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999