

論文 RC 造杭基礎建築物の保有水平耐力計算に用いる上部構造モデル

坂本 雅敏^{*1}・木谷 圭一^{*2}・秋田 知芳^{*3}・和泉 信之^{*4}

要旨: 一般的な杭基礎を有する RC 造建築物の保有水平耐力計算では、上部構造のみをモデル化し基礎下をピン支持とした上部構造の分離モデルが多く使用されているため、静的弾塑性解析において杭基礎から上部構造に作用する応力などが考慮されていない。そこで本研究では、低層から高層までの RC 造フレーム構造を対象として上部構造と杭基礎を一体化した一体モデルと分離モデルを用いた静的弾塑性解析を行う。一体モデルと分離モデルの解析結果を比較して、杭基礎から作用する応力が上部構造の塑性化の進展や崩壊形成などに及ぼす影響を評価する。その結果から、上部構造の分離モデルについて適用条件などを考察する。

キーワード: 鉄筋コンクリート構造, 杭基礎, 保有水平耐力計算, 静的弾塑性解析, 分離モデル

1. はじめに

現在、鉄筋コンクリート造（以下、RC 造と略記）建築物に対する耐震設計ルート 3 における保有水平耐力計算では、静的弾塑性解析を行い、対象建築物の保有水平耐力(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。この静的弾塑性解析では、一般的な杭基礎を有する建築物についても、上部構造と杭基礎を分けて構築した分離モデルを用いることが多い。これは、上部構造については中小地震時および大地震時の安全性の検討が求めているのに対し下部構造には大地震時の安全性の検討が求められていないためである。また、分離モデルの構築が一体モデルの構築に対し比較的簡易であることも主な理由として挙げられる。しかし、分離モデルでは上部構造と下部構造の相互作用の影響を直接考慮することができないため、上部構造の挙動が静的弾塑性解析の結果とは異なる可能性が危惧される。

そのため、著者らは杭基礎を有する RC 造建築物を対象として一体モデルと分離モデルの両方を用いた静的弾塑性解析を行い、保有水平耐力計算の課題について検討している(例えば¹⁾)。既報告¹⁾では、3 階建と 10 階建の 2 棟の RC 造建築物を対象として静的弾塑性解析を行い、解析モデルの違いによる応力、変位、塑性化の推移等の差異について考察した。

本研究では、まず、既報告より検討対象を広げて低層から高層までの RC 造フレーム構造を対象として上部構造と杭基礎を一体化した一体モデルと分離モデルを用いた静的弾塑性解析を行う。次に、一体モデルと分離モデルの解析結果を比較して、杭基礎から作用する応力が上部構造の塑性化の進展や崩壊形成などに及ぼす影響を評価する。これらの結果から、上部構造の解析に対する分離モデルの適用条件に用いる指標値などを考察

する。なお本研究の解析対象骨組は軸力の変動が少ない純フレーム構造の中柱を想定しているため、杭頭降伏のケースは設定していない。

2. 解析計画

2.1 解析対象骨組

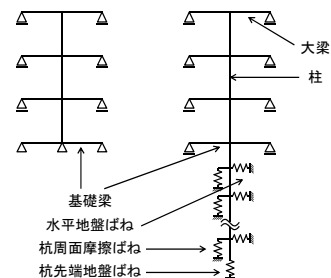
解析対象は、RC 造純フレーム構造建築物の中柱を想定した部分架構モデルである。1 つの部分架構モデルに対して一体モデルと分離モデルの 2 つのモデルを作成する(図-1)。

部分架構モデルの階数として 3, 6, 10, 12, 14 階建の 5 種類を設定する。階高は 3.7m, スパンは 7.0m (柱の支配面積は 7.0m × 5.5m) として、柱中心から大梁スパン中央点までの長さは 3.5m とする。

地盤は表-1 に示す第二種地盤とし、杭は場所打ちコンクリート杭(杭先端 GL-20m)とする。

2.2 解析ケース

本解析では、3 階建~14 階建の 5 種類の基本モデルと、基本モデルを元に上部構造耐力を 2 通りに変えたモデルを作成し、それらに対して基礎梁の曲げ耐力を変えた変動ケースを設定する。



(a) 分離モデル (b) 一体モデル
図-1 解析モデル概念図 (3 階建)

*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)

基本モデルの主要な部材断面の例を表-2に示す。上部構造の断面はすべて一次設計を満足するように設定する。一次設計用の応力は、建物全体モデルを用いてAi分布²⁾に基づき算定する。基礎梁の一次設計用応力には一体解析による杭頭の曲げモーメントを考慮する。基礎梁や杭の断面は、RC造建築物の基礎構造として標準的な断面の大きさとなるように設定するとともに、一次設

計を満足する配筋量とする。基礎梁の断面では、基礎梁のせいは1.2m(3階建)~2.2m(14階建)としている。基礎梁の一次設計の曲げ余裕度は、1.37~1.54である(表-3)。また、杭の断面は、軸応力度は1800kN/m²(10階建)~2000kN/m²(6階建)であり、2000kN/m²程度以下である。杭の鉄筋量はコンクリート断面積に対する比(p_g)が0.6%以上となるように設定する。杭の一次設計の曲げ余裕度は、3.24~4.56である(表-4)。各ケースの材料特性値は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説³⁾に準拠する。

表-1 解析対象地盤

地盤種別	深度(m)	層厚(m)	N値	V _s (m/s)	V _p (m/s)
粘土	0~8	8	3	130	340
シルト混じり細砂	8~12	4	10	150	360
細砂	12~18	6	20	200	400
砂礫	18~50	—	50	400	1220

表-2 基本モデルの使用材料と部材断面の例

(a) 3階建骨組

柱				大梁			
階	F _c	主筋強度	SD295A	階	F _c	主筋強度	SD295A
3	21	断面	600	RF	21	断面	400×700
		主筋	12-D22			主筋	4-D22
2	21	断面	600	3	21	断面	400×700
		主筋	12-D22			主筋	4(+1)-D22
1	21	断面	600	2	21	断面	400×700
		主筋	12-D22			主筋	4(+2)-D22

杭				基礎梁			
位置	F _c	主筋強度	SD295A	階	F _c	主筋強度	SD295A
全断面	21	断面	1100φ	基礎	21	断面	400×1200
		主筋	16-D35			主筋	4-D19

注: 大梁および基礎梁の断面は幅(mm)×せい(mm)を示す。

(b) 10階建骨組

柱				大梁			
階	F _c	主筋強度	SD390	階	F _c	主筋強度	SD390
10	27	断面	650	RF	27	断面	500×750
		主筋	12-D29			主筋	4-D29
9	27	断面	650	10	27	断面	500×750
		主筋	12-D29			主筋	4-D32
8	30	断面	650	9	30	断面	500×750
		主筋	12-D32			主筋	4-D32
7	30	断面	650	8	30	断面	550×750
		主筋	12-D32			主筋	4-D32
6	30	断面	700	7	30	断面	550×750
		主筋	12-D35			主筋	4(+1)-D32
5	36	断面	700	6	36	断面	550×750
		主筋	12-D35			主筋	4(+1)-D35
4	36	断面	700	5	36	断面	550×800
		主筋	12-D35			主筋	4(+1)-D35
3	36	断面	700	4	36	断面	550×800
		主筋	12-D35			主筋	4(+2)-D35
2	36	断面	700	3	36	断面	600×800
		主筋	12-D35			主筋	4(+1)-D38
1	36	断面	700	2	36	断面	600×800
		主筋	12-D35			主筋	4(+1)-D38

杭				基礎梁			
位置	F _c	主筋強度	SD390	階	F _c	主筋強度	SD390
全断面	30	断面	1800φ	基礎	36	断面	750×1700
		主筋	16-D35			主筋	6-D29

注: 大梁および基礎梁の断面は幅(mm)×せい(mm)を示す。

表-3 基礎梁の設定

階数	3	6	10	12	14
幅(mm)	400	650	750	850	850
せい(mm)	1200	1400	1700	2000	2200
配筋	4-D19	4-D29	6-D29	5-D35	5-D35
一次設計の余裕度	1.54	1.37	1.37	1.35	1.26

表-4 杭の設定

階数	3	6	10	12	14
杭径(mm)	1100	1400	1800	1900	2100
軸応力(kN/m ²)	1892	2000	1807	1931	1898
配筋	12-D25	16-D29	16-D35	18-D35	20-D38
p _g (%)	0.640	0.668	0.602	0.608	0.659
一次設計の余裕度	3.62	3.25	3.84	3.24	4.56

2.3 基礎梁の変動ケースと耐力指標

(1) 基礎梁の曲げ耐力指標と変動ケース

基礎梁の曲げ耐力の大きさを表す曲げ耐力指標(α)を定義する。変動ケースは、αの値を変えて設定する。

$$F_G M_u = \alpha \cdot (F_G M_{E1} + p M_{E1} / 2) \quad (1)$$

ここで F_GM_U は基礎梁の降伏曲げモーメントを示す。また F_GM_{E1} は分離モデルによる一次設計レベルでの基礎梁の曲げモーメント、pM_{E1} は一体モデルによる一次設計レベルでの杭頭の曲げモーメントを示す。すなわち、αは杭頭の曲げモーメントを加えた基礎梁の一次設計用曲げモーメントに対する、曲げ耐力の倍率を示す値である。基本モデルのαの値を表-5に示す。

表-5 基本モデルの基礎梁曲げ耐力指標α

階数	3	6	10	12	14
α	1.64	1.44	1.48	1.54	1.50

(2) 1階柱, 杭, 基礎梁の耐力指標

本研究では, 1階柱, 杭, 基礎梁の耐力バランスに着目し, 杭からの入力の影響を検討する。その指標として, 以下に示す指標値 a と b を定義する。

$$a = \Sigma_{FG} M_u / c M_u \quad (2)$$

$$b = \Sigma_{FG} M_u / (c M_u + p M) \quad (3)$$

ここで $_{FG}M_u$, cM_u は基礎梁と一階柱脚の降伏曲げモーメント, pM は上部構造メカニズム時の一体モデルの杭頭曲げモーメントである。

指標値 a, b は, いずれも崩壊形形成時における基礎梁耐力の余裕度を示す。指標値 a は杭頭曲げモーメントを考慮しない上部構造のみの耐力バランスを示すのに対して, 指標値 b では耐力バランスに杭頭曲げモーメントの影響が考慮される。

横軸に指標値 a, 縦軸に指標値 b をとって対象骨組の耐力バランスを模式的に図-2に示す。a-b 関係図において, $a > 1.0$ かつ $b > 1.0$ の領域は杭頭曲げを考慮しても柱脚が降伏することを示す。 $a < 1.0$ かつ $b < 1.0$ の領域は基礎梁降伏であることを示す。 $a > 1.0$ かつ $b < 1.0$ の領域に入る建物は, 杭頭曲げを考慮しない分離モデルでは柱脚降伏となるが, 杭頭曲げを考慮すると基礎梁降伏であるということを示す。

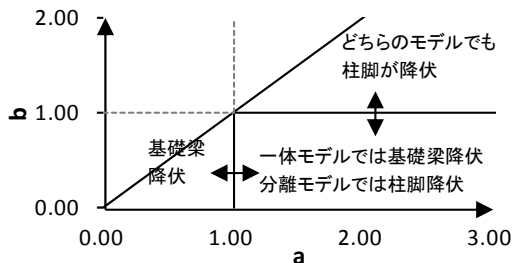


図-2 a-b 関係図の概念図

2.4 解析方法

本解析は, 部材の非線形特性に立脚した荷重増分法による静的弾塑性解析である。

柱及び梁部材は, 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, 線材に置換したモデルとする。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(図-3)。杭部材は杭体と等価な剛性を持つ線材に置換し, 軸方向に対して部材を垂直に分割する材軸直交分割モデルを用いる。杭体 1m に対し 10 個の分割点を設け, 各分割点における $M-\phi$ 関係から, 各分割点での曲げ剛性を評価することによってモデル化を行う。部材としての曲げ剛性は各分割点での曲げ剛性の積分から求める。杭体は 1m 毎の要素に分割してモデル化し, 杭周面地盤との境界に地盤ばね(水平地盤ばね, 杭周面摩擦ばね, 杭先端地盤ばねの 3

種類)^{4~6}を設定して杭周面の局所的な地盤の非線形性を考慮する(図-4, 図-5, 図-6)。

一体モデルは上部架構と下部構造を一体に構築した解析モデルとする。分離モデルは, 基礎梁下をピン支持としたモデルとする。いずれのモデルも大梁スパン中央部はローラー支持とし, 鉛直方向の変位を拘束する。上部構造の水平力分布は A_i 分布に基づく値とする。下部構造は上部構造と基礎の慣性力を考慮する。柱と杭の負担せん断力比の差を考慮し, 基礎部分の水平震度がベースシア係数の 0.64 倍となるように設定する。なお, 本解析では地盤の強制変位による杭応力は考慮しない。

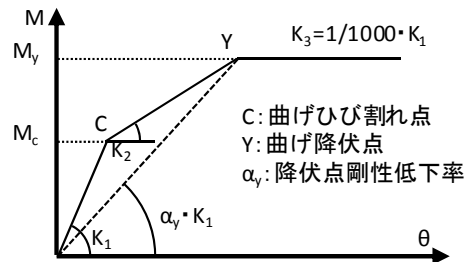


図-3 部材の曲げに対するスケルトンカーブ

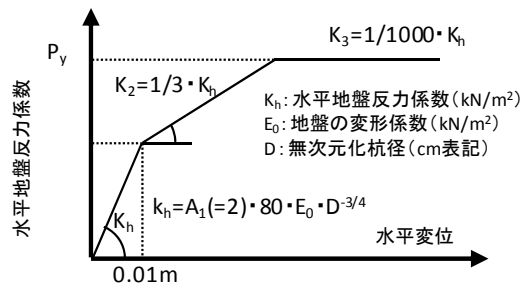


図-4 水平地盤ばねのモデル化

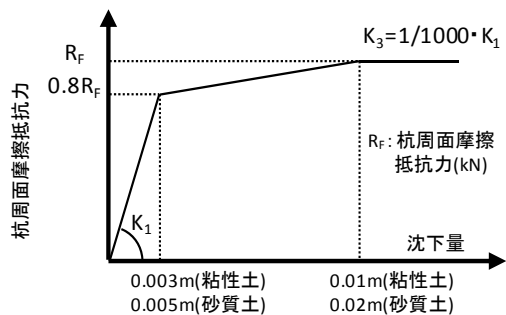


図-5 杭周面摩擦ばねのモデル化

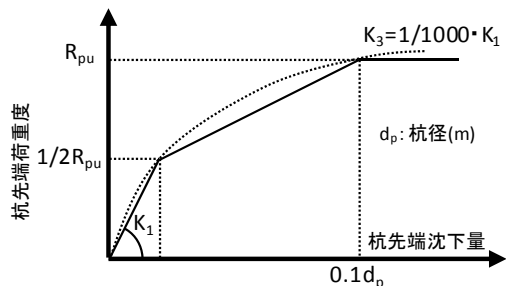
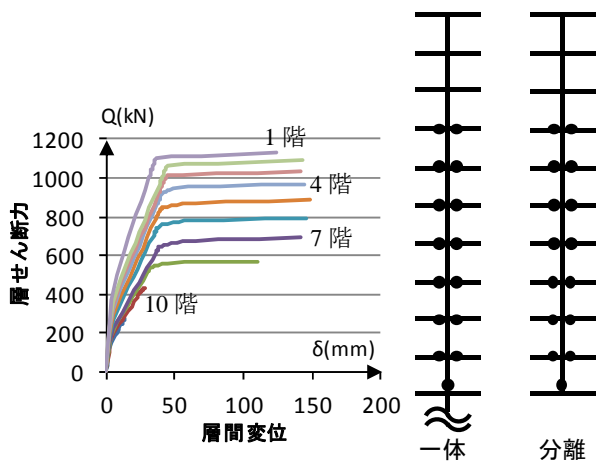


図-6 杭先端地盤ばねのモデル化

3.解析結果

3.1 基本モデルの耐力

10階建基本モデルの層せん断力(Q)と層間変位(δ)の関係(分離モデル)と全体変形角(R_T)=1/67時の塑性ヒンジ形成状況を図-7に示す。ここで全体変形角とは、上部構造に作用する水平力の重心に相当する床の1階床からの相対的な水平変形を、1階床からその床までの高さで除した変形角である(表-6)。一体モデル、分離モデルとも、1階柱脚が降伏する崩壊形となっている。また、基本モデル(分離モデル)のベースシア係数(C_B)と全体変形角(R_T)の関係を図-8に示す。



(a) 10階建Q- δ 関係(分離モデル) (b) 10階建の塑性ヒンジ形成状況

図-7 10階建の層せん断力-層間変位関係と $R_T=1/67$ 時の塑性ヒンジ形成状況

表-6 各階数の水平力重心階と基本モデルのベースシア係数

階数	3	6	10	12	14
水平力重心に相当する床	2階	5階	8階	9階	11階
一次設計時 C_B	0.200	0.200	0.196	0.191	0.178
$R_T=1/67$ 時 C_B	0.400	0.360	0.347	0.332	0.310
必要保有水平耐力時 C_B^{**}	0.300	0.300	0.294	0.287	0.267

※建築物の構造関係技術基準解説書²⁾に基づき算定した。

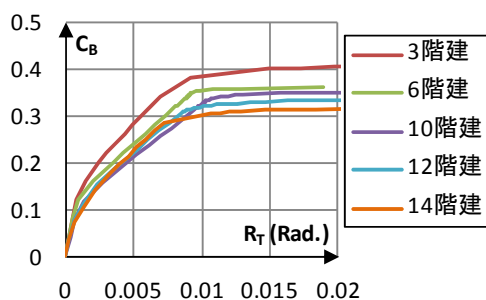


図-8 基本モデル(分離モデル)の C_B-R_T 関係

3.2 基礎周り部材の曲げモーメントの推移

図-9に、10階建基本モデルの基礎周り部材(1階柱脚, 杭頭, 基礎梁)の曲げモーメントとベースシア係数の関係を示す。柱脚曲げモーメントは一体モデル, 分離モデルとも一致している。基礎梁曲げモーメントは一体モデルでは杭頭曲げモーメントの付加により, 分離モデルの2倍程度になっている。また, $C_B=0.2$ 付近で基礎梁にひび割れが生じ, 曲げモーメントの増加率が低下している。基礎梁剛性の低下を受けて, 杭頭曲げモーメントの増加率も低下しており, 杭の反曲点が上昇している。

3.3 基礎周り部材の塑性ヒンジ形成状況

図-10に基本モデルの基礎周り部材の $R_T=1/67$ 時における塑性ヒンジ形成状況を示す。全ての階数で, 一体モデル, 分離モデルとも柱脚降伏となっている。

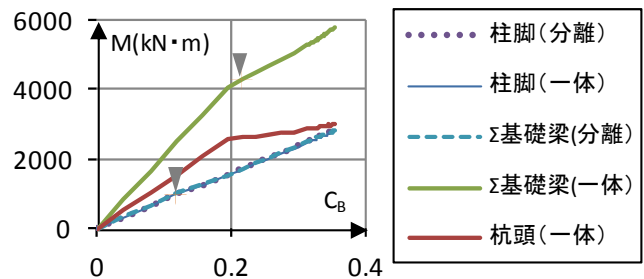


図-9 基本モデル10階建の基礎周り部材曲げモーメントの推移(▼はひび割れ発生点を示す。)

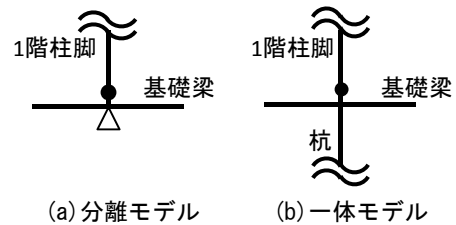


図-10 基本モデル3, 6, 10, 12, 14階建の基礎周り部材塑性ヒンジ形成状況 ($R_T=1/67$ 時)

3.4 基本モデルの a-b 関係図

基本モデルの a-b 関係図を図-11に示す。基本モデルの建物はすべて $a>1.0$ かつ $b>1.0$ の領域に入っており, 分離モデル, 一体モデルともに柱脚が降伏するという解析結果と一致している。

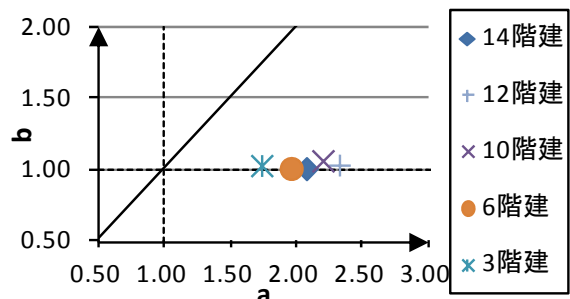


図-11 基本モデルの a-b 関係図

4. 考察

4.1 基礎梁耐力と塑性ヒンジ形成状況

10階建の基礎梁耐力を $\alpha=1.2$ から1.4まで変動させたときの基礎周りの部材の塑性ヒンジ形成状況を図-12に示す。分離モデルではどのケースも1階柱脚にヒンジが発生しているが、一体モデルでは $\alpha=1.4$ のケースを除き、基礎梁にもヒンジが形成されている。

また、基礎梁ヒンジ形成時の全体変形角は、 $\alpha=1.2$ では $R_T=0.0095$ であるのに対し、 $\alpha=1.3$ では $R_T=0.012$ となっており、ヒンジ形成のタイミングが異なっている。

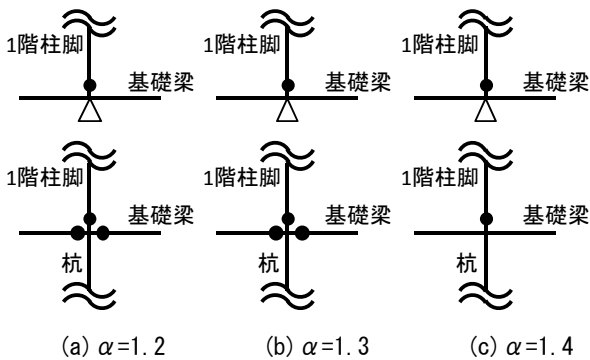


図-12 10階建基礎梁耐力変動時の基礎周り部材の塑性ヒンジ形成状況 ($R_T=1/67$ 時)

4.2 α の変動が基礎周り曲げモーメントに与える影響

図-13に、10階建の基礎梁耐力を変動させたときの基礎周り部材の曲げモーメントとベースシア係数の関係を示す。図中の▼印は灰がひび割れ、黒が塑性ヒンジの発生点を示す。基礎梁にひび割れや塑性ヒンジが発生して剛性が低下すると、杭頭曲げモーメントの増加は頭打ち、あるいは減少に転じている。

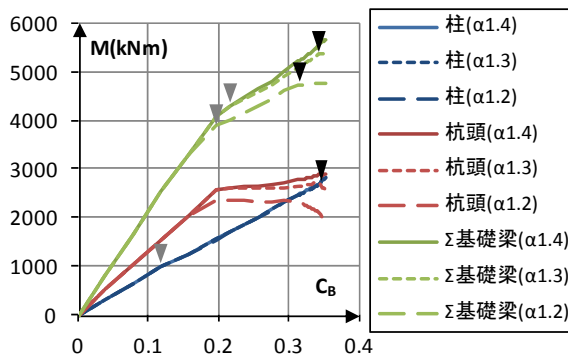


図-13 α の変動が基礎周り部材の曲げモーメントに与える影響 (10階建)

4.3 基礎梁耐力と a-b 関係図

10階建の基礎梁耐力を $\alpha=1.2$ から1.6まで変動させたケースの a-b 関係図を図-14に示す。 $\alpha=1.3$ 以下のケースからは $b=1.0$ のラインを下回っており、一体モデルで基礎梁降伏を示すゾーンに入っている。これは4.1節

に示したヒンジ形成状況と一致している。

図-15は6,10,12,14階建で同様に $\alpha=1.2$ から1.6まで変動させたケースの a-b 関係図である。指標値 b が1.0以上の場合には、 α を低下させると b の値も線形的に低下するが、 b が1.0を下回る領域では b の値が1.0に近いところを推移している。これは基礎梁が降伏するケースでは、上部構造保有耐力時の杭頭曲げモーメントが頭打ちになるためである。

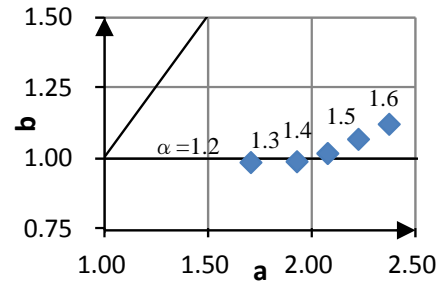


図-14 10階建 α 変動ケースの a-b 関係図

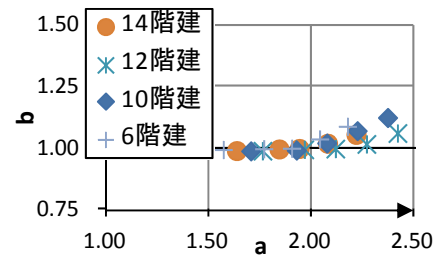


図-15 各階数の a-b 関係図 ($\alpha=1.2\sim 1.6$)

4.4 上部構造耐力の影響

上部構造耐力を2通りに変えたモデルについて、基礎梁耐力を $\alpha=1.2$ から1.6まで変動させたときの a-b 関係図の一例(10階建)を図-16に示す。本研究では上部耐力の指標として以下に示す相当 D_s 値を用い、相当 D_s 値0.35と0.40の2ケースを設定した。

$$\text{相当 } D_s = (R_T 1/67 \text{時 } C_B) / (\text{一次設計時 } C_B \times 5) \quad (4)$$

相当 D_s が0.35のケースでは α が1.3以下で b が1.0未満となっているが、上部耐力の大きいケース($D_s=0.40$)では、 α が1.5以下で b が1.0を下回り、基礎梁降伏となっている。上部構造の耐力が大きくなるほど、崩壊メカニズム形成時の杭頭曲げモーメントも大きくなるため、基礎梁の余裕度が低下することが分かる。

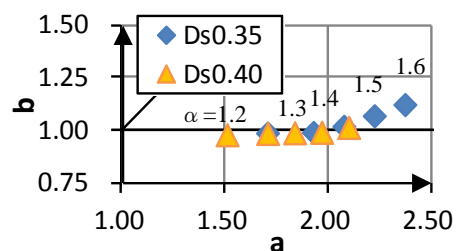


図-16 10階建 α 変動ケースの上部耐力の影響

4.5 基礎梁の耐力指標 α

図-17, 図-18はそれぞれ相当Dsが0.35と0.40の各階数の建物について、横軸に階数、縦軸に指標値bをとった図である。同じ α の値のケースを線で結んで表示している。相当Dsが0.35の場合には、 α が1.5以上のケースすべてで指標値bが1.0を上回っている。また、指標値bが1.0を超えるケースでは α が同じ値でもモデルによって指標値bのとり幅は異なり、0.07程度のばらつきがある。上部構造の規模と指標値bの評価との相関はあまり見られない。 $\alpha=1.6$ で基礎梁を設計した場合にはすべてのケースで指標値bが1.05を超える結果となっている。

一方、相当Dsが0.40の場合には、 α が1.6のケースで6階建と10階建を除き指標値bが1.0を下回っている。 α が1.5以下のケースでは、すべての階数で指標値bが1.0を下回っている。指標値bが1.0を上回る領域($\alpha=1.7$ のケース)では、相当Dsが0.35の場合と同様に階数によって指標値bの評価には0.05程度のばらつきがあるが、規模との相関は見られない。また指標値aのモデル間のばらつきは0.45程度で、上部耐力が大きいほどばらつきが大きくなっている。

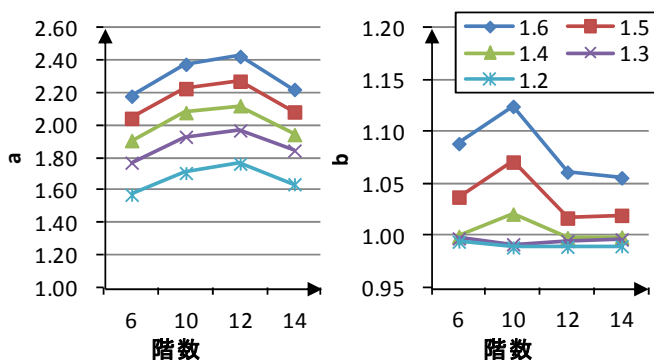


図-17 α と指標値a,bの関係(相当Ds0.35)

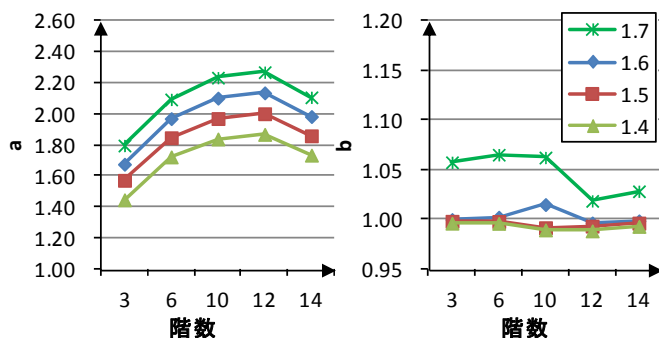


図-18 α と指標値a,bの関係(相当Ds0.40)

5. まとめ

限定された条件の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 1階柱脚, 基礎梁, 杭頭の耐力バランスに関する

指標値a, bを用いることにより、杭頭曲げが上部構造の崩壊形形成に及ぼす影響を明示できる。なお、aは杭頭曲げを考慮しない場合の基礎梁の余裕度、bは杭頭曲げを考慮した場合の基礎梁の余裕度を示す。

- (2) 基礎梁の耐力が比較的弱い場合には、分離モデルを用いた解析では基礎梁にヒンジが形成されないケースであっても、一体モデルを用いた解析では杭頭曲げを受けて基礎梁にヒンジが形成される場合がある。

- (3) 一体モデルを用いた解析では基礎梁にヒンジが形成される耐力バランスのケースでは、基礎梁の剛性低下によって杭頭曲げモーメントが増大しないため、指標値bの値は1.0をわずかに下回る程度でほぼ一定となる。

- (4) 上部構造の耐力が大きくなるほど崩壊メカニズム形成時の杭頭曲げモーメントが大きくなるため、基礎梁耐力の余裕度は相対的に小さくなる。

- (5) 全ての階数で指標値bが1.0を超え、一体モデルを用いた解析で基礎梁が降伏しない崩壊形を示す基礎梁耐力指標 α の値は、上部構造の耐力の大きさによって異なり、相当Dsが0.35の場合には α は1.5以上、0.40の場合には α は1.7以上が必要となる。

今後、本研究では検討しなかった杭頭降伏のケースを含めた杭耐力の変動による影響の考察や、下部分離モデルを用いた一体解析に依存しない指標値a, α の算定方法を課題として研究を進めていきたい。

謝辞

本研究には千葉大学和泉研究室卒論生の角友太郎さんに多大なる協力をいただきました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 木谷圭一, 江田拓也, 秋田知芳, 和泉信之: 一体モデルと分離モデルを用いた静的非線形解析によるRC造建築物の地震時応力評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.931-936, 2011.7
- 2) 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.260-271, 2007
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.6-7, 2010.2
- 4) 梅村美孝他: 建物-基礎-地盤一体解析, 日本建築学会大会鉄筋RC構造PD資料, pp.15-27, 2006.9
- 5) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.262-296, 2001.10
- 6) 渡辺一弘他: 一体解析による耐震性能評価手法の検討(その6 解析概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.485-486, 2005.9