

P- Δ 効果を考慮した巨大地震に対する超高層建築物の地震応答解析

正会員 ○永野 康行*
 正会員 岡崎 汐里**
 正会員 荒木 慶一***

P- Δ 効果 巨大地震 超高層建築物
 構造設計

1. はじめに

本論文の目的は、P- Δ 効果を考慮することで、巨大地震を受けた時の超高層建築物がどのような層間変形角になるのか、質点系モデルを対象に、解析的に明らかにすることである。

2. 超高層建物の静的解析

本章では、既往研究^[1]で使用されている既存超高層建物を汎用構造解析プログラム MIDAS/Gen Ver7.80 を用いて、3種類の既存超高層建物のフレームモデルを静的解析とP- Δ 効果を考慮した解析の2つを行う。

解析モデルは20層3スパン平面骨組を解析対象とする。構面内のスパン長は均等で9.6m、構面直行方向のスパン長は6.4mとする。第1階の高さを5m、その他の階高を4m、軒高を81mとする。単位面積当り床荷重を7.84kN/m²とし、層重量は単位面積当たりの床荷重7.84kN/m²である。各モデルは既往研究^[1]より、モデルAが分布中最も固有周期が長い建物、モデルCが分布中平均の建物、モデルBがモデルAとCの中間の建物になる。図1にモデル建物の形状寸法を示す。表1に内柱の断面表を、表2に外柱断面表を、表3に梁断面表を示す。

表1 内柱断面表

FL	内柱		
	Model A	Model B	Model C
19-20	□-500×22	□-550×25	□-600×28
16-18	□-500×28	□-550×28	□-600×28
13-15	□-550×22	□-550×36	□-600×36
10-12	□-550×28	□-550×36	□-600×40
7-9	□-550×32	□-600×36	□-600×45
4-6	□-550×36	□-600×36	□-600×45
1-3	□-550×36	□-600×40	□-600×50

表2 外柱断面表

FL	外柱		
	Model A	Model B	Model C
19-20	□-500×22	□-550×25	□-600×28
16-18	□-500×28	□-550×28	□-600×28
13-15	□-550×22	□-550×32	□-600×36
10-12	□-550×28	□-550×36	□-600×40
7-9	□-550×28	□-600×32	□-600×45
4-6	□-550×32	□-600×32	□-600×45
1-3	□-550×32	□-600×32	□-600×45

一次設計では、層間変形角の制限値を1/200として、近似Ai分布に基づく許容応力度設計を行う。地震力の設定には略算固有周期 $T(=0.03H=2.43s)$ を用いている。層水平力の求め方として初めに、1階の層せん断力をベースシア係数に総重量をかけることで算定する。各モデルのベースシア係数は標準せん断力係数に振動特性係数を掛けることで設定した。2階から20階は1階の層せん断力に各階のAi分布をかけることで求めた。層水平力は層せん断力と1つ上の層水平力の差で求める。表4に各モデルのベースシア係数と標準せん断力を示す。

表3 梁断面表

FL	内柱		
	Model A	Model B	Model C
19-20	H550×250×12×28	H650×300×16×25	H850×300×16×28
16-18	H550×250×12×28	H700×300×16×28	H850×300×16×28
13-15	H650×300×16×22	H750×300×16×25	H900×300×19×25
10-12	H650×300×16×28	H850×300×16×25	H950×300×19×28
7-9	H700×300×14×25	H850×300×16×28	H1000×300×19×28
4-6	H750×300×14×25	H850×300×16×28	H1000×300×19×28
1-3	H750×300×14×25	H850×300×16×28	H1000×300×19×28

表4 各モデルのベースシア係数と標準せん断力係数

	ベースシア係数	標準せん断力係数
Model A	0.08	0.2
Model B	0.12	0.3
Model C	0.16	0.4

静的増分解析では、設計基準を日本建築学会の鋼構造設計基準にして梁の横座屈は考慮しない、幅厚比の検討をしないことにする。静的増分解析は汎用構造解析プログラム MIDAS/Gen Ver7.80 を用いる。屋根水平変位が500cmに至るまで500ステップの増分解析を行った。解析結果の層せん断力—層間変位の関係より、傾き K_1 と K_2 の直線を伸ばした時の交点 (δ_j, Q_j) を設定することで、バイ・リニア型モデルを設定した。設定したバイ・リニア型モデルから地震応答解析に必要な初期剛性 K_1 と K_2 から第2分枝剛性比 α_j を算定する。図1に層間変位—層せん断力の関係からバイ・リニア型モデルを設定する図を示す。

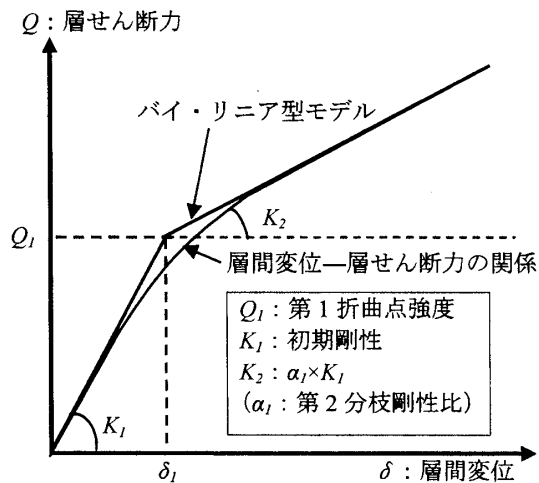


図1 バイ・リニア型モデル設定図

3. 地震応答解析

フレームモデルを基礎固定の20質点系モデルに置換した。質点系モデルは、質量と初期剛性によって構成される。質量は1階から20階まで全て147.45t・s²/cmである。入力地震動は、巨大地震時の解析を行うため、最大速度100cm/sで基準化したEL Centoro1940 NS, Taft 1952 EW, Hachinohe 1968 NSを採用する。各モデルのP-Δを考慮しない場合 (without P-Δ) とP-Δ効果を考慮する場合 (with P-Δ) の巨大地震に対する地震応答解析を行う。解析結果としてP-Δ効果を考慮しない場合 (without P-Δ) とP-Δ効果を考慮する場合 (with P-Δ) の層間変形角を比較する。比較した結果から、P-Δ効果が層間変形角にどのような影響を及ぼすかを明らかにする。図2に質点系モデルを示す。図3に巨大地震 (最大速度100cm/s) に対する地震応答解析の結果としてP-Δ効果を考慮しない場合 (without P-Δ) とP-Δ効果を考慮する場合 (with P-Δ) の層間変形角を示す。

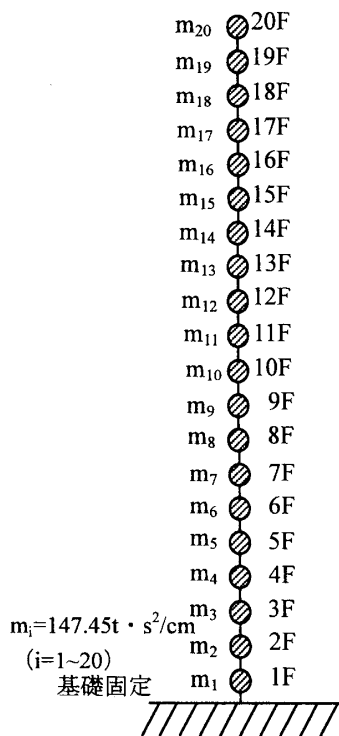


図2 質点系モデル

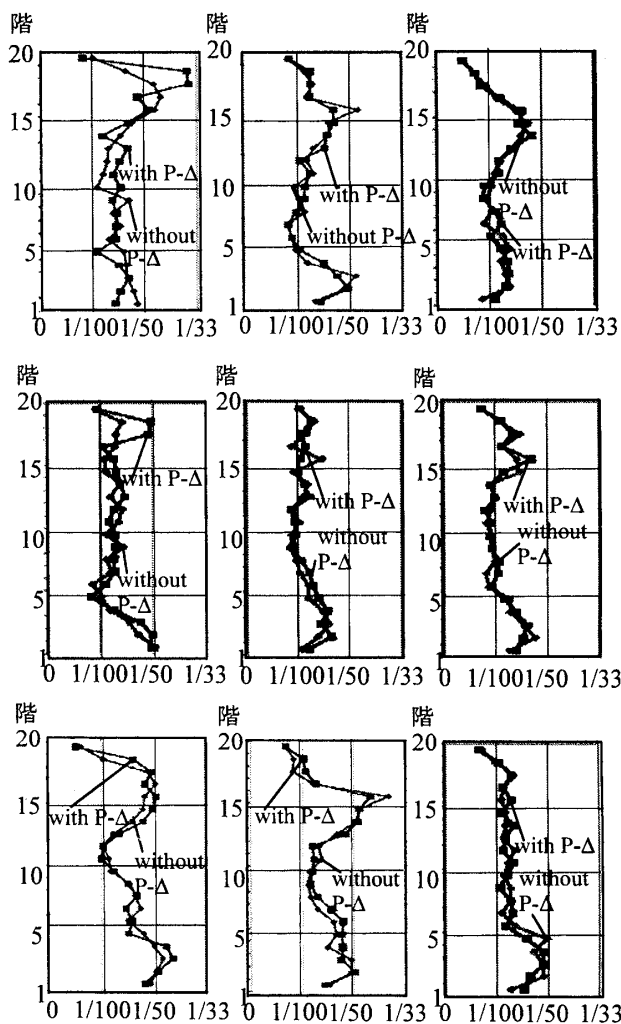


図3 層間変形角

4. まとめ

フレームモデルを質点系モデルに置換し、入力地震動として、地震応答解析を実施した。P-Δを考慮しない場合 (without P-Δ) に比べてP-Δを考慮する場合 (with P-Δ) の層間変形角に最も変化が表れたものがモデルAではEL Centoro1940NSで41.8%, モデルBではTaft1952EWで23.9%, モデルCではHachinohe1968NSで27.1%の違いが見られた。

謝辞 本研究は、平成22年度科学研究費補助金基盤研究(B) 課題番号: 20360254 (代表: 京都大学大学院 教授 上谷宏二) により実施した。福井工業大学 永野研究室 卒研究生の山口拓臣氏に地震応答解析に協力を頂いた。ここに記し謝意を表す。

参考文献

[1] 金紋延, 荒木慶一, 山川誠, 田川浩, 五十子幸樹: 極大地震動に対する超高層純ラーメン鋼構造建物の動的応答に及ぼすP-Δ効果の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第644号, pp.1861-1868, 2009.10

*兵庫県立大学大学院シミュレーション学研究科 教授・博士 (工学)
 **福井工業大学大学院 修士課程 大学院生
 ***京都大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授・博士 (工学)

Prof., Graduate School of Simulation Studies, Univ. of Hyogo, Dr. Eng.
 Graduate, Fukui University of Technology
 Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.