

首都圏に建つ超高層建築の地震応答特性の評価

D3-05049 堀越 将人

1.はじめに

近年、首都圏では首都直下型地震（以下、直下地震と呼ぶ）による震源近傍の強震動や、東海・東南海連動地震（以下、連動地震と呼ぶ）による長周期地震動に対し、超高層建築の対策が重要視されている。

そこで、新宿副都心の一角に位置するエステック情報ビル（以下、オフィス棟と呼ぶ）の立体モデルを作成し、直下地震および連動地震を入力地震波とした弾塑性地震応答解析を行い、超高層建築の構造被害を予測する。

まず、オフィス棟の立体モデルを作成する。¹⁾ また、微動および人力加振観測を行い、固有周期および減衰についても確認を行う。次に、弾性範囲内における地震応答解析を行い、オフィス棟での地震波の観測記録と比較・検討を行う。同時に、微動および人力加振観測で求めた固有値とも比較・検討を行う。そして、直下地震および連動地震の想定地震波を入力波とした弾塑性地震応答解析を行い、構造被害を予測する。

2.対象建築物概要

図1～図4に各図面、表1に建物概要、表2に部材寸法を示す。また、図5に立体モデルの全景、表3に立体モデルと微動観測の固有周期を示す。地上部はS造のブレース付きラーメン架構であり、構造的な特徴として東西端部のコアを結ぶ22.4mの大スパン梁が配置されている。また、図2で示すように、X通り方向では非対称な構造となっており偏心・ねじれの影響が懸念される。²⁾

表1 対象建築物概要

建物名称	エステック情報ビル(オフィス棟)
建築場所	東京都新宿区西新宿
竣工年	1989年
基準階面積	1499㎡
階数	28階
アスペクト比	NS: 3.96、EW: 3.16
構造種別	地上: 鉄骨造り(ブレース付ラーメン構造)
	地下1~2階: 鉄骨鉄筋コンクリート造
	地下3階以下: 鉄筋コンクリート造

表2 部材寸法表

部材寸法(梁)		部材寸法(柱)	
階数	寸法	階数	寸法
30	H-600×300×12×16	29	□-488×19
20	H-600×300×12×16	20	□-488×19
10	H-600×300×12×16	10	□-522×36
2	H-600×300×12×16	1	□-600×75
部材寸法(大スパン梁)		部材寸法(ブレース)	
階数	寸法		寸法
30	H-1000×400×19×32	29	H-300×300×16×22
20	H-1000×400×19×28	20	H-300×300×16×19
10	H-1000×400×19×28	10	H-300×250×9×16
2	H-1000×400×19×28	1	H-300×250×9×12

表3 固有周期

	固有周期				ねじれ
	NS		EW		
	1次	2次	1次	2次	
微動観測	2.7秒	0.8秒	2.8秒	0.9秒	-
立体モデル	2.7秒	0.9秒	2.7秒	0.9秒	2.0秒

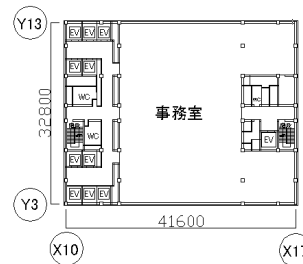


図1 基準階平面図

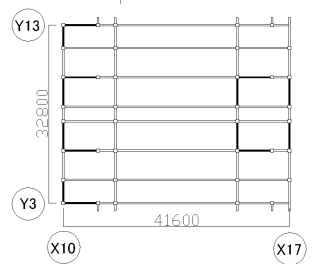


図2 基準階伏図

(太線はブレース位置を示す)

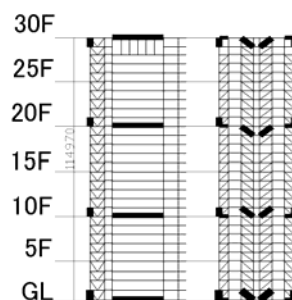


図3 左 Y13、右 X10 通り図

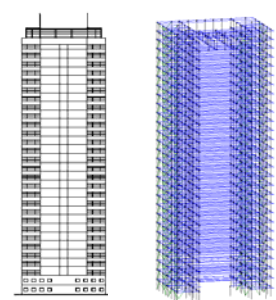


図4 左: 東側立面図

(太線は部材寸法表との対応)

図5 右: 立体モデル全景

3.立体モデルの妥当性の確認

3.1.入力地震波概要

入力地震波には茨城県沖地震、新潟県中越地震、千葉県北西部地震を用いる。弾性範囲内の地震であり、それぞれ異なる特徴をもっている。本報では紙面の都合上、茨城県沖地震での解析結果について報告する。図6は茨城県沖地震の加速度・時刻歴波形および加速度・フーリエスペクトルである。

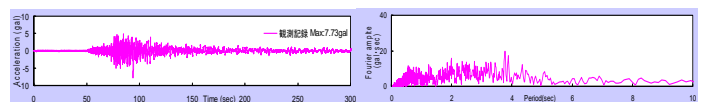


図6 茨城県沖地震 左: 加速度・時刻歴波形

右: 加速度・フーリエスペクトル

3.2.観測記録と地震応答解析結果の比較

図7はオフィス棟での観測記録と解析結果を重ね合わせて比較したものである。解析の際はパネルゾーンを剛域と仮定し、床スラブの剛性を考慮した合成梁として評価（剛性は正曲げのみ評価）し、人力加振観測より求めた減衰定数1%のレーリー型減衰を使用している。時刻歴波形から確認できるように、観測記録と解析結果の最大値は近い値となっている。また、フーリエスペクトルを比較すると、観測記録は振幅依存性により、1次モードで約0.2秒周期が伸びていることを確認できる。

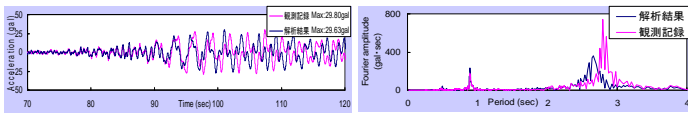


図7 NS方向の28階での比較

左：加速度・時刻歴波形 右：加速度・フーリエスペクトル

次に、オフィス棟はX通り方向で非対称な構造となっており、偏心・ねじれの影響が懸念されるため確認を行う。オフィス棟にはNS方向の揺れを観測するセンサーが西側（NS方向1）と東側（NS方向2）に設置されており、両センサーの記録を比較することで偏心・ねじれの影響を検討する。図8より観測記録と解析結果ともにNS方向2の応答値が大きいことが確認できる。

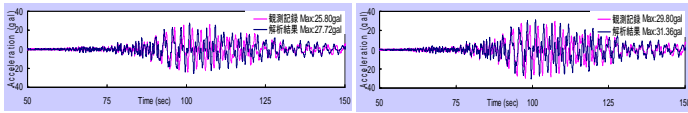


図8 28階の加速度・時刻歴波形の比較

左：NS方向1 右：NS方向2

4.弾塑性地震応答解析

4.1.弾塑性モデル概要

弾塑性モデルとして、梁は材端バネモデルとし、正負で異なる全塑性モーメントを算出している。柱は塑性しないと仮定し、ブレースは座屈を考慮した柴田・若林の履歴特性を使用している。また、合成梁の剛性は正曲げ負曲げの平均値を使用している。

4.2.入力地震波概要

入力地震波には想定東海・東南海連動地震³⁾および想定首都直下型地震⁴⁾を用いる。図9に連動地震、図10に直下地震の加速度・時刻歴波形および加速度・応答スペクトルを示す。これらの図から連動地震は継続時間が長く、3秒付近にピークを持ち、直下地震は応答が大きく、短周期成分を多く含んでいることが確認できる。

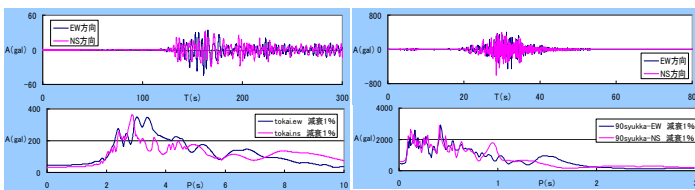


図9 左：連動地震 右：直下地震

上：加速度・時刻歴波形 下：加速度・応答スペクトル

4.3.弾塑性地震応答解析結果

図10～図14は弾塑性地震応答解析の結果を示したものである。図10の加速度・時刻歴波形より連動地震は揺れの継続時間が長く、直下地震は地震の応答が大きいことが確認できる。図11の最大加速度より直下地震では最上階付近にて1000galを超える値を確認できる。図12の平均塑性率より、直下地震が2次モードの影響を受け、21階付近に大きな被害を受けることが確認できる。また、図13と図14の塑性ヒンジ図より偏心・ねじれの影響

を受け、オフィス棟のX通り方向の東側の部材が多大なダメージを受けることが確認できる。

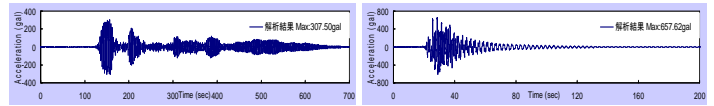


図10 NS方向の加速度・時刻歴波形

左：連動地震 右：直下地震

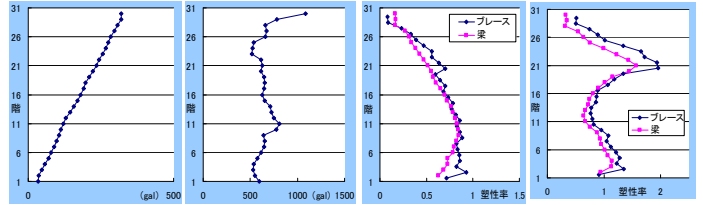


図11 NS方向の最大加速度 図12 NS方向の平均塑性率

左：連動地震 右：直下地震 左：連動地震 右：直下地震

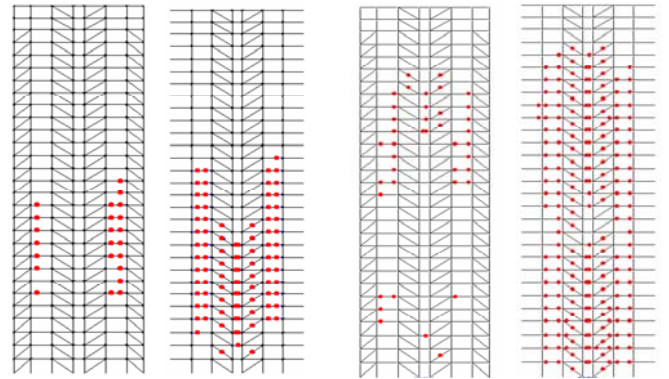


図13 塑性ヒンジ図

図14 塑性ヒンジ図

連動地震

直下地震

左：X10通り 右：X17通り 左：X10通り 右：X17通り
(赤で示されている点は塑性率1以上の部材を表す)

5.まとめと今後の課題

観測記録と立体モデルの地震応答解析結果を比較した結果、最大応答値、固有値が近いものとなった。また、ねじれの影響を確認でき、作成した立体モデルがねじれを表現できている確認がとれた。弾塑性地震応答解析の結果、ねじれの影響が大きいX通り方向の東側の部材が多大なダメージを受けることが判明した。

今後の課題として、ねじれの問題について、より深い考察や分析を行う必要がある。また、施工性・経済性・運搬性・応答低減効果を考慮した上で、X通り方向の東側の部材の応答を低減させる現実的な補強案を考える必要がある。

参考文献

- 1) 株式会社構造システム：SNAP Ver.4
- 2) KDN 街区再開発計画（構造計算書）、1987年
- 3) 株式会社大成建設 吉村智昭作成
- 4) 田中良一他：首都圏に建つ超高層キャンパスと地域連携による地震防災に関する研究（その2）首都直下地震の強震動予測