

# 軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震観測

動的相互作用を考慮したシミュレーション解析

## RESULT OF SEISMIC OBSERVATION OF A HIGH-RISE R/C CONDOMINIUM LOCATED ON SOFT GROUND

Seismic Response Simulation Considering Dynamic Soil-Structure Interaction

山本 健史\*, 保井 美敏\*  
Takeshi YAMAMOTO and Mitoshi YASUI

Seismic observation of high-rise residential building on poor ground is in execution, to grasp real behavior of structure during earthquake and to study estimation of structural damage. During the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, strong motion wave as never experienced is observed at the building. According to the record, seismic response of the building is investigated, and in this report, earthquake response considered rocking-motion and rocking-input is verified by simulation analysis. Then seismic response well tracing the structural behavior during the earthquake is simulated. Through the simulation analysis, it is confirmed that middle-lower story accepted large drift angle response, and there are a lot of interior damages in apartments of these middle-lower story.

**Keywords :** Seismic Observation, Seismic Response Simulation, Rocking Model, 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, Interior Damage

地震観測, 地震応答解析, ロッキングモデル, 2011 年東北地方太平洋沖地震, 室内被害

### 1. はじめに

地震時における建物の挙動の把握や建物被害の推定のために、埼玉県草加市の軟弱地盤上に建つ超高層 RC 造集合住宅において地震観測を行ってきた<sup>1,2,3,4)</sup>。2011 年には三陸沖を震源とする、2011 年東北地方太平洋沖地震が発生し、その応答の記録を得ることができた。

筆者らはこれまでに、2011 年東北地方太平洋沖地震の本震について、地震観測記録と設計モデルを基にしたシミュレーション解析を行い、地震時における建物挙動の予測を試みた。これによって、実際の建物の剛性は設計モデルよりも若干高いことや、過去の比較的大きな地震の入力による応答のために建物の方向によって実建物剛性と設計モデルの剛性の比に差が出来ていることを確認した<sup>5)</sup>。

本報告では、より詳しく建物の地震時の挙動を再現するために、地盤と構造物の動的相互作用を考慮したロッキングモデルによるシミュレーション解析を行った結果と、地震被害調査による記録との整合性について報告する。

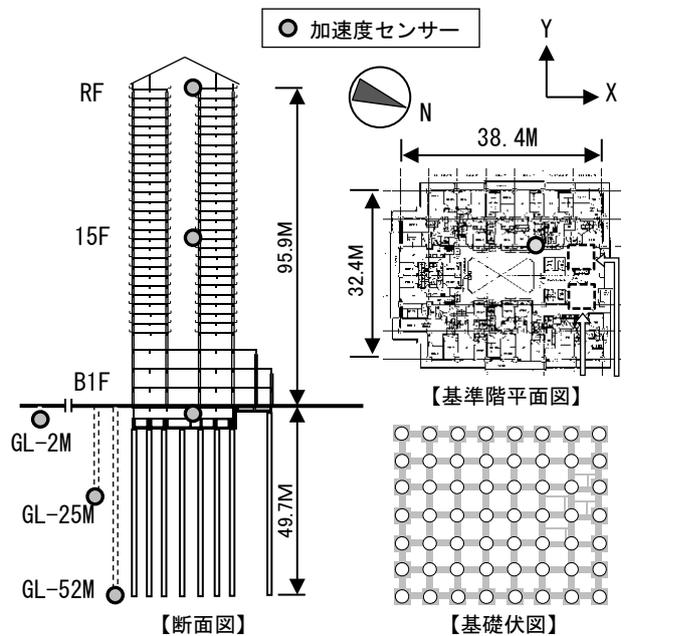
### 2. 対象建物と観測の概要

#### 2.1 対象建物概要と観測システム

観測の対象は、1999 年に竣工した地上 30 階、地下 1 階の RC 造（純ラーメン構造）、杭支持の建物で、埼玉県草加市の比較軟弱な地盤上に立地している。高さは地上 95.9M、根入れ深さは 7.6M である。杭の

先端深さは GL-49.7M で、GL-46.8M 以深の細砂を主とする支持層に根入れされている。

図-1 に観測建物の概要図と地震計の配置を示す。地震計は地盤内には GL-52M, GL-25M, GL-2M の 3 か所、建物内には地下 1 階、地上 15 階、屋上階（31 階相当）の 3 か所で、合計 6 か所に設置されている。



GL-2M, GL-25M は 2011. 3. 11 では欠測

図-1 観測建物の概要と地震計の配置

\* 戸田建設技術研究所 修士（工学）

Technical Research Institute, TODA CORPORATION, M.Eng.

2011 年東北地方太平洋沖地震の際には、地盤系 GL-2M と GL-25M の観測点は機器故障により欠測中であつたが、2012 年 3 月に復旧工事を行い、全観測点での地震観測を再開している。

## 2.2 地盤の概要

表-1 に地盤構造の概要（土質および波動伝播速度・密度）を示す。敷地の地盤は、地表から GL-5.9M まで細砂を主とした層で、その下に GL-43.1M まで沖積シルトを主とした層の地盤構成となっている。せん断波速度は GL-43.1M まで 210m/s 以下で、軟弱な地盤である。杭は GL-46.8M から下の細砂を主としたせん断波速度 350m/s 程度の層に支持されている。

図-2 に地盤の増幅特性  $\{(GL-0M) / (GL-61M)\}$  を示す。地盤の 1 次の卓越振動数は、0.83Hz (1.20 秒) である。これに対し、建物の固有振動数は 0.63Hz (1.58 秒・X 方向設計値) および、0.59Hz (1.70 秒・Y 方向設計値) で地盤の卓越振動数とずれがあり、線形の状態では地盤と建物は共振しない。

表-1 地盤構造の概要

| 層上面<br>深さ[m] | 主な土質       | Vs<br>[m/s] | Vp<br>[m/s] | $\rho$<br>[t/m <sup>3</sup> ] |
|--------------|------------|-------------|-------------|-------------------------------|
| 0.0          | 盛土, 砂質粘土   | 95          | 700         | 1.55                          |
| 2.5          | 細砂         | 120         | 700         | 1.9                           |
| 5.9          | 砂混じりシルト    | 130         | 700         | 1.7                           |
| 8.9          | 砂混じりシルト    | 110         | 1100        | 1.5                           |
| 15.2         | シルト        | 110         | 1100        | 1.5                           |
| 22.0         | シルト        | 140         | 1100        | 1.7                           |
| 29.0         | シルト        | 200         | 1100        | 1.7                           |
| 35.4         | 砂質シルト      | 210         | 1400        | 1.6                           |
| 42.0         | 腐植土        | 210         | 550         | 1.8                           |
| 43.1         | 細砂, シルト質細砂 | 310         | 1700        | 1.8                           |
| 46.8         | 細砂         | 350         | 1700        | 1.9                           |
| 53.9         | シルト質細砂, 細砂 | 320         | 1700        | 1.85                          |
| 61.2         | 細砂         | 370         | 1700        | 1.9                           |

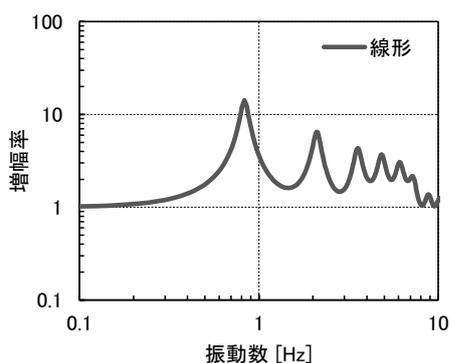


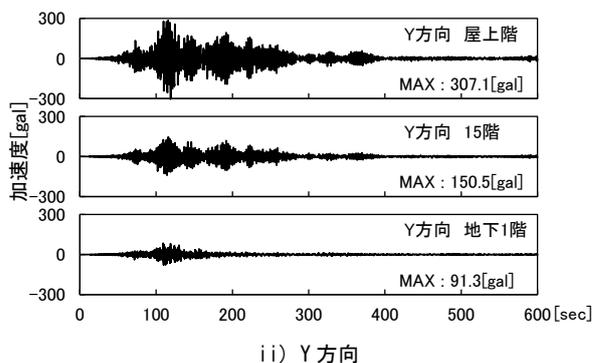
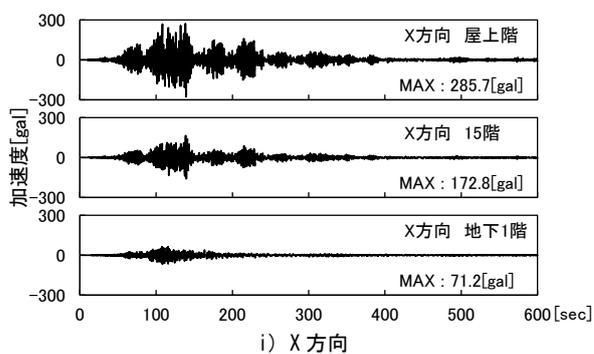
図-2 地盤の増幅特性（線形時）

## 3. 2011 年東北地方太平洋沖地震の観測記録

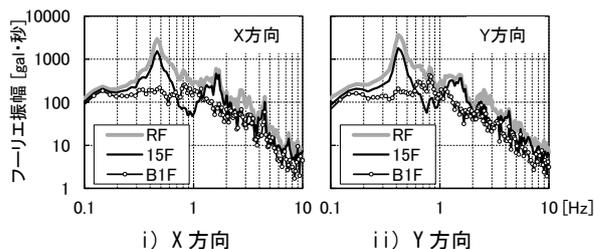
対象建物から 2011 年東北地方太平洋沖地震本震の震央までの距離は 417km であつた。

図-3 に本震で観測された時刻歴加速度波形とフーリエスペクトルを示す。

2011 年東北地方太平洋沖地震では、地下 1 階において、最大で 91gal (Y 方向)、屋上階で最大 307gal (Y 方向) の揺れを記録した。



(a) 時刻歴加速度波形



(b) フーリエスペクトル

図-3 地震観測記録（2011 年東北地方太平洋沖地震本震）

## 4. 地盤の地震応答シミュレーション解析

### 4.1 地盤の解析の概要

まず、GL-52M の観測点で観測された地震記録を用いて、地盤の地震応答シミュレーション解析を行った。ここでは、全応力解析により、表層地盤の非線形応答を考慮した。地盤のモデルは 2 章に示した地盤構造をもとにモデル化し、GL-52M を入力基盤として、観測記録を入力した。地盤の非線形特性は、土質種別と上載圧をパラメータとした既往の平均的な経験式<sup>6)</sup>を用いて設定した RO モデルによってモデル化した。

### 4.2 シミュレーション解析結果

シミュレーション解析により得られた最大応答値の深さ方向の分布を図-4 に示す。基盤からの相対変位は約 5cm (Y 方向)、地盤のひずみレベルは、軟弱なシルト層で 0.5% 程度 (Y 方向) と推定される。同図には、最大せん断ひずみの 65% 時における等価せん断波速度も併せて示す。等価せん断波速度は最大で 45% 低下した (Y 方向・110m/s → 52m/s)。

等価せん断波速度から求めた地盤の増幅特性を図-5 に示す。等価線形時の地盤の卓越振動数は、0.63Hz (1.58 秒・Y 方向 (NS)) で、線形時と比べて

24%振動数が低下した。この 0.63Hz は建物の固有振動数とかなり近くなり、地盤と建物の共振が起きる可能性が考えられる。

地表では、最大で 106gal (X 方向) の応答が推定された。もっとも近い K-NET の観測点 SIT011 (川口) で観測された 180gal (NS 方向) と比較すると小さいが、これは表層地盤の違いによる影響と考えられる。推定波形の擬似速度応答スペクトルを図-6 に示す。図には地下 1 階における観測記録のスペクトルと K-NET 川口の観測記録も併記する。地表では約 2 秒の成分が卓越していることが確認できる。0.5 秒よりも長周期の帯域では、K-NET 川口の記録と概ね同程度の振幅となっており、0.5 秒以下の帯域で表層地盤の違いの影響が強く表れているとみることができる。

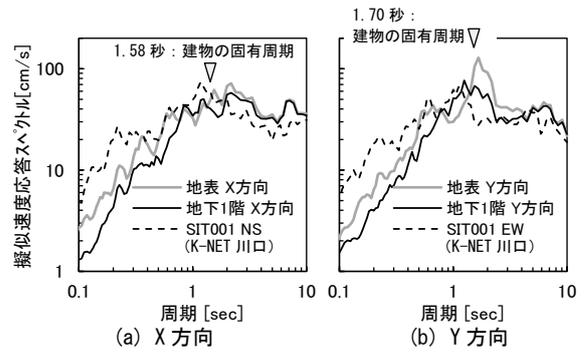


図-6 擬似速度応答スペクトル (地表)

また、地表の応答と地下 1 階の応答の差を入力損失効果とみると、建物の固有振動数においては、入力損失効果により X 方向で 40% (0.63Hz (1.58 秒)), Y 方向で 36% (0.59Hz (1.70 秒)) の入力が低減されている。

## 5. 建物の地震応答シミュレーション解析

### 5.1 解析モデルと入力波形

#### (1) 上部構造モデル

上部構造の解析モデルは、設計時の地震応答解析に用いた質点系モデルを修正したものを用いた。質点系モデルは、フレームモデルの静的弾塑性解析の結果をもとに、31 質点系の曲げせん断棒に置換したモデルである。曲げの復元力モデルは線形とし、せん断の復元力モデルは剛性減速型トリリニアとした。せん断の復元力モデルの骨格曲線の一例を図-7 に示す。剛性パラメータは、過去の地震を受けた履歴や、コンクリート剛性が設計基準強度よりも高く発現していることなどを考慮し、地震の観測記録と一致するように割増して修正した。ここでは、設計時の地震応答解析モデルの骨格曲線に対し、X 方向においては、せん断の初期剛性を 1.1 倍、剛性低減係数 (図 7 中の  $\alpha$ ) を 1.5 倍、曲げ剛性を 1.1 倍、Y 方向においては、せん断の初期剛性  $K_1$  を 1.0 倍、剛性低減係数を 1.3 倍、曲げ剛性を 1.1 倍した。なお、今回の地震による応答では第 2 折れ点を超えないので、3 次剛性については検討を除外し、設計モデルのままとした。減衰モデルは設計時の応答解析モデルでは剛性比例型で、1 次の減衰定数を 3% として与えたが、実際の応答 (初動部の小振幅領域におけるフーリエ

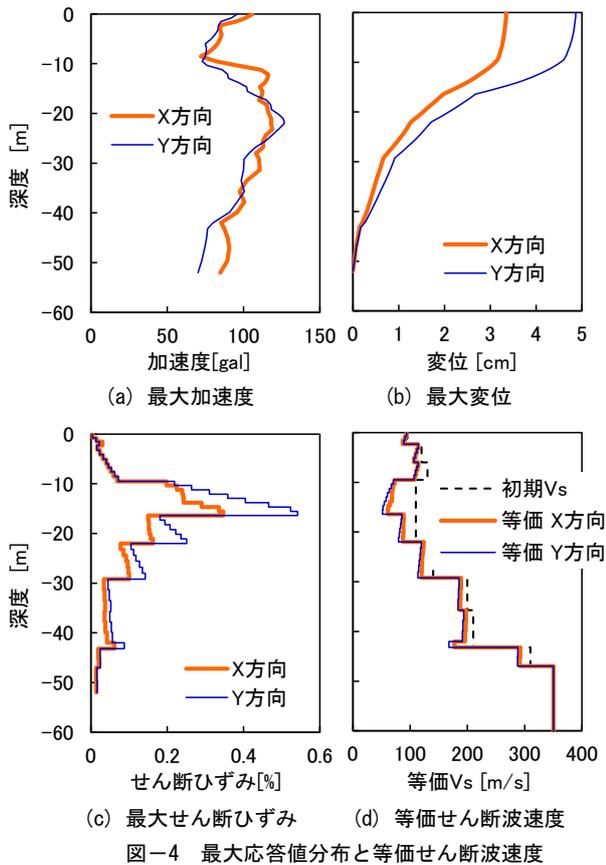


図-4 最大応答値分布と等価せん断波速度

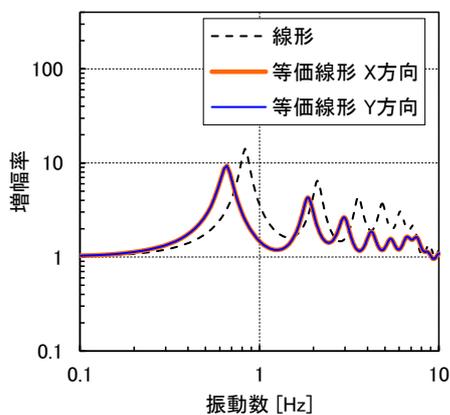


図-5 地盤の増幅特性 (等価線形)

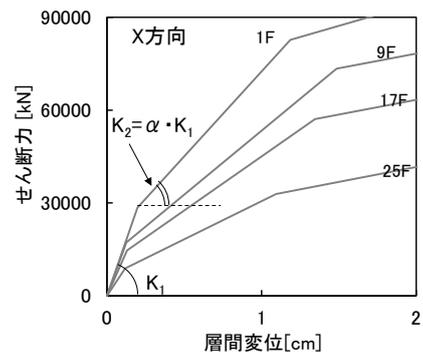


図-7 骨格曲線

スペクトル振幅比等から判断した場合)と比較する  
 とこの減衰は過大であるため、本検討では実情に合  
 うようにレイリー減衰を選択し、減衰定数は1次、2  
 次ともに1%として与えた。

また、設計時の地震応答解析では、基礎固定のモデ  
 ルを用いているが、本報告のシミュレーション解析  
 では、より詳細な応答を検討するために、ロッキン  
 グばねを取り付けたモデルを用いた。

(2) 地盤ばね(ロッキング)モデル

2011年3月時点の地震観測では、地表の地震記録  
 が存在しないため、応答解析には建物内の地下1階  
 で観測された地震記録を用いる。そのため、スウェ  
 イ成分を考慮できないことから、相互作用ばねは  
 ロッキングのみを考慮したモデルを用いる。

ロッキングばねは、4章で示した地盤の地震応答解  
 析結果から求められた等価な地盤剛性を用いて、軸  
 対称 FEM によって評価した。軸対称 FEM による解  
 析において、根入れ部は地表面投影面積が等価なモ  
 デルへ置換し、根入れ部は断面二次モーメントが等  
 価となるような径を設定したリングパイル要素へモ  
 デル化した。求められた動的地盤ばねを図-8に示す。  
 地盤ばねは X 方向の方が強い。これは、X 方向の方  
 が基礎の辺長が Y 方向と比べて長いこと、地盤の地  
 震応答による X 方向の剛性低下が Y 方向と比べて若  
 干小さいことによる影響と考えられる。時刻歴応答  
 解析では、図-8の動的地盤ばねから、上部構造の固  
 有振動数に近い 0.5Hz 時における実部をロッキング  
 地盤ばねの剛性とした。また、地盤ばねの減衰係数  
 は同図の 0.5Hz 時の虚部を角振動数で割った値を設  
 定した。

(3) 入力波形

シミュレーション解析への入力は、2011年東北地  
 方太平洋沖地震の本震時に地下1階で観測された地  
 震記録を用いた。波形は3章の図-3に示したもので  
 ある。観測では600秒間の波形が記録されているが、  
 シミュレーション解析では主要動部分を含む350秒  
 間の波形を切り出して用いた。

解析では、並進入力のみを考慮した場合(ロッキ  
 ング入力を考慮しない場合)と、ロッキング入力を  
 考慮した場合の2ケースを検討した。並進のみを入  
 力したシミュレーション解析ケースでは、地下1階  
 での観測記録をそのまま用い、ロッキング入力動を  
 併用したシミュレーション解析ケースでは、地下1  
 階の観測記録に対して地盤と杭の動的相互作用モデ  
 ルから解析的にロッキング入力成分を推定し、これ  
 を併せて入力した。

5.2 ロッキングモデルによる解析(並進入力のみ)

ロッキングを考慮した(入力は並進のみ・ロッキ  
 ング入力は考慮しない)シミュレーション解析の結  
 果の最大加速度応答値分布を図-9に示し、観測の記  
 録と比較した。シミュレーション解析結果の最大加  
 速度は屋上階の X 方向で 242gal(観測 286gal)、Y 方  
 向で 260gal(観測 307gal)、15階の X 方向で 171gal  
 (観測 173gal)、Y 方向で 170gal(観測 151gal)であ  
 る。シミュレーションの結果は若干観測記録よりも

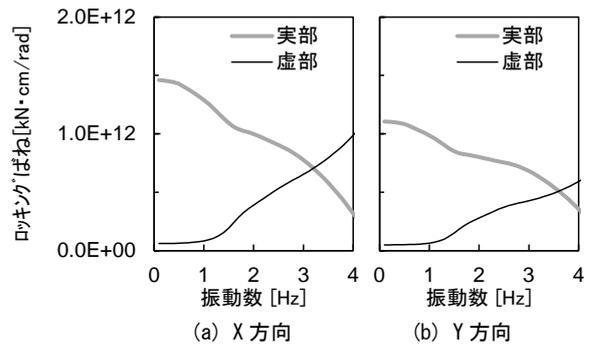


図-8 動的地盤ばね(ロッキング成分)

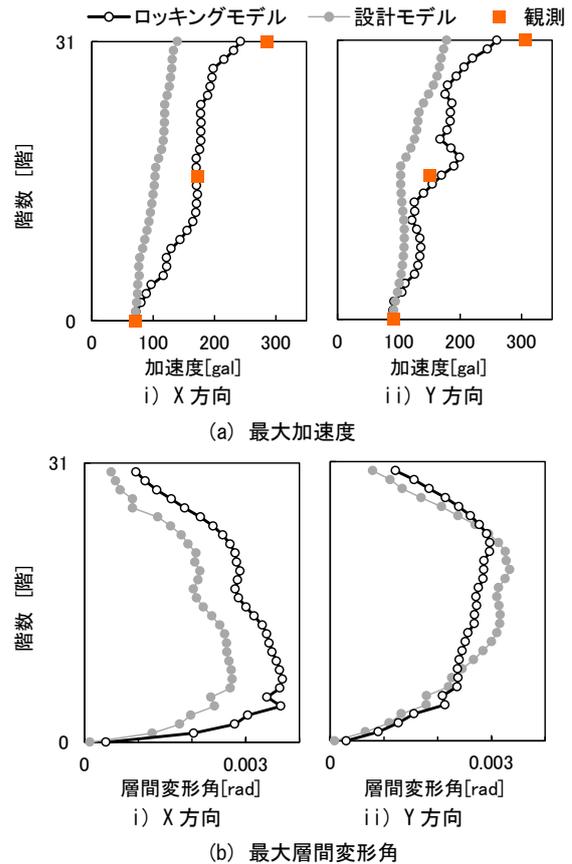


図-9 最大応答値分布

小さいものの、設計時の応答解析に用いた基礎固定  
 モデルの結果と比較すると、観測記録の再現性は大  
 きく改善された。最大層間変形角は X 方向では基礎  
 固定モデルと比較して大きく、Y 方向では基礎固  
 定モデルと比較して小さくなり、ロッキングを考慮  
 することによる影響が明確に見られる。基礎固定  
 では、Y 方向の 20 階付近で層間変形角が最大値を  
 示したが、ロッキングを考慮することにより、層  
 間変形角が最大となるのは、X 方向の 7 階付近  
 となった。これは、後述する建物の室内被害の多  
 い階の傾向(下層階で被害が大きい)と一致して  
 いる。ロッキングモデルを用いたシミュレーション  
 解析結果の時刻歴加速度応答波形を図-10に示  
 す。X 方向については応答の位相を含めてよく  
 観測記録を再現できていることが確認できる。Y  
 方向については、加速度波形の位相は比較的よく  
 観測記録と一致しているが、振幅につ

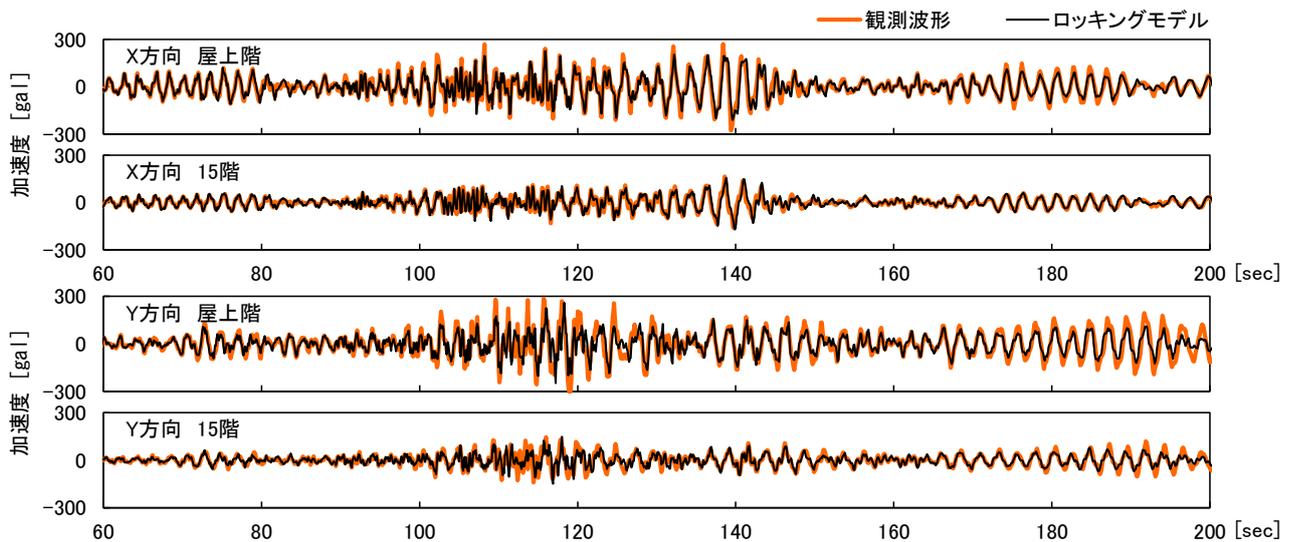


図-10 時刻歴加速度波形

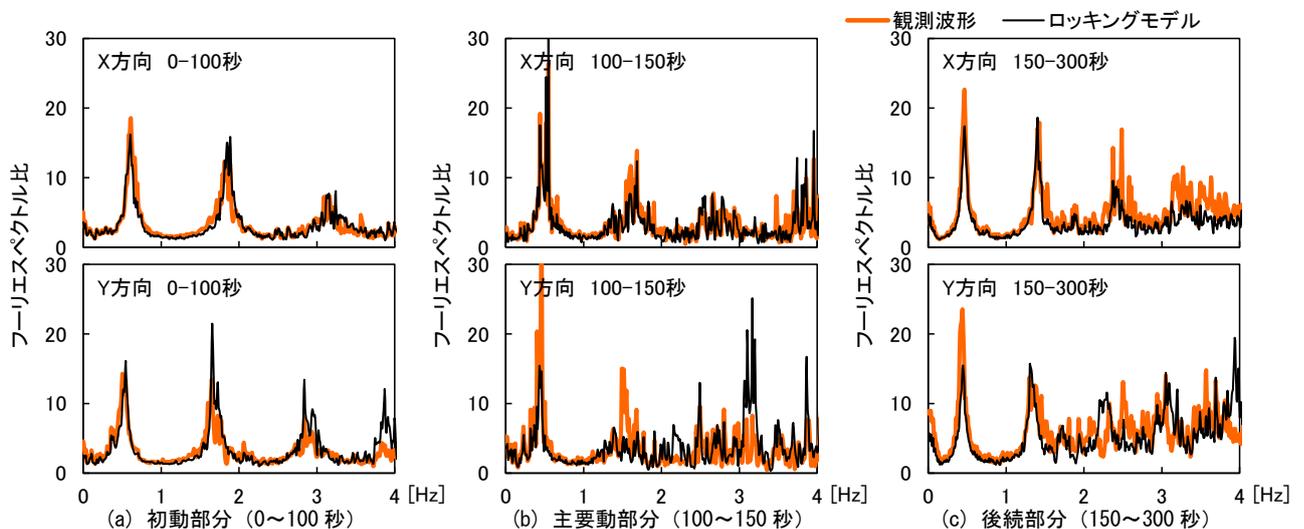


図-11 フーリエスペクトル比 (屋上階/地下1階)

いは観測と比較して未だ小さく、検討の余地が残っている。

図-11には{(屋上階)/(地下1階)}のフーリエスペクトル比を示す。同図では、大振幅の応答により構造躯体の非線形化に伴って、その振動特性が変化することを考慮し、初動部として0秒から100秒、主要動部として、100秒から150秒、後揺れ部分として150秒から300秒という区間で分けて計算したスペクトル比を示した。図のフーリエスペクトル比から、非線形化によって卓越振動数が低下する現象を再現できていることが確認できる。卓越振動数も観測とモデルで一致し、非線形化の程度も概ね再現できているといえる。

### 5.3 ロッキング入力を考慮した解析

#### (1) ロッキング入力について

次に、動的相互作用を考慮するにあたり、ロッキング入力動の影響を考慮する検討も行った。ロッキング入力は、軸対称FEMによる基礎入力動の評価結果から、その水平成分とロッキング成分のスペクトル比を求め、地下1階で観測された水平動の記録にこのスペクトル比を乗ずることで、ロッキング基礎入

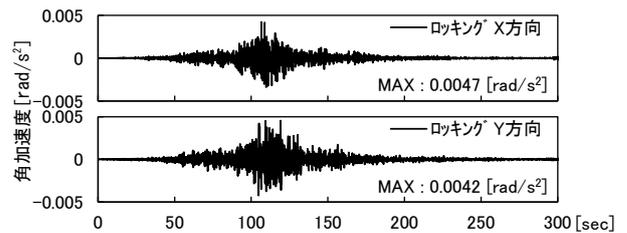


図-12 ロッキング基礎入力動

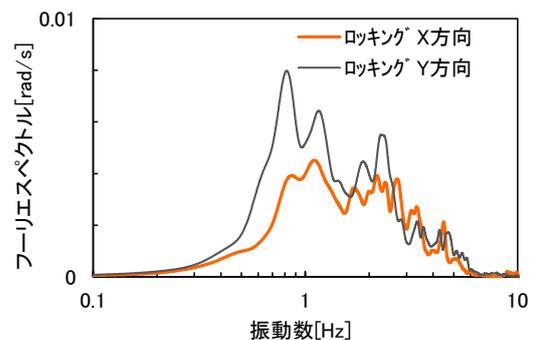


図-13 フーリエスペクトル (ロッキング入力)

力動を作成した。図-12 にロッキング基礎入力動の時刻歴角加速度波形を、図-13 にそのフーリエスペクトルを示す。ロッキング基礎入力動は最大で  $0.047$  ( $1/240$ )  $\text{rad/s}^2$  程度である。並進の入力波形は約  $1\text{Hz}$  の成分だけが卓越するのに対し、ロッキング入力動は約  $1\text{Hz}$  のピークとともに  $2.5\text{Hz}$  付近にもピークがある入力波形となっている。

(2) 応答解析結果

ロッキング入力を考慮したシミュレーション解析結果の最大応答値分布を図-14 に示す。加速度応答値について、屋上階における最大値はロッキング入力の影響による大きな変化はないが、分布形状はある程度の変化が見られる。最大層間変形角については、X 方向で変化が大きく、ロッキング変形角を考慮することで全体的に最大層間変形角が大きくなった。図-15 に {(屋上階) / (地下1階)} の並進成分のフーリエスペクトル比を示す。ロッキング入力を考慮した場合は、考慮しない場合と比べて、1次モードのピークが、X 方向で  $17\%$  ( $0.46\text{Hz}$ )、Y 方向で  $11\%$  ( $0.43\text{Hz}$ ) 程度大きくなっている。これに対して、高次モードのピークはあまり変わらない。ロッキング入力を考慮することで、1次モードについては観測記録のスペクトル比と近づいた。これにより、1次モードの振幅は、X 方向においてはほぼ観測と同等になったが、Y 方向についてはなおも振幅が小さく、さらなる検討を今後の課題とする。

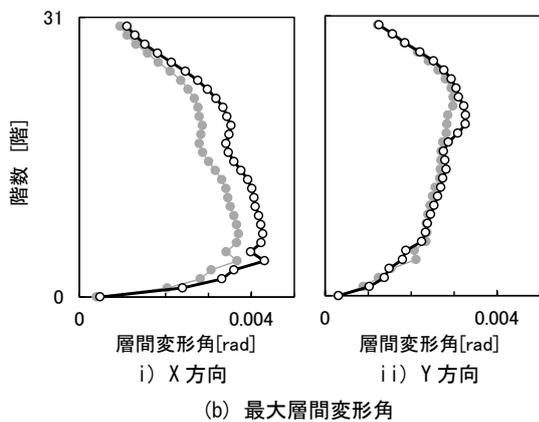
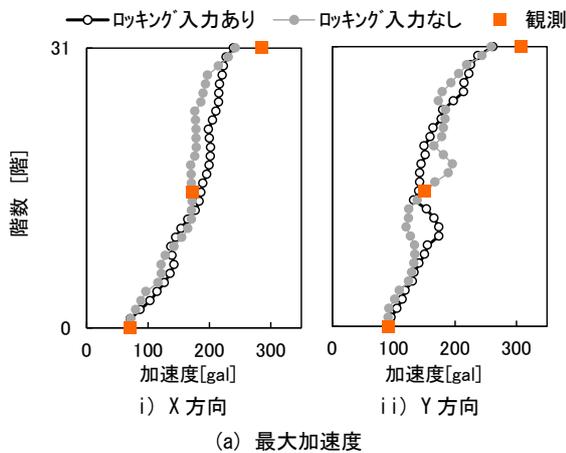


図-14 最大応答値分布

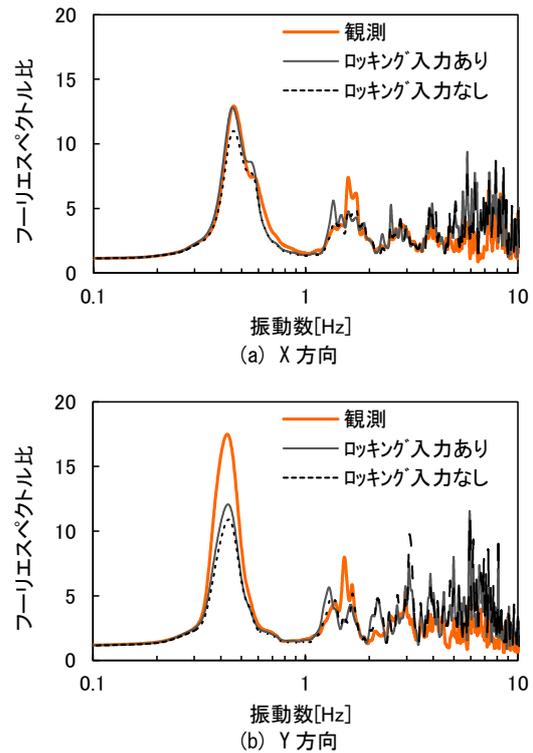


図-15 フーリエスペクトル比 (屋上階/地下1階)

6. 解析結果と室内被害との対応

対象建物について、2011 年東北地方太平洋沖地震後に実施した、被害調査報告書や住民へのアンケート調査、修理帳票から、階ごとの被害状況について調査した結果と、シミュレーション解析によって得られた結果の関係を調べた。住民へのアンケートは、地震時の様子や住戸内の被害の状況などを尋ねたもので、下層階の住民を対象として 5~9 階の各戸に、中層階の住民を対象として 13~17 階の各戸に、高層階の住民を対象として 26~30 階の各戸に配布した。各階の住戸数 14 のうち、それぞれ 3~8 件のアンケートを回収することができ、全部で 210 枚配布したうち 72 枚を回収した。

内装材の被害種別と最大層間せん断変形角の関係を図-16 に示す。内装材の亀裂、タイルの損傷、防火扉の不具合などの被害についても、最大層間せん断変形角が大きくなるにつれて被害の件数が多くなる傾向がみられる。

次に、内装材の被害の程度と応答の関係を調べるため、住民へのアンケートによる地震被害調査で、内装材の亀裂について尋ねた項目の回答を、亀裂の程度によって評点を付けることで数値化した (表-2)。これを階ごとに合算し、当該階のアンケート回収数で割ることでその階の平均値を求め、地震応答解析結果の最大層間せん断変形角との関係をプロットしたものを図-17 に示す。層間変形角が大きいほど、アンケートによる被害調査による評点も高い傾向が見られ、層間変形角の大きい 7 階や 8 階付近で評点が高く、被害が大きかったことが示されている。内装材の亀裂の被害が大きかったのは、X 方向の層間変形角の大きい、やや下層の階である。Y 方向では

上層階で層間変形角が大きいという解析結果が得られているが、その絶対値は X 方向の下層階ほど小さくなく、内装材の被害に影響があまりなかったものと考えられる。また、前節で示した解析では、部材の変形がひび割れ点を超えて非線形化するという結果が得られたが、筆者らが実施した目視による被害調査の結果でも、梁端部のコンクリートに微細なひび割れが見つかっており、解析結果と被害調査の結果も対応している。

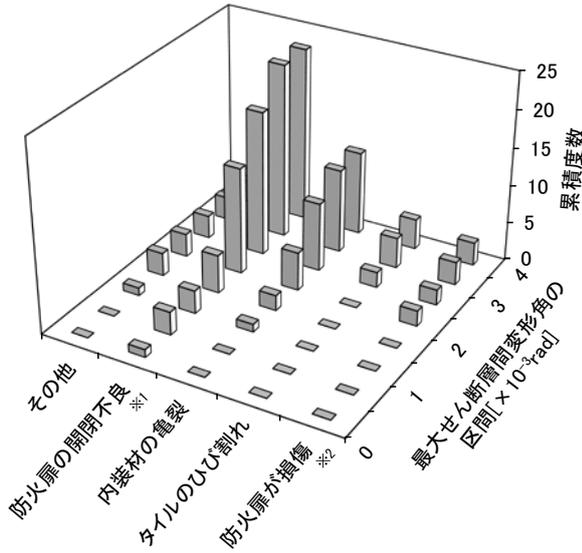


図-16 内装の被害と最大層間せん断変形角の関係

※1 防火扉の開閉不良とは、扉が三方枠や床にあたり完全に閉まらない状態  
 ※2 防火扉の損傷とは、扉自体が歪むなどの損傷をした状態

表-2 内装材亀裂の評価基準

| 壁紙等の内装材の亀裂 | 評点 |
|------------|----|
| 多くの亀裂が見られた | 4  |
| ↑中間↓       | 3  |
| 多少の亀裂が見られた | 2  |
| ↑中間↓       | 1  |
| 亀裂は全くない    | 0  |

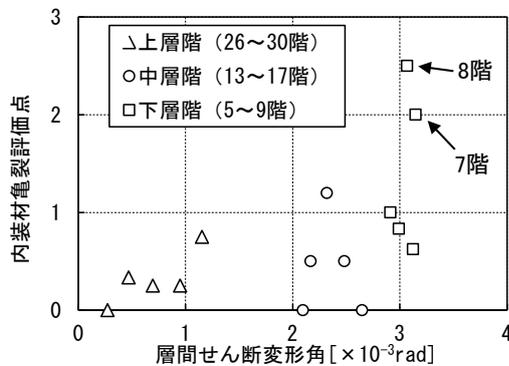


図-17 内装材亀裂アンケート評価と最大層間せん断変形角の関係

## 7. まとめ

2011 年東北地方太平洋沖地震において観測された地震記録をシミュレーション解析によって再現し、その際の建物の挙動を確認するための検討を行った。

本報告では、地盤と構造物の動的相互作用を考慮するため、ロッキングモデルによるシミュレーション解析を行った。ロッキングモデルを用いた地震応答解析では、設計時の地震応答解析に用いた基礎固定モデルよりも実際の観測記録をよく説明できる挙動を再現することができた。また、ロッキング入力動を併用するシミュレーション解析も行い、ロッキング入力動によって応答が増大するところを確認した。

得られたシミュレーション解析の結果をもとに、地震時の室内被害の傾向と比較すると、層間変形角の大きい中間階からやや下の階で内装材の被害が多く見られるという傾向があった。

今後はこの結果をもとに、地震時の損傷の推定手法の検討を行っていく予定である。

## 謝辞

本研究は独立行政法人都市再生機構との共同研究において実施している地震観測の記録を用いた。地震観測システムの整備・保守等の手続においては、同機構の田沼氏に多くの尽力をいただいた。また、被害調査のための段取りや折衝においても田沼氏には多大な苦勞をおかけした。研究の過程においては、東京理科大学永野教授から地盤ばねの評価データの提供や、分析結果に関する多くの助言をいただいた。同研究室の肥田助教や所属の学生の皆様からも、被害調査の分析データの提供や、助言をいただいた。ここに感謝の意を記します。

## 参考文献

- 1) 稲井 他 軟弱地盤に建つ高層 RC 造集合住宅の地震観測とシミュレーション解析, 戸田建設技術研究報告 第 34 号, 2008.8
- 2) 保井 他 軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震観測, 2011 年地震工学会年次大会梗概集, p.376-379, 2011.11
- 3) 山本 他 軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震観測-2011 年東北地方太平洋沖地震の観測記録-, 戸田建設技術研究報告 第 38 号, 2012.8
- 4) 永野 他 2011 年東北地方太平洋地震時の強震記録に基づく関東・関西地域に建つ超高層集合住宅の動特性, 日本地震工学会論文集 第 12 巻-第 4 号 (特集号), p.65-79, 2012
- 5) 山本 他 軟弱地盤に建つ超高層 RC 造集合住宅の地震応答評価と被害との対応, 日本地震工学会技術報告集 第 42 号, 2013.6
- 6) 安田 他 種々の不攪乱土における動的変形特性, 土質工学研究発表会, p.539-542, 1985
- 7) 永野 他 高層 RC 造建物の地震応答シミュレーション解析と深部地盤構造の影響, 日本建築学会構造系論文集 第 560 号, p.75-82, 2002.10