

論文 超高層 RC 造建物の加振レベルに応じたスリップ型履歴モデルを併用した再現解析

塩見 真優^{*1}・劉 虹^{*2}・永野 正行^{*3}

要旨：本研究では、Eーディフェンスで行われた縮小20層RC造の振動台実験のデータを対象とし、加振レベルに応じスリップ型の履歴モデルを劣化型と併用した再現解析を実施した。最初に、立体フレームモデルを用いた地震応答解析を実施し、スリップ型の履歴モデルを用いることにより加振レベルの増大に伴い実験結果との適合性が上がることを確認した。次に、多質点曲げせん断モデルを利用し、層せん断力ー層間せん断変位の履歴特性を武田モデルとスリップモデルの並列型で表現し、その割合を実験の加振レベルに応じて変化させた。この結果、6つの主要な加振ケースについて最大値分布や床応答スペクトルを概ね良好に再現するとともに、加振レベルの増大に伴いスリップ挙動が進展する特性を評価することができた。

キーワード：超高層 RC 造建築物, Eーディフェンス, 履歴特性, 武田モデル, スリップモデル, 並列型モデル

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震(Mw9.0)時には、首都圏を中心に長周期長時間地震動が観測され、その影響を受け東京湾沿岸部に建つ超高層建物では壁紙亀裂等の室内被害が発生した¹⁾。今後、南海トラフでは海溝型巨大地震が低い確率で発生し、東京、大阪地域を含む大都市部でより大振幅の長周期長時間地震動が発生することが予測される。そこに建設される超高層建物では地震応答により繰り返し大変形を受けることから、構造部材の塑性化挙動の変化を考慮した応答評価は重要な検討課題となる。杉本ら²⁾はEーディフェンスで実施した縮小20層RC造建物試験体を対象に振動台実験を行い、大変形時においてスリップ型の履歴特性が発生することを確認した。また、塑性化の進展に伴い幅広い範囲のスラブが耐力へ寄与することもFEM解析³⁾により明らかにした。豊田ら⁴⁾はこの実験を対象にスラブ協力幅の増加およびスリップ挙動を考慮し、フレームモデルの地震応答解析により大変形時の実験結果を精度良く再現した。スリップ型の履歴特性は柱・梁接合部の繰り返し変形により発生することが指摘されており⁵⁾、大振幅の地震動入力時の最大応答がより増大することが懸念されている⁶⁾。栗栖ら⁷⁾はEーディフェンスの実験結果を対象に変位が最も大きい層に着目し、層のせん断バネの履歴特性として武田モデル⁸⁾とスリップ型モデルの2要素モデルを提案し、加振レベルにより変動する履歴特性を評価した。一方、加振レベルに応じた履歴特性変化を考慮した地震応答時の再現解析は行なわれていない。

そこで本研究では、縮小20層RC造建物試験体の振動台実験を対象に、地震応答時の加振レベルに伴うスリップ性状の進行を再現可能なモデルを構築し、シミュレーション解析を実施する。はじめに、立体フレームモデルを用い

て、梁の履歴特性として武田モデルもしくはスリップモデルを仮定した地震応答解析を行い、加振レベルに応じた実験結果との適合性を評価する。次に、多質点曲げせん断モデルによる地震応答解析を念頭に、各層の層せん断力ーせん断変形に対し、武田モデルとスリップモデルの影響を同時に考慮したモデル（以降、並列型モデル）を構築する。加振レベルに応じて武田モデルとスリップモデルの割合を調整し、6つの主要な加振ケースを対象に地震応答解析によりスリップ挙動の進展を評価できる履歴特性モデルを適用し、その評価精度を検証する。

2. 解析対象実験の概要²⁾

2.1 試験体概要

試験体概要を図-1に示す。試験体は、建物高さ60m、20階建ての超高層RC造建物を想定した、1/4縮尺の20層RC造純ラーメン架構である。平面構造は、1スパンが1625mmの2×3スパンで、階高さ750mm、全高さ15800mm（基礎スタブ高さ800mm）である。部材断面は、柱225mm×225mm、梁150mm×200mm、スラブ厚さ80mmである。主筋にはSD390およびSD490を、補強筋にはSD295AおよびSHD685を用い、コンクリートの設計基準強度はFc30~60N/mm²である。また、柱の軸応力度が実大と同等になるように相似則が設定され、各層に125kNのおもりが設置されている。

2.2 入力地震動

入力地震動は、2011年東北地方太平洋沖地震の際に東京で観測された東京観測波と、南海トラフでの海溝型巨大地震を想定した模擬波の津島波である。上記の2種類の地震波を、相似則に基づいて時間軸を1/2倍したものを基本波とする。加振時の目標レベルは、レベル1、レベ

*1 東京理科大学 創域理工学部建築学科 (学生会員)

*2 東京理科大学 創域理工学部建築学科 助教 博士(工学) (正会員)

*3 東京理科大学 創域理工学部建築学科 教授 博士(工学) (正会員)

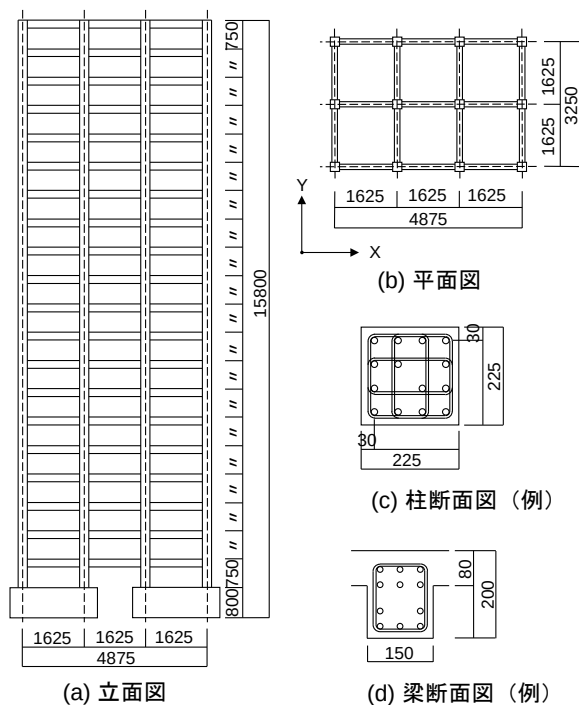


図-1 試験体概要図 (単位 mm)

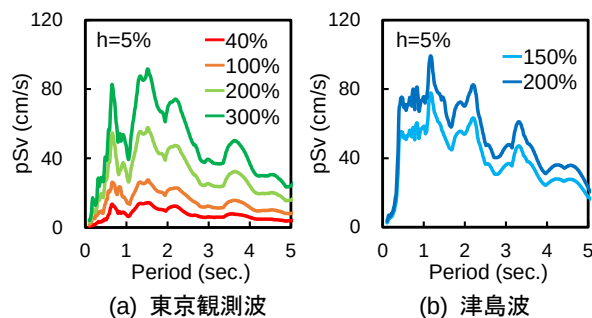


図-2 入力地震動の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

表-1 主要な加振ケース

加振 ケース	設計段階	入力地震動		想定応答 最大層間変形角
		地震波	倍率	
1-3	レベル 1	東京観測波	40%	1/200rad
1-5			100%	
2-2			200%	
2-6	レベル 2	東京観測波	300%	1/100rad
3-2			150%	
3-5	終局	津島波	200%	1/50rad

ル 2, 終局状態の 3 段階が設定され, 基本波を目標レベルに応じて, 加速度を増幅して用いる。入力地震動の主要加振方向 (X 方向) における擬似速度応答スペクトル pS_v ($h=5\%$) を図-2 に示す。また, 実験で行われた主要な加振ケースを表-1 に示す。

3. 実験結果の分析

3.1 層間変位および層せん断力の評価

試験体の各階に最低 2 か所設置された加速度計で計測された時刻歴データから, 各層の層間変位および層せん断力を評価した。変位の算出は文献 9) に従い, 加速度を 2

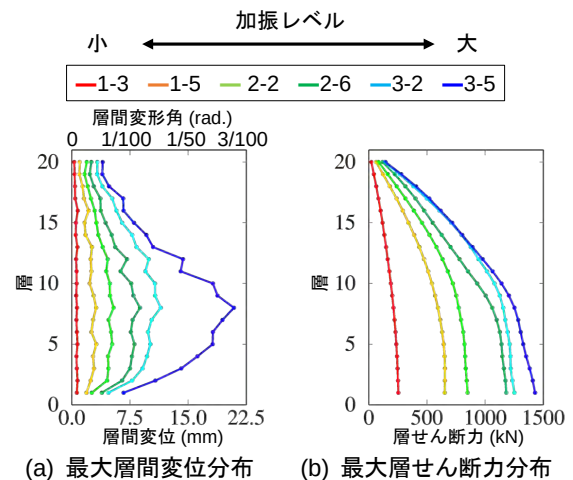


図-3 実験結果に基づく最大応答値分布

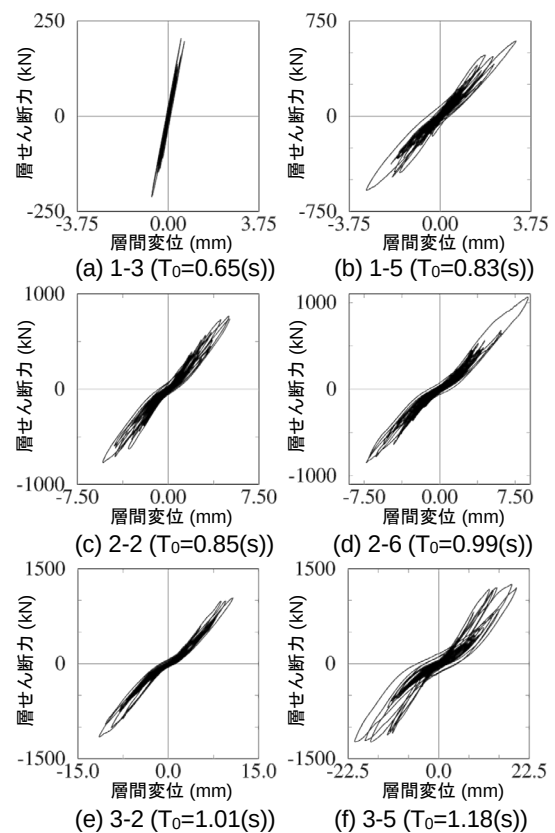


図-4 8 層の層せん断力—層間変位関係 (実験)

階積分し, 長周期成分のノイズによる影響を除くため 0.4Hz 以上のハイパスフィルターを適用した。実験で得られた加速度に層質量を乗じて各層の慣性力を算出し, 上層の慣性力を累算することで層せん断力を算出する。

3.2 最大応答値分布

主要な加振ケースにおける層間変位および層せん断力の最大応答値分布を図-3 に示す。いずれのケースにおいても最大層間変位が 8 層で確認されており, 最大層間変形角はケース 1-5 で 1/200 rad, ケース 2-6 で 1/100 rad を超え, 想定応答と概ね対応している。ケース 3-5 では, 1/35 rad 程度となり, 想定応答の 1/50 rad より大きい応答

がみられた。また、1層の最大層せん断力は、ケース 2-6 で 1000 kN、ケース 3-5 で 1400 kN を超えた。

3.3 層せん断力－層間変位関係

層間変形が最も大きい 8 層における層せん断力－層間変位関係を図-4 に示す。同図には、記録から得られる地震応答時の建物の卓越周期 T_0 を併記した。ケース 2-2 からスリップ型の履歴特性がみられ、試験体の塑性化に伴い、スリップ性状が進展している。終局状態にあるケース 3-5 では、変形が大きく進んでおり、スリップ性状が顕著に表れている。

4. 立体フレームモデルによる地震応答解析

4.1 解析モデルの概要

解析モデルは、文献 2) に基づき、寸法・配筋等を定義し、材料強度は材料試験結果の値を用いた。おもりについては、重量が床全面に均等分布するものと仮定し、積載荷重として設定した。また、スタブはモデル化せず、1 階の柱脚を固定とした。文献 10) に準じて部材の剛性および耐力を設定した。各層を剛床と仮定し、柱梁接合部の剛域の長さは $D/4$ とした。部材モデルは、柱の曲げばねをマルチスプリングモデル、梁の曲げばねを材端弾塑性モデルとし、いずれのせん断ばねも弾性とした。

4.2 梁の終局耐力におけるスラブ協力幅の検討

文献 10) では梁の曲げ降伏耐力を算出する際、スラブ協力幅を $0.1L$ (L : スパン長) とした。一方、本実験を対象とした FEM 解析³⁾から塑性化の進展に伴い、全スパンのスラブ上端筋が架構耐力に寄与することを明らかにしたため、梁の耐力を算出する際全幅 L を用いる必要がある。そこで、本節ではスラブ協力幅を変数とした Pushover 解析を行い、実験結果と比較する。ここで、初期剛性および曲げひび割れ耐力は、スラブ協力幅を $0.1L$ として算出した。解析で得られた最下層の層せん断力－層間変位関係と実験結果の比較を図-5 に示す。スラブ協力幅を $0.1L$ としたモデルでは、終局時の耐力が実験結果に比べて過小評価となっている。一方で、全幅 L を用いたモデルの解析結果が実験結果と概ね一致しており、終局時の耐力を良好に評価できた。以上より、以後の地震応答解析では、スラブ協力幅を全幅 L としたモデルを利用する。

4.3 梁の履歴特性の検討

3.3 節より、大振幅応答時にはスリップ型の履歴特性が確認されたものの、小振幅の加振ケースにおいてはスリップ挙動が見られないことを確認した。そこで、スリップ挙動の考慮に着目して梁の履歴特性について、スリップ性状が考慮されていない武田モデル⁹⁾、考慮するトリリニアスリップモデル（以降、スリップモデル）の 2 種類のモデルを用いて地震応答解析を行い、履歴モデルが応答に及ぼす影響を調べる。履歴モデルの概要図を図-6 に

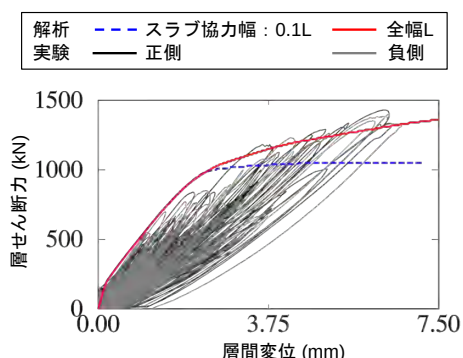


図-5 Pushover 解析結果と実験結果の比較(1 層)

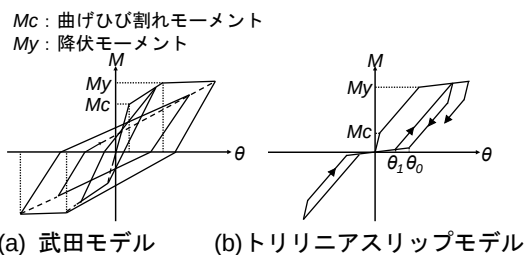


図-6 履歴モデルの概要図

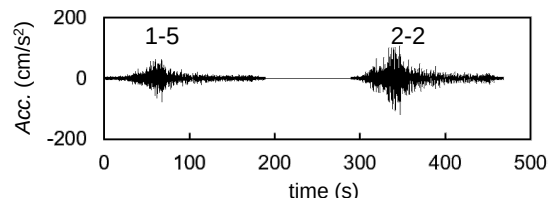


図-7 地震応答解析用入力地震動（ケース 2-2）

示す。ひび割れおよび降伏を考慮したスリップモデルのスリップ係数 p は θ_1/θ_0 より与えられる。ここで、 θ_1 : 載荷時、スリップ終了時点の回転角、 θ_0 : 除荷時、原点指向開始時点の回転角である。文献 4) では、ケース 3-5 の地震応答解析で、 $p=0.8$ とした際に実験結果を良好に評価したことからこの値を用いる。なお、次節以降、梁の履歴特性を武田モデルとしたものを Takeda Model、スリップモデルとしたものを Slip Model と表記する。

4.4 地震応答解析条件

表 1 に示した主要な 6 ケースについて、地震応答解析を行う。実験では、加振実験の進行に伴い、固有周期の伸びが確認されており²⁾、前の加振ケースの地震による応答が履歴に及ぼす影響を考慮する必要がある。そこで、本研究では 2 連続波の入力地震波による解析を行う。ここでは、解析するケースの入力地震動の前に、1 つ前の加振ケースの入力地震動および 100 秒間の加速度 0 を付加したデータを用いる。ケース 3-5 の応答解析を行う場合のみ、ケース 2-6 の最大加速度がケース 3-2 の最大加速度よりも大きいことから、ケース 2-6 およびケース 3-2 を付加したものを用いる。一例として、ケース 2-2 を解析する際の加速度波形を図-7 に示す。また、地震応答解析における減衰は、弾性 1 次固有周期に対して 2% の瞬間剛性比例型とする。解析時間刻みを $1/2000$ s とする。

4.5 解析結果と実験結果の比較

8層の層せん断力－層間変位関係を図－8に示す。なお、同図には、ケース1-5、2-6および3-5の3ケースを示す。Takeda Modelでは、小振幅の加振ケースでは、履歴性状が実験結果と概ね一致した。一方で、大振幅のケースではスリップ挙動を評価できず、履歴性状が実験結果と一致しなかったことに加え、層間変位の過小評価が顕著にみられた。Slip Modelでは、ケース3-5のスリップ性状は一致したが、小振幅のケースではスリップ性状が一致しておらず、変形が過大評価となった。また、Takeda ModelおよびSlip Modelともに、ケース3-5で層せん断力の最大値が概ね一致していることから、梁の曲げ降伏耐力におけるスラブ協力幅を全幅Lとして算出することで、終局耐力の上昇を良好に評価できることを確認した。

5. 並列型モデルを取り入れた多質点曲げせん断モデルに基づく地震応答の再現解析

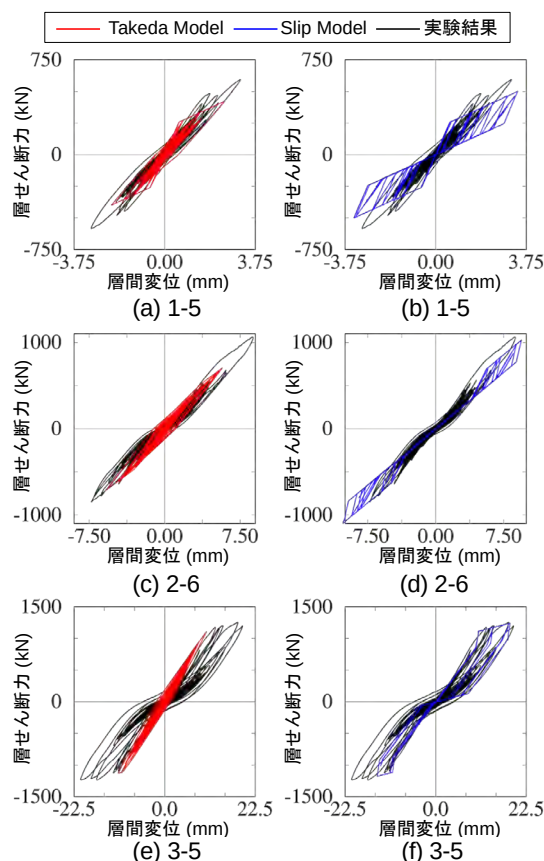
5.1 せん断成分を評価するための並列型モデルの概要

前章ではスリップ挙動の考慮の有無が地震応答に及ぼす影響を検討した。大振幅の加振ケースでは、スリップモデルを用いることで塑性化が大きく進展した時の応答を精度よく評価できることを確認した。一方で、振幅が小さい加振ケースでは、スリップ挙動を考慮することで応答変形が過大評価となり、武田モデルの方がより良好に評価できることを確認した。そこで、本章では履歴特性を武田モデルとスリップモデルの並列型とし、加振レベルに応じて、各モデルの割合を変化させることで、スリップ性状の進展を評価した。ここでは、並列型モデルを取り入れやすい多質点曲げせん断モデルを構築し、せん断変形成分にその影響を反映させた。図－9に並列型モデルの概略図を示す。

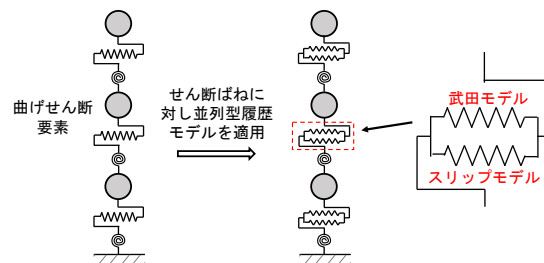
梁の終局耐力の算出について、スラブ協力幅をスパン長さ全幅L、梁の履歴特性を武田モデルとしたフレームモデルについて、Pushover解析を行った。曲げせん断変形分離を行い、各層曲げ成分は弾性、せん断成分はトリリニア型の復元力特性をもつ多質点曲げせん断モデルを構築する。この多質点曲げせん断モデルのせん断成分の履歴特性を並列型モデルとし、設定した各モデルの割合に応じて、剛性、変形および層せん断力を算出する。

5.2 加振ケースに応じた並列型モデルの設定

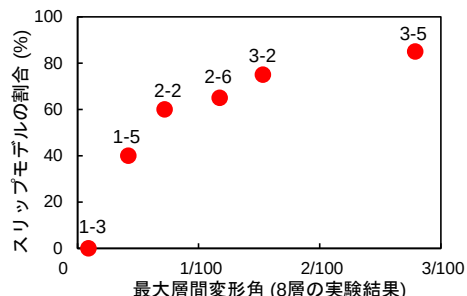
各加振ケースについて2連続波もしくは3連続波の入力地震波を用いて、並列型モデルのスリップモデルの割合を変数とした地震応答解析を行い、実験結果で得られた最大層間変位分布を精度よく再現できる割合を特定した。その結果、並列型モデルのスリップモデルの割合をケース1-3で0%、1-5で40%、2-2で60%、2-6で65%、3-2で75%、3-5で85%として設定し、実験での8層の最大層間変形角との関係を図－10に示す。ここでは、地震応答解析



図－8 立体フレーム解析に基づく8層の層せん断力－層間変位関係



図－9 せん断成分の履歴特性の並列化



図－10 スリップモデルの割合の設定

条件は4.4節と同様とし、武田モデルとスリップモデルの割合は全層一定として設定する。

5.3 実験の再現解析

5.2節で示した2連続波もしくは3連続波の入力地震波を用いた地震応答解析により、特定したスリップモデルの割合における各加振ケースの解析結果を示す。

層間変位および層せん断力の最大応答分布を、実験結

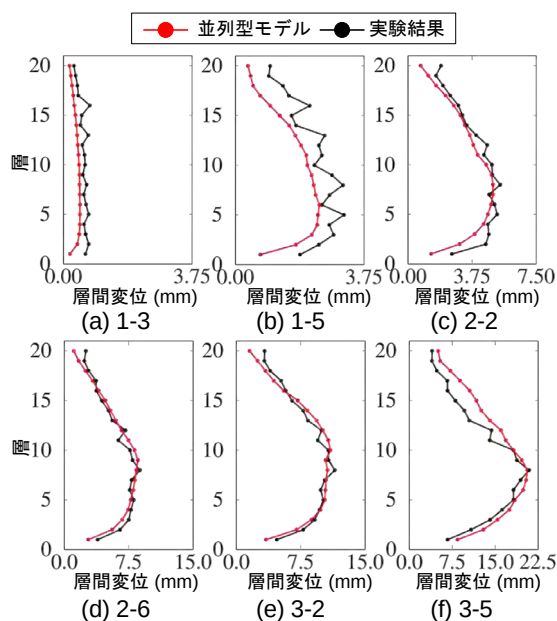


図-11 並列型モデルに基づく最大層間変位分布

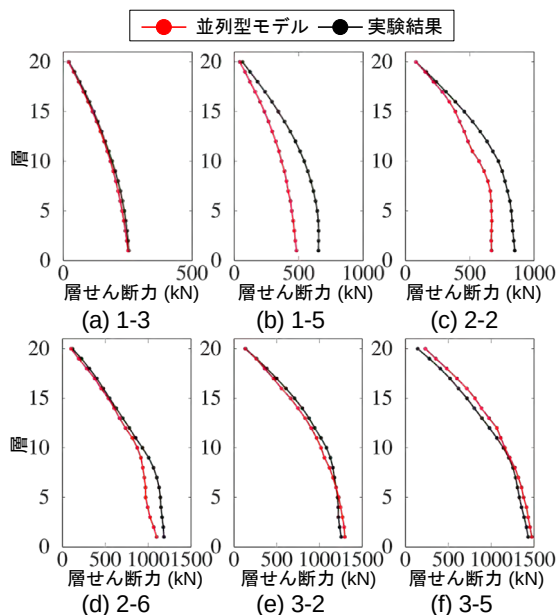


図-12 並列型モデルに基づく最大層せん断力分布

果と比較して図-11 および図-12 に示す。いずれの加振ケースにおいても、層間変位分布は概ね良好に再現されている。特に、4.4 節で実験結果との誤差が見られたケース 2-6 についても、実験結果を精度よく評価した。層せん断力についても概ね再現できたが、ケース 1-5 および 2-2 において、解析結果が実験結果に対して過小評価となった。

8 層の層せん断力—層間変位関係を図-13 に示す。いずれの加振ケースにおいても、解析結果と実験結果の履歴性状が概ね一致する結果が得られ、スリップ化の進展を良好に評価できた。また、ケース 3-5 における 3 層および 15 層の層せん断力—層間変位関係を図-14 に示す。3 層では 8 層同様に、解析結果と実験結果の履歴性状が一致しており、下層部のスリップ性状は概ね再現できた。一方、

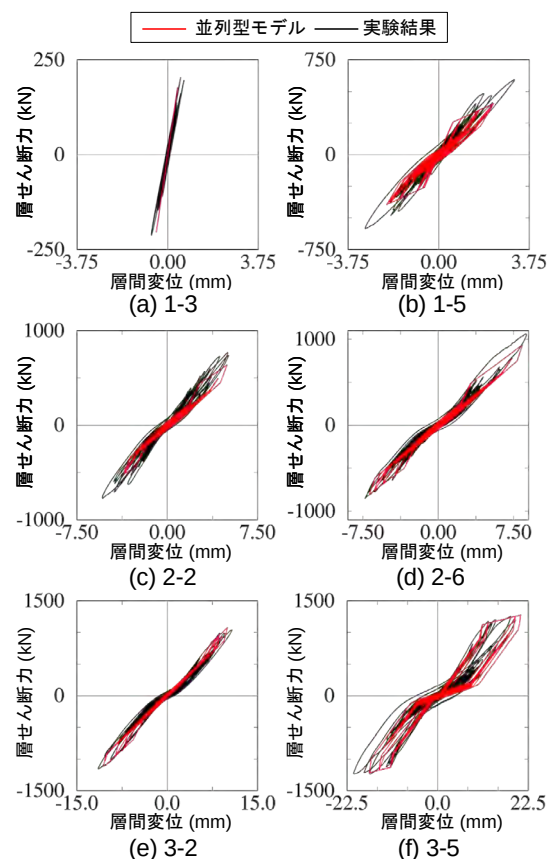


図-13 並列型モデルに基づく 8 層の層せん断力—層間変位関係

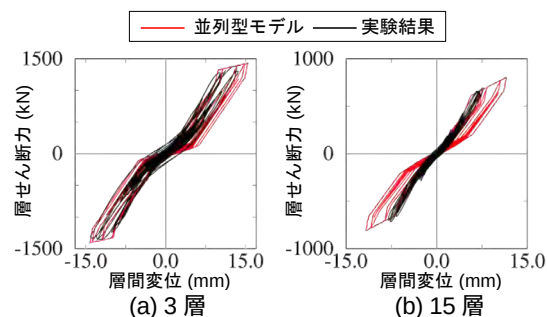


図-14 並列型モデルに基づく 3 層および 15 層の層せん断力—層間変位関係（ケース 3-5）

15 層では解析結果のスリップ性状が実験結果に比べ、過大評価する傾向があった。これは本モデルでは、加振レベルに応じて各履歴モデルの割合を全層一定とし、層ごとのスリップ化の進展具合を考慮していないことに起因する。

6 層（7 階）および 20 層（R 階）の床応答スペクトルを実験結果と比較して図-15 に示す。解析結果では、ケース 1-3 および 2-2 において卓越周期のずれが多少みられたが、その他の加振ケースにおいては 1 次固有周期および 2 次固有周期ともに実験結果と概ね一致した。特に、ケース 2-6 から 3-5 では実験結果の卓越周期と精度よく一致しており、入力動レベルの増大に伴う建物の長周期化の傾向を概ね良好に再現できた。

なお、武田モデルあるいはスリップモデル単独の多質点

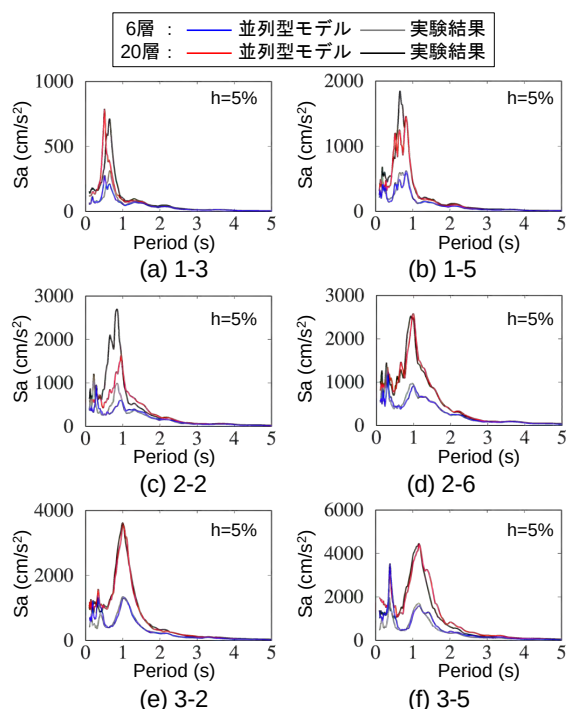


図-15 並列型モデルに基づく
6層および20層の床応答スペクトル

曲げせん断モデルによる解析結果は、4章で示した立体フレームモデルと同様の傾向がみられた。

6. まとめ

本研究では縮小20層RC造建物試験体の振動台実験²⁾を対象に、地震応答時の加振レベルに伴うスリップ性状の進行を再現可能な並列型モデルを構築し、再現解析を実施した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 立体フレームモデルによる地震応答解析では、梁の履歴特性を武田モデルとした場合において、大振幅時のスリップ型の履歴特性を評価できず、最大層間変位が過小評価となった。スリップ挙動を考慮した履歴モデルを用いることで、終局時のスリップ型の履歴特性を概ね良好に評価できたが、小振幅の加振ケースにおける変形が過大評価となった。
- 2) 層の履歴特性として武田モデルとスリップモデルの並列型モデルを取り入れた多質点曲げせん断モデルにより、地震応答の再現解析を実施した。スリップモデルの割合を加振レベルに応じて0%~85%に変化させた。この結果、6つの主要な加振ケースについて層間変位と層せん断力の最大値分布が概ね良好に再現されるとともに、加振レベルの増大に伴い、スリップ性状が進展する特性を良好に評価することができた。

また、本研究で提案した並列型モデルでは、全ての層に対して加振レベルに応じて、各履歴モデルの割合は同様とした。一方、層ごとのスリップ化の進展具合が異なる可能

性があるため、この点については今後の課題としたい。

謝辞：本研究における縮小20層RC造建物試験体の振動実験データは、国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」¹¹⁾より入手いたしました。本研究を進めるにあたり、鴻池組技術研究所・森清宣貴博士よりご助言いただきました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 肥田剛典, 永野正行: アンケート調査と強震記録に基づく2011年東北地方太平洋沖地震時における超高層集合住宅の室内被害不安定と行動難度および家具の転倒率の検討, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.677, pp.1065-1072, 2012.7
- 2) 杉本訓祥, 勝俣英雄, 三輪田吾郎, 福山洋: 縮小20層RC造建物試験体の震動実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.325-330, 2013.7
- 3) 米澤健次, 杉本訓祥ほか: 縮小20層RC造建物試験体の震動実験に対する3次元FEM解析-加工耐力に対する梁に生じる軸力とスラブの効果-, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.253-258, 2014.7
- 4) 豊田真士, 倉本洋ほか: 長周期地震動を受ける20層RC造フレームの地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.702, pp.1167-1174, 2014.8
- 5) 楠原文雄, 金秀禧, 塩原等: 接合部降伏する鉄筋コンクリート造骨組の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.686, pp.847-855, 2013.4
- 6) Shirai, K. et al.: Evaluation of response, damage, and repair cost of reinforced concrete super high-rise buildings subjected to large-amplitude earthquakes, Japan Architectural Review, Vol.7, Issue1, e12418, Dec.2023
- 7) 栗栖藍子, 谷翼ほか: 繰返し大変形を受けるRC造建物の履歴特性変化の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, 21033, pp.65-66, 2023.9
- 8) Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N.N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proceedings of the ASCE, ST12, pp.2557-2573, Dec.1970
- 9) 杉本訓祥ほか: 縮小20層RC造建物試験体の長周期地震動による震動実験, その4各層の応答性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.659-660, 2013.8
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2018.12
- 11) 国立研究開発法人防災科学技術研究所「E-Defense 実験データアーカイブ (ASEBI)」<https://asebi.bosai.go.jp/> 課題名「長周期地震動に対するRC造建築物の安全性検証方法に関する検討」(閲覧日:2023年5月7日)