

第 10 章

結論

10.1 まとめと今後の課題

10.1.1 継続使用性に関するヒアリング調査

熊本地震によって被災した庁舎を対象にして、地震後の建築物の継続使用性の判断に関する実態把握を目的としたヒアリング調査を実施した。その結果、以下の結論を得た。

- 旧耐震基準によって建設された庁舎が、未改修のものは6事例あった。そのうち、本震後に継続使用しなかった事例が3棟みられた。これらは、耐震診断の結果がNGで耐震改修が実施できなかったこと、新庁舎建設の計画があったこと等が理由であった。
- 旧耐震の庁舎のうち、耐震改修済みのものは3事例あったが、そのうち2例は、部分的に立入り制限を行い継続使用した。しかし残りの1棟は継続使用できない期間があったものの約半月後に業務を再開できたことから、耐震改修がなされている庁舎の継続使用性がある程度確保できていることが分かる。
- 新耐震基準によって建設された建築物は10事例あった。これらの庁舎はいずれも、本震後に施設全体を立入禁止にせず継続使用できているが、部分的に使用制限された箇所もあった。これらは図2.2.1.1で提案した継続使用性判定フローの妥当性を確認するものであった。
- 発災直後の段階での継続使用性判断の課題として、応急危険度判定の円滑な実施が難しい状況（判定可能な人材の確保が難しいなど）が複数の庁舎で確認された。

10.1.2 建築物 A

熊本県益城町にあるRC造5階建て庁舎建物を対象に、建物のモデル化を行い、解析結果と実被害の比較を行い、以下の結論を得た。

- 基本モデルと接合部耐力考慮モデル01の比較から、接合部耐力を考慮したモデルの最大応答は基本モデルに対して5倍程度大きく、特に3層でその影響が大きいことから、本建築物における接合部耐力が最大応答に与える影響の大きさを確認できる。
- 接合部耐力考慮モデル01と02の比較から、変動軸力を考慮したモデル02の応答が大幅に増加し、特に3層では1.6倍以上増加していることから、本建築物における変動軸力が最大応答に与える影響の大きさを確認できる。
- 動的解析結果と実被害状況との比較より、接合部耐力考慮モデル02の各層最大層間変形角を見ると損傷の激しい3層で $1/25\text{rad}$ 近い応答を確認できる。実被害においても目視で確認できる程度の大きな残留変形があり、3層部分が大きく変形する傾向を概ね捉えられている。また、ヒンジ状態図の比較より、被害の大きかったYa2構面は実損傷と整合性が確認でき、本モデルが実被害の特徴を概ね捉えているものと思われる。

10.1.3 建築物 B

熊本県熊本市にあるピロティ形式のRC造10階建て共同住宅を対象に、地震被害が大きかった梁間方向を対象に有限要素解析を用いた被害要因の分析を行い、以下の結論を得た。

- 1階ピロティ柱の顕著な損傷や、2階梁の端部損傷およびスパン中央の大きなたわみといった実被害を概ね良好に再現することができた。1階柱の破壊性状の差は、せん断補強筋量の差が一因として考えられる。また、2階柱梁端部では、1階層間変形角 $1/200\text{rad}$ 時点で軸力比0.30程度の圧縮軸力が作用し、逆方向の载荷では早期に梁主筋が引張降伏したことから、実被害のような梁端損傷が生じやすい状況にあることを示した。

- 2階枠梁の断面形状と2階壁縦筋量がピロティ架構の耐力向上に与える影響が大きいことを示した。例えば、2階枠梁を剛としたモデルでは最大耐力が元の架構の1.26倍となった。
- 現行の技術基準解説書に記載されているピロティ柱の設計法に示される、引張側柱の軸力制限、せん断力に対する保証設計、全主筋の中子筋拘束について検討を行った結果、引張側柱の軸力制限以外は満足しなかった。

なお、本検討では議論できなかったが、立体架構を対象とした解析を行い、1階壁の損傷に基づくねじれ応答の励起や想定する外力分布の違いが崩壊メカニズムや部材に発生する応力に及ぼす影響についても今後明らかにする必要がある。

10.1.4 建築物C

1995年以降に新耐震基準で建設され、熊本地震にて1層崩壊を起こした4層鉄筋コンクリート造ピロティ形式の共同住宅を対象に、部材の損傷を再現できるモデル化を行った。具体的には、壁のモデル化の違いによる影響、梁が付随しないスラブのモデル化の違いによる影響を検討した。対象建物の耐震スリットの情報が設計図書からは十分に読み取れなかったことから、2方スリットと3方スリットのそれぞれで壁のモデル化を行った。さらに、この建物は5つの棟が2階以上でスラブのみにより連結されており、そのスラブが建物応答に与える影響が定かでないため、5つの棟をピン梁およびスラブのみで繋いだ連棟モデルを構築した。また、ピロティ階に対して、現在推奨されているピロティの設計方法に基づく検討も行った。その結果、以下の結論を得た。

(1) 壁のモデル化の違いが応答に与える影響

連棟モデルを対象とした静的増分解析より、桁行方向を純ラーメン架構としたモデル1と桁行方向の構面に3方スリットを有する壁を想定したモデル3を比較すると、モデル3の1層のせん断力がモデル1に比べて1.1倍大きく、1層の変形集中は確認できない。また、桁行方向の構面に2方スリットを有する壁を想定したモデル2では、1層のせん断力がモデル1に比べて1.15倍大きく、壁がある2階以上の水平剛性が高いことで1層に変形が集中する結果が得られた。

(2) 梁が付随しないスラブのモデル化の違いが応答に与える影響

(a) 建物全体のモデル化の違い

連棟モデルおよび分棟モデルを対象とした静的増分解析では、桁行方向の構面に2方スリットを有し、かつ各棟をピン梁で接合したモデル2の解析で得られたせん断力を用いて棟ごとのせん断力を算定する。一方、建物を5棟の別々の建物とみなした分棟モデル4-1、4-2、4-3の各せん断力と比較した結果、1層の層せん断力がいずれの棟においても算定値とおおよそ一致したことから、建物全体のモデル化の違いの影響はほぼ見られなかった。

連棟モデルおよび分棟モデルを対象とした動的応答解析では、連棟モデルに対して各分棟モデルの桁行方向の最大応答変形はほぼ同じ程度であった。梁間方向の1層は、分棟モデル4-1(X1-2構面)、4-2(X3-4構面)、4-3(X5-7構面)の最大応答層間変形角がそれぞれ0.04(rad.)、0.05(rad.)、0.08(rad.)で、連棟モデルが0.07(rad.)であったことから、モデル4-3の最大応答が建物全体の最大応答に与える影響がやや大きかったものと推察できる。

(b) 連棟モデルにおけるモデル化の違い

5棟をピン梁または梁が付随しないスラブで繋いだモデルの静的増分解析結果では、各層の層せん断力がおおよそ同じであったという結果が得られたことから、梁が付随しないスラブが建物応答に与える影響は極僅かであることを示した。一方、動的応答解析結果においては、層間変形角がおおよそ同じで

あったという結果が得られたことから、梁が付随しないスラブが建物応答に与える影響は極僅かであることを示した。以上のことから、連棟モデルにおけるモデル化の違いが応答に与える影響は小さいと考えられる。

(3) 実被害と連棟モデルとの比較

(a) モデルの妥当性の確認および耐震スリットの設計条件の推定

本検討における被害調査による部材損傷度判定結果^[5-1]との比較は、動的応答解析により得られた部材の塑性率を用いて部材の損傷ランクに分類することで行った。その結果、モデル2の部材ごとの破壊の大小関係が損傷度判定結果^[5-1]と概ね一致しており、耐震スリットが設置されていたとすれば、2方スリット相当であったものと推察でき、モデル2は部材の損傷を再現するモデルとして概ね妥当であることを確認した。ここで、損傷度は塑性率により定められているわけではないが、被災度区分判定基準^[5-2]によると、曲げ部材では塑性率1前後が損傷度Ⅱ、最大耐力までが損傷度Ⅲ、最大耐力の2割減程度までが損傷度Ⅳ、それ以降がⅤとしており、本検討では部材ごとの破壊の大小関係に関しては実被害と概ね一致したものの、塑性率を用いた部材損傷度の定義は、今後さらに検討する必要がある。

(b) 階段が応答に与える影響

本建物は被害状況から階段部分が地震の際に水平力を負担していたことが推測されるが、本検討におけるモデル化では当該階段部分を考慮していない。結果として、本検討で構築したモデル2の妥当性は概ね確認できたが、損傷をより精度よく再現できるモデルを構築するためには、階段部分の適切な考慮が必要と考えられる。

(4) 現行基準におけるピロティ構造に求められる耐震性能

梁間方向に対して現行基準に準拠するようピロティ階の配らの断面配筋を決定した後、静的増分解析を行ったところ、ベースシア係数が0.50を超えて柱の破壊モードが曲げ破壊先行となった。当該軸力を勘案し算定した柱の終局曲げモーメントは2516kN・mとなった。1階柱部材以外のモデル化条件が同じ被害を受けたモデル1と比較すると、1階の層せん断力はモデル1の3.7倍と耐力が大きく向上した。次に、動的応答解析を行ったところ、1層の最大層間変形角が、前震ではモデル1の0.5倍、本震では0.15倍と大きく変形を抑えていることが分かる。

現在推奨されているピロティの設計方法を基にピロティ階の部材の検討を行った結果、主筋はSD345-D22からSD490-D25、せん断補強筋はSD295-D13からSBPD1275-U12.6となり、寸法は650×650から925×925となり、部材性状は非常に大きくなる結果となった。耐力が向上し変形を大きく抑えられた一方で、現在推奨されているピロティの設計方法を満たす場合、実施工での困難さや2階の柱断面との大きな乖離によって別の被害が発生することについても考慮する必要がある。ピロティ形式の建物は需要が高く、今後もピロティ形式の建物は数多く建てられることが想定されることから、合理的な部材断面としつつ地震後の継続使用性を確保できる設計法の検討が必要と考えられる。

10.1.5 建築物D

熊本県熊本市にある11階建てコンクリート系共同住宅を対象に、実被害を再現できる建物のモデル化の構築を行い、非耐力壁や杭の損傷分析を行った。また、室内の被害状況やモニタリング需要意識に及ぼしている影響を確認するため、居住者を対象にアンケート調査を行った。その結果、以下の知見を得た。

(1) 非耐力壁に関する分析

建物D-1において、部材の剛域を壁フェイス位置、部材の耐力低下を考慮しないモデルの挙動から判

断するに、地表面地震動の約50%の入力地震動、減衰3~4%程度であった可能性を確認した。また、部材の剛域を壁フェイス位置から低減したモデルの挙動から判断するに、部材の耐力低下の有無に関わらず、地表面地震動の約60%の入力地震動、減衰4~5%程度であった可能性を確認した。特に、部材の耐力低下を考慮したモデルは、各階の被害分布が実被害に近いものとなった。

建物D-2において、入力地震動をパラメータとした時刻歴応答解析を行い、方立壁部材の破壊モードと被害調査結果図との比較から損傷状態の比較を行い、建物への入力地震動は地表面地震動の約80%、減衰約10%と推定した。また、有限要素法解析による主応力分布とひび割れ形状図を比較し、主応力は概ねひび割れ形状図に沿った応力分布を示すことを確認した。せん断破壊性状を示した方立壁の実験値の軸力比と部材角について解析値との比較を行い、方立壁に入力されている軸力比が0.15程度であることを推定した。

(2) 杭に関する分析

引張側（隅柱部）で曲げ終局状態を超えていることを確認した。またせん断力に対する検討では、許容応力度を超えていたが、終局せん断耐力を超えていないことを確認した。

(3) アンケート調査

各損傷度より住戸内壁、外壁、出入りドアサッシ、室内ドア引き戸の順に損傷が発生していたことを確認した。一方、生活への支障について、住戸内壁と出入りドアサッシについて心配する人がいたが、外壁、室内ドア引き戸について心配する人はほとんどいなかった。どの部位においても、修繕費用に対する心配は小さかった。これは、対象建物が公営住宅であることから修繕費用の負担がないためと考えられる。ヘルスマonitoring技術に対する需要では、大地震後に避難すべきかの情報が最も必要とされていることを確認した。

10.1.6 建築物E

2016年に発生した熊本地震によって被災した庁舎を対象に、建築物が地震によって受けた被害の調査を行った。また、受けた被害についての被害分析を行った。以下に得られた知見を示す。

(1) 建築物が受けた被害調査結果について

建築物の上部構造について仕上げ材や天井が除去された状態で、従来の被災度区分判定の手法を用いた被害調査を行った結果、桁行方向中構面の両側柱付き耐震壁の損傷が大きく、損傷度ⅢまたはⅣの損傷であった。被災度は1Fの長手方向の判定によって大破となった。一方、仕上げ材や天井が除去される前の判定では、長手方向の両側耐震壁の損傷が仕上げ材によって隠されてしまい、損傷度が小さくなり、結果として被災度が中破と判定されることもわかった。

また上部構造の被害調査は従来の被災度区分判定の手法以外の方法を用いて被害の調査を行った。一つ目は、コンクリート構造部材の詳細な目視調査を実施し、それらの計測結果と従来の計測結果の違いについて示した。二つ目は、高解像度カメラで撮影された情報を用いて、コンクリート構造部材の損傷を目視調査と比較したところ、コンクリートの浮きについては目視で調査した結果よりの確かな調査ができる可能性があることを示し、かつ浮きや剥落は3次元情報として分析できることを示した。三つ目は、3次元レーザースキャナーを用いて計測した結果、建物全体の傾斜や床面の沈下性状並びに柱部材の傾斜・沈下性状を示した。

建築物の基礎構造の被害調査を行った結果、北側構面杭の杭頭部の被害は少ないが、南側構面杭の杭頭部の被害が大きくなっていることがわかった。また、杭は全て傾斜しており、特に東西方向にはほとんど西側方向に傾いていた。杭の傾斜角が大きいことから杭中間部で何らかの被害が発生していること

が推測できる。また、基礎フーチングの相対沈下量の計測から、北方向に向かって大きく傾いていることがわかった。以上より、対象建築物の基礎構造は杭の被害（杭頭部または杭中間部）が原因で、北方向に向かって大きく傾いたということが分かった。

(2) 建築物が受けた被害の被害分析の結果について

微動調査の結果、被災建物の固有周波数は4Hz前後であり、一貫計算プログラムによる弾性時の固有周期と概ね整合する値となった。また、建物屋上 / 地盤のスペクトル比のピークは、建物屋上 / 建物1Fのスペクトル比のピークよりも顕著に低周波数側に移行しており、このことから地盤と建物1Fが別々の動きをしていることが分かる。

Ai分布に基づく外力分布を用いた静的荷重増分解析より得られた復元力特性を用いた上部構造モデルと、その耐力および剛性を2倍とした上部構造モデルへの1F床観測波の入力による応答結果と被害状況の比較から、建物の耐力や剛性は、静的荷重増分解析結果より得られるものよりも高い可能性を示唆した。この要因としては、杭頭の破損や軟弱地盤により外力分布がAi分布よりも等分布に近かった可能性、梁に寄与するスラブの剛性や耐力が大きいこと、鉄筋の降伏点が規格値の1.1倍よりも高いこと、せん断耐力式の精度等が考えられる。

また微動観測から推定したスウェイばねを考慮した応答結果では、弾性のスウェイばねとダッシュポットを用いたことから、地盤の応答変位が小さく、杭頭破損や表層軟弱地盤による建物と杭・地盤との大きな相対変形は再現できなかった。そこで、建物と杭・地盤との間に杭頭破損や表層地盤変形を考慮できる剛塑性バネを直列配置した結果、杭頭部の大変形を予測できる可能性を示した。また、この時の剛塑性バネの終局強度は、建物重量の半分以上の強度であることが推測された。

杭基礎の被害分析のため、杭頭の埋込み長さを考慮した杭頭固定度や建物東西の地盤条件の違いを考慮した地盤変形を与えて非線形静的増分解析を実施した。前震時の慣性力を上部構造の保有水平耐力の70%、本震は保有水平耐力相当と設定して段階的に解析し、前震により西側の杭頭固定度の高い杭の杭頭部の曲げ破壊が先行し、引き続き本震により建物全体で杭中間部の曲げ破壊または杭頭のせん断破壊に至るといった結果が得られ、本震後の被害傾向を概ね説明できた。ただし、慣性力の評価や前震後の杭の状況については、応答解析結果との対応が一致しておらず課題が残されている。なお、地震後の建物の傾斜は既存建物下の既製コンクリート杭と補強部の鋼管杭の破壊後の軸力保持能力の違いに起因すると思われる。

10.1.7 建築物F

熊本県益城町に位置している実際に被災したRC造庁舎建物を対象に、ドローンを用いて被災調査を行い、人間の目視による損傷調査とドローンによる損傷調査を実施し、損傷状況の視認性の比較や、ドローンでの調査可能範囲の確認などを行い、以下の結論を得た。

- 人間の目視とドローンにより撮影された画像により被災度区分判定結果の比較を行った。その結果、純ラーメンのような建物で柱部材の軽微な曲げひび割れが多い建物であれば、双方による耐震性能残存率の結果に大きな差異はなく、ドローンによる被災度区分判定に有効であると言える。一方、建物内部に脆性破壊する耐震壁が多い建物では双方による耐震性能残存率の算定に大きな差異が生じることも考えられる。本調査建築物では、双方による被災度区分判定結果は変わらなかったが、耐震性能残存率の値が被災度区分の境界付近の建物では変わる可能性も考えられるため、ドローンによる被災度区分判定を行う場合は建物の構造形式をあらかじめ考慮する必要がある。
- ドローンによるひび割れ幅評価を行った結果、1億画素カメラでは、撮影距離5mでは良好にひび

割れ幅を評価できるものと、精度が低い評価となるものがあった。撮影距離が 10m よりも大きくなると幅が小さいひび割れでは汎用ソフトによるひび割れの自動検出が不可能となったり、評価精度が低くなったりした。撮影距離 5m 程度までドローンを飛行させることができる建物であれば、ドローンはひび割れ幅評価にある程度有効であるが、精度が低い場合もあるため留意する必要がある。より撮影距離を近づける、より高性能なカメラを使用することなどによる評価精度の向上が今後の検討課題である。

- 耐震補強によって増設されていた鉄骨ブレースをドローンにより空撮した。その結果、塗装が剥離した痕跡などの大まかな損傷状況を確認することができた。人間による調査では、2 階以上の高層階の損傷状況を確認することが難しいが、ドローンの空撮ではそれが可能になるため、高層建物の応急危険度判定にも有効であると考えられる。

10.1.8 建築物 G

旧耐震基準に建設され、熊本地震にて局部崩壊を起こした 5 層鉄筋コンクリート造の庁舎建物を対象に検討を行い、以下の知見が得られた。

局部崩壊が見られた西側構面の柱梁接合部の設計は次の通りであった。

- 柱梁接合部のせん断余裕度の値は 1.35 から 6.15 であり主筋の強度が規格降伏点より 30%高かったことを考慮してもすべて 1.0 以上で現行規定を満たすレベルにあった。
- 折り曲げ定着に関する定着余裕度は、1.54 から 2.40 となり梁主筋の付着に関しても、すべて現行規準を満たしていた。
- 柱梁接合部内の横補強筋量に関しては、9mm の丸鋼の帯筋が 240mm 間隔で配置され、横補強筋比では 0.07%から 0.1%の値となり、RC 規準の最小規定である 0.2%を下回っていた。
- 柱梁強度比は、十字形柱梁接合部では 2 階床から上に向かって、1.09, 0.97, 1.04, 0.84 と 1.0 に近かった。
- 柱梁接合部への変形の集中により 4 層目柱の上下の十字形柱梁接合部でコンクリートが脱落して、接合部にかかる鉛直荷重を主筋のみで支えることとなり、主筋が座屈に至ったものと予想される
- コアコンクリートの脱落の後、主筋のみで軸力を負担するとした場合、4 階と 5 階で主筋の圧縮応力度は降伏点の 0.68, 0.41 であり、横補強筋 2 段の拘束が失われると主筋の座屈長さが大きくなり自重のみで座屈するレベルであった。
- 上界定理に基づいた降伏線理論によれば、柱梁接合部が負担する軸力を失った時の当該鉛直力支持の代替機構（スラブ・梁）は崩壊機構に達するものと予想され、被害状況と符合する。
- 接合部破壊した接合部の柱梁強度比は 1.0 に近く、接合部横補強筋比は 0.2%未満で、接合部降伏破壊は考慮されていない設計であった。RC ラーメンにおいては靱性架構として柱や梁の脆性的な防止するのみならず、柱梁接合部が接合部降伏による接合部の破壊を防止し、軸力が高い場合には、柱梁接合部の横補強筋を増やし、特定層への変形集中を抑制し、確実にコアコンクリートの脱落を防ぐ必要がある。
- 変動軸力による大きな影響は見られなかった。一方で、接合部耐力を考慮することで、4~5 層で約 1/20(rad.)の応答を確認でき、局部破壊を概ね再現することができる。