

論文 2016 年熊本地震時の観測記録を用いた 8 層鉄筋コンクリート造平面骨組の地震応答解析

小林 楓子^{*1}・楠原 文雄^{*2}・塩原 等^{*3}

要旨:2016 年熊本地震の K-NET 益城の記録の前震と本震を入力とする無限均等 8 層鉄筋コンクリート造ラーメンから柱 1 本を取り出した魚骨形平面設計骨組 6 ケースの非線形時刻歴地震応答解析について述べる。柱梁接合部はマクロエレメントでモデル化する。接合部横補強筋量が梁主筋量の 60%, かつ柱梁強度比が 1.5 以上の 2 ケースは全体崩壊型となり, 本震応答値は前震入力時より若干増加したものの, 最大層間変形角で 3%程度となった。残りのケースでは, 前震入力で柱梁接合部が接合部降伏して層崩壊型となり, 初期剛性が低下して固有周期が伸び, 本震入力では高次モードで共振して最大層間変形角が 6%程度にまで増大した。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 柱梁接合部, マクロエレメント, 非線形地震応答解析

1. はじめに

梁降伏型に設計される鉄筋コンクリート造骨組では柱梁強度比と接合部横補強筋量により, 「接合部降伏」¹⁾ が起こり計算上の梁曲げ強度が得られないことがある。その場合, 履歴減衰性能の低下が地震応答の増大を引き起こすばかりか, 特定層への変形集中と架構の不安定化を引き起こす²⁾。従って, 接合部降伏する柱梁接合部を含む鉄筋コンクリート造骨組の多層架構としての多数の繰り返しによる応答の増大現象の解明が重要とされている。

筆者らによる既往の検討では, 地震動 1 回目の入力で最大層間変形角 1.5%以上を経験した場合には, 2 回目の入力が 1 回目より小さくてもさらに応答変形が増大する可能性があることを報告している³⁾。一方, 柱梁強度比と接合部横補強筋量を大きくすることにより接合部降伏が起らず全体崩壊型になり, 入力地震動が大きくなっても特定の層に変形が起らず安定した地震応答を示すことも報告している⁴⁾。

本研究では文献⁴⁾で設定し, 地震応答を検討した無限均等 8 層鉄筋コンクリート造ラーメンについて, 2016 年熊本地震の K-NET 益城の記録の前震と本震を入力とする非線形時刻歴地震応答解析を行い, 前震入力による損傷程度と本震入力による損傷の進行および倒壊限界を解析的に調べ, 接合部降伏する柱梁接合部を含む多層鉄筋コンクリート造骨組の耐震性の一般化を図ることを目的とする。

2. 解析モデル概要

図-1 は鉄筋コンクリート構造物の無限均等ラーメンから切り出した魚骨形平面骨組の解析モデルである。解析には筆者らの一人が Matlab で開発したインハウスの

解析プログラム sicoj を用いる。柱, 梁および柱梁接合部のモデル化は以下の通りである。

2.1 仮定条件

梁と柱の両端部の節点と柱梁接合部の節点は自由度を共有する。梁の右端節点 (図中 A' 点) の変位は, 柱梁接合部パネルの左辺上の節点 (図中 A 点) の変位に等しいものとする。最下階柱梁接合部の下端はピン支持とする。質点を付帯させる各階の並進の代表変位は, 柱梁接合部パネルの上辺と下辺の水平変位の平均, 柱梁接合部パネルの左辺と右辺の鉛直変位の平均とする。

2.2 梁・柱部材

梁・柱部材は, 材軸方向に複数の積分点を有し応力分布を仮定する Force-based Element⁵⁾を用いる。材軸方向に仮定する曲げモーメント分布は, 梁では両端のモーメントに等分布鉛直荷重を考慮した放物線分布とし, 柱では両端のモーメントに適合する線形分布とする。各積分点には断面解析より求めたひび割れ点と降伏点であらわさ

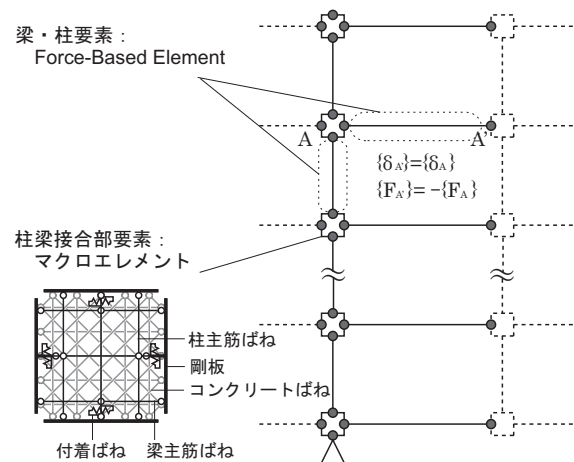


図-1 解析モデル

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 助教 博士(工学) (正会員)

*3 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

れる3折れ線のモーメント-曲率関係を与える。ここで柱では軸力を考慮する。降伏後の剛性は初期剛性の0.15%とする。繰り返し載荷時の履歴側は、梁ではNormal-Trilinearモデル、柱ではTakedaモデル⁶⁾とする。なお、梁と柱は曲げ変形のみを考慮し、柱ではP-Δ効果を考慮する。

2.3 柱梁接合部

柱梁接合部はマクロエレメント²⁾によりモデル化する。マクロエレメントは梁・柱端部の柱梁接合部フェースにおける平面保持仮定を表す剛板と、コンクリート、鉄筋、コンクリートと主筋の付着を表す一軸ばねから構成する。コンクリートの分割数は鉛直水平ばねが8、斜め方向ばねが16とする。マクロエレメントの各一軸ばねの構成則は文献²⁾と同様であり、材料の一軸力学特性に基づいて設定する。鉄筋を表すばねの降伏後剛性低下率は0.1%とし、付着ばねは弾性とする。

3. 解析対象建物

試設計建物は、文献⁴⁾に既発表のものと同じで、層数は8層、スパン6000mm、階高3500mmとし、各層の重量は単位面積当たり10kN/m²を仮定し求めた。表-1に建物の諸元を示す。以下にその試設計の方針を再掲する。

梁断面の主筋量は、梁のスラブによる曲げ剛性増大率を2.0、基礎梁を除いたヒンジを計画する梁の剛性低下率を0.5、一端にヒンジを計画する最下階・最上階の柱の剛性低下率を0.7倍とし、1階の層せん断力係数が0.3となるAi分布の水平力を用いて線形解析により設計用モーメントを算出し梁の曲げ終局強度により定める。ただし最上階梁主筋量は最低鉄筋量の規定に従い0.4%以上としている。柱断面の主筋量は、柱梁強度比が設定する値となるように梁の曲げ終局強度から定める。最下階柱脚と最上階柱頭の主筋量は、柱の曲げ終局強度が線形解析の設計用モーメントになるように定める。柱中段筋は4辺同本数とし、また柱梁接合部をはさんで上階の柱脚と下階の柱頭では同一配筋とする。接合部横補強筋量は、梁主筋量と横補強筋量の比に比例して接合部降伏の強度が低下するので、ここでは各層の柱梁接合部でその比が一定となるよう定めた。ここで、梁主筋量は引張主筋強度と引張主筋の総断面積の積、横補強筋量は横補強筋強度と横補強筋の総断面積の積とする。

解析ケースは、横補強筋量を梁主筋量の20%、60%とする2通り（それぞれA、Bとする）、柱梁強度比を1.2、1.5、2.0の3通り（それぞれI、II、IIIとする）とし、それらの組み合わせの6ケースとしている。接合部横補強筋比 p_w ⁷⁾は層によって異なり、 p_w は下層ほど大きく、横補強筋量がAの場合 p_w は0.06%~0.22%、横補強筋量がBの場合 p_w は0.19%~0.66%となる。

4. 骨組の静的非線形繰り返し漸増載荷解析

設定した柱梁強度比と横補強筋量の組み合わせにおける骨組の履歴形状を確認するため、静的繰り返し漸増解析を行う。解析は、頂部変位による制御の正負繰り返し漸増振幅載荷とし、各ピーク同一振幅を2回ずつ繰り返す。振幅はピーク時の頂部変位が建物高さの0.1%、0.5%、1%、1.5%、2%とする。外力分布はAi分布とする。

4.1 振動特性

初期剛性により固有値解析から算出される固有周期は、横補強筋量や柱梁強度比によらず一次と二次でそれぞれ0.58秒および0.20秒となった。

4.2 履歴特性

図-2に平均層間変形角とベースシア係数の関係を示す。平均層間変形角は頂部変位を建物高さで除した値とする。梁主筋量に対する横補強筋量が20%、もしくは柱梁強度比が1.2のケース（A-I、A-II、A-III、B-I）ではスリップ型の履歴形状となり、特にA-II、A-IIIではスリップが大きくなった。また梁主筋量に対する横補強筋量が60%で、かつ柱梁強度比が1.5、2.0のケース（B-II、B-III）では接合部降伏が起らず、紡錘型の履歴形状となった。スリップ型の履歴形状を示したケース、中でも特にA-I、B-Iでは顕著な耐力低下が現れた。

4.3 損傷状況

図-3に静的漸増載荷時の最大層間変形角および柱梁接合部の変形による成分、柱梁接合部内の柱主筋歪を示す。柱主筋歪は柱脚側と柱頭側のそれぞれの最大値を示している。柱梁強度比が1.2のケース（A-I、B-I）では2層目と3層目に著しく変形が集中し層間変形角は最大6%を超え、柱梁強度比が1.5、2.0のケース（A-II、B-II、A-III、B-III）では最大3%程度のほぼ様な分布となった。ただし、柱梁接合部の変形による成分はA-I、A-II、A-III、B-Iで大きく、B-II、B-IIIでは小さく様な分布となった。柱梁接合部内の柱主筋はA-I、B-Iではほぼす

表-1 試設計建物諸元（8層）（文献⁴⁾）

	梁 幅×せい [mm]	柱 幅×せい [mm]	梁引張 主筋量 [%]	コンクリート強度 [N/mm ²]	接合部 せん断 余裕度 ⁷⁾
RF	400×800	-	0.40	30	4.84
8F	400×800	700×750	0.58	30	3.31
7F	400×800	700×750	0.82	30	2.35
6F	450×800	700×750	0.94	30	1.89
5F	450×800	750×750	1.09	36	1.84
4F	500×800	750×750	1.13	36	1.67
3F	500×800	750×750	1.21	36	1.57
2F	500×800	750×750	1.18	36	1.57
1F	750×2000	750×750	0.40	36	-

べてが降伏しており、A-II、B-II も柱梁接合部の変形が小さくても降伏した。A-III、B-III では柱梁接合部の変形が大きくても柱主筋はほとんど降伏しなかった。

4.4 降伏形式

柱梁接合部内の柱中段筋を除く柱主筋が半数以上降伏していたものを「接合部降伏」、柱梁接合部内の柱主筋が半数未満の降伏であったものを「梁曲げ降伏」として分類した降伏形式を表-2にまとめる。A-I、A-II、B-I では柱梁接合部内の柱主筋が半数以上降伏し、柱梁接合部の変形が大きくスリップ型の履歴形状を示した。B-II、B-III では柱梁接合部内の柱主筋が多少降伏していても柱梁接合部の変形は小さく紡錘型の履歴形状を示した。ただし、A-III では柱梁接合部内の柱主筋は半数未満の降伏だったが梁主筋が半数以上降伏しており、接合部降伏が発生したと判断した。

以降は、柱梁接合部の変形が最大層間変形角の変形分布に沿って大きければ接合部降伏と判断し、柱梁接合部

の変形が最大層間変形角の変形分布に関わらず各階一様で小さければ梁曲げ降伏と判断することとする。

5. 地震応答解析

ここで述べた6ケースの非線形時刻歴地震応答解析を行い、その違いを検討する。

5.1 解析条件

入力地震動は、2016年熊本地震において益城町で観測された前震と本震の加速度記録(K-NET KMMH16, EW方向)⁸⁾とする。入力地震動の減衰5%の加速度応答スペクトルを図-4に示す。前震入力には常に倍率1.0とする。その終了後60秒間自由振動させ引き続き継続して本震入力を始める。本震入力には倍率を0.1から1.2まで0.1刻みの12種類とする。減衰は瞬間剛性比例型とし弾性1次固有周期に対して3%とする。

5.2 解析結果

(1) 前震時の変形分布

図-5に前震時の最大層間変形角分布、その柱梁接合部の変形による成分の分布、および残留層間変形角の分布を示す。残留層間変形角は、60秒の自由振動終了時の層間変形角とする。

柱梁強度比が1.2のケース(A-I、B-I)では2層目と7層目に変形が集中して最大層間変形角が4%近くとなり、残留変形が特に7層目に集中した。柱梁強度比が1.5、2.0のケース(A-II、B-II、A-III、B-III)でも2層目の最大層間変形角が3%程度となったものの分布はほぼ一様であり、残留層間変形角も一様な分布であった。ただしA-I、A-II、A-III、B-Iの各ケースでは柱梁接合部の変形が大きく、接合部降伏していた。B-II、B-IIIでは柱梁接合部の変形は小さかった。

(2) 前震入力の前後における振動特性の変化

瞬間剛性による固有値解析により、前震入力と60秒の自由振動が終了した時の固有周期と刺激関数の分布形を算出し、図-6に示す。括弧内の数値は、前震入力前の初期剛性から算出した固有周期である。A-I、A-II、A-III、B-Iでは、一次固有周期が1.6秒以上に、二次固有周期が0.8秒程度に伸びた。B-II、B-IIIでは一次固有周期が1.4

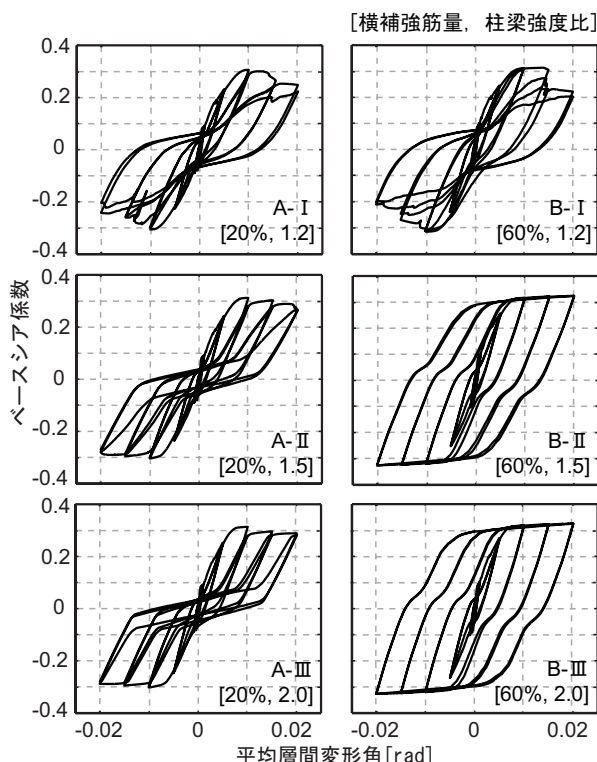


図-2 平均層間変形角とベースシア係数

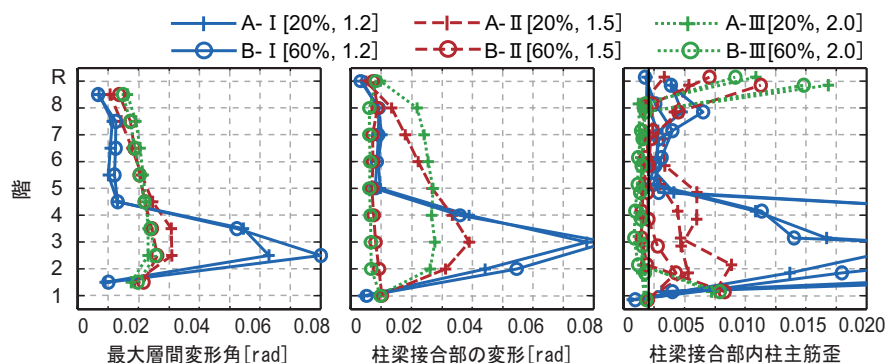


図-3 損傷状況

表-2 降伏形式

		横補強筋量	
		A : 20%	B : 60%
柱梁強度比	I : 1.2	×	×
	II : 1.5	×	○
	III : 2.0	×	○

× : 接合部降伏, ○ : 梁曲げ降伏

■ : スリップ型の履歴形状

秒程度に、二次固有周期は 0.6 秒程度に伸びた。

本震記録の加速度応答スペクトルは図-4 に示したように、周期 0.9 秒程度にピークがあり、周期 1.5 秒以上では短周期側よりも小さくなる。従って本震入力では、二次固有周期が 0.8 秒程度となる A-I, A-II, A-III, B-I のケースで二次モード成分が共振し応答が増大したと予想される。前震入力前のモード形と前震入力後のモード形はピークがやや上層に移動したが、概形に大きな変化は見られなかった。

(3) 本震時の変形分布

図-7 に入力倍率 1.0 倍の本震時の最大層間変形角、柱梁接合部の変形による成分、および残留層間変形角の分布を、前震時の分布と併せてケースごとに示す。

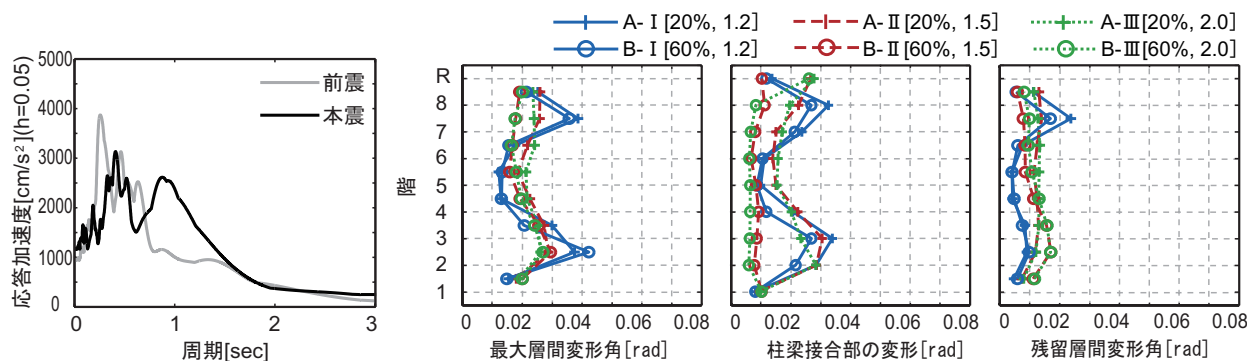


図-4 加速度応答スペクトル

柱梁強度比が 1.2 のケース (A-I, B-I) では前震で変形が集中していた 7 層目の最大層間変形角が、本震によりさらに増大し 6%を超えた。梁主筋量に対する横補強筋量が 20%, かつ柱梁強度比が 1.5, 2.0 のケース (A-II, A-III) でも本震により上層に行くほど最大層間変形角が著しく増大した。これらのケースでは、本震入力時に二次モードの固有周期が応答スペクトルのピーク周期と近くなったため、二次モードが特に励起され上層の層間変形角が増大したと考えられる。

梁主筋量に対する横補強筋量が 60%で、かつ柱梁強度比が 1.5, 2.0 のケース (B-II, B-III) でも上層の最大層間変形角は増大したが、他のケースに比べると小さい。また、本震による残留層間変形角の顕著な進行は見られず、

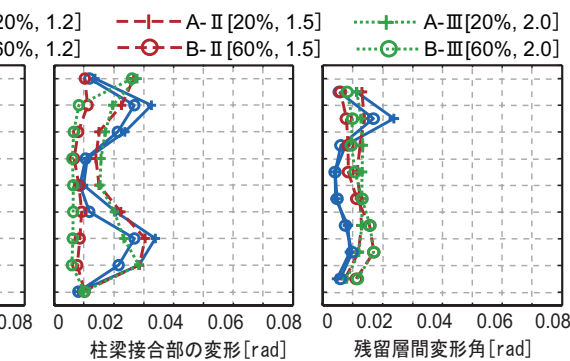


図-5 前震時の変形分布

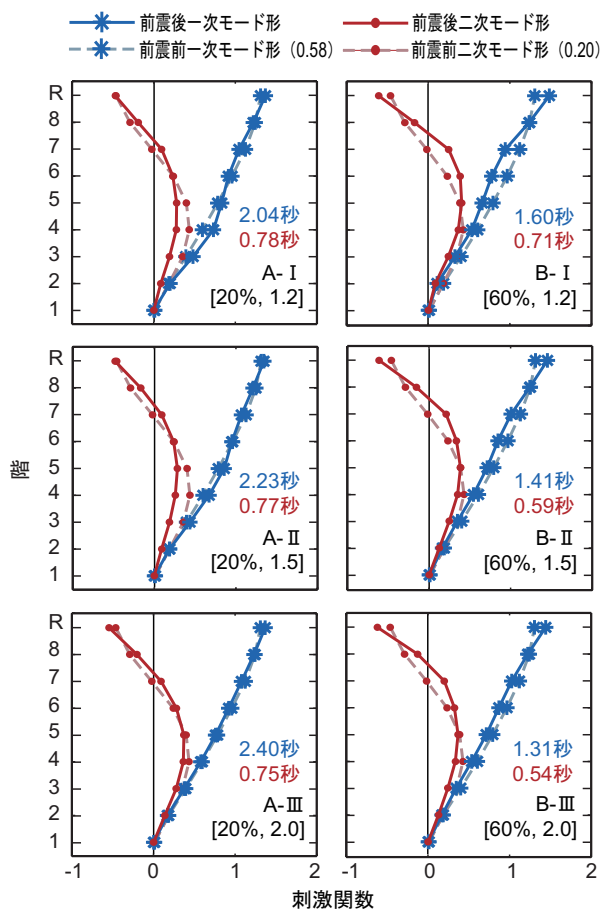


図-6 刺激関数の分布形

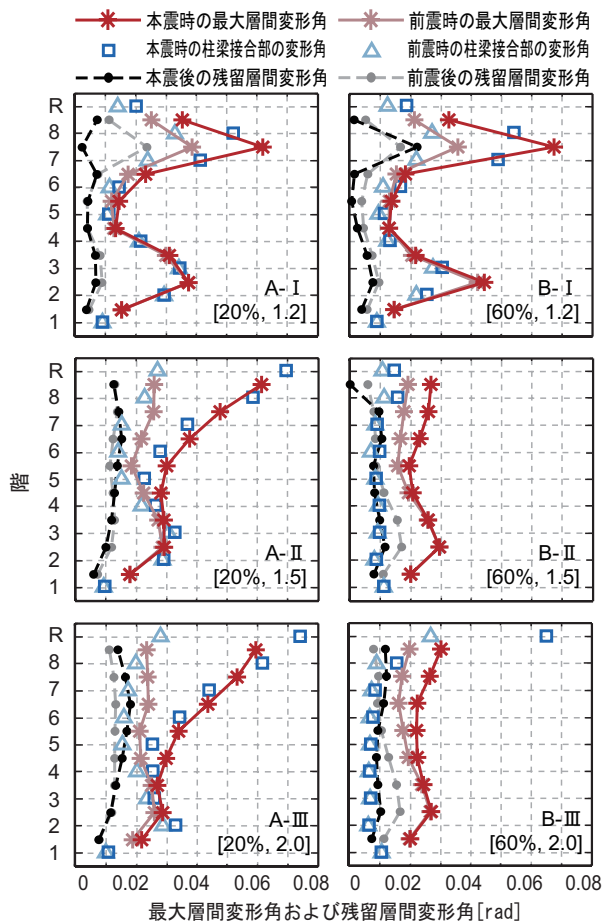


図-7 本震時の変形分布

小さくなる場合もあった。これらのケースでは、本震入力時の二次モードの固有周期が応答スペクトルのピークにぶつからず二次モードが励起されにくかったためと考えられる。柱梁接合部の変形も本震により若干増大したものの、最大層間変形角の分布に関わらず各階一様に小さく、ほぼ弾性範囲内に止まった。

(4) 入力倍率と最大応答の関係

図-8、図-9、図-10に、最大層間変形角、その柱梁接合部の変形による成分、および残留層間変形角と入力倍率の関係を示す。

本震の入力倍率が0.5より小さい場合には、いずれのケースにおいても本震による前震からの変形の増大は見られなかった。梁主筋量に対する横補強筋量が20%、もしくは柱梁強度比が1.2のケース(A-I, A-II, A-III, B-I)では、本震の入力倍率が0.5倍以上から最大層間変形角の増大が始まった。ほぼ同時に柱梁接合部の変形による成分も増大しており、最大層間変形角の増大は柱梁接合部の損傷の進行に起因すると考えられる。また前震時の損傷によるA-I, A-II, A-III, B-Iの長周期化により本震時の応答が低減されることも期待したが、前震入力後に本震入力した場合の応答は、本震のみの入力した場合の応答より、すべての場合で大きくなった。

梁主筋量に対する横補強筋量が60%、かつ柱梁強度比が1.5, 2.0のケース(B-II, B-III)では本震の入力倍率が1.0より小さい場合には本震による前震からの変形の増大は見られず、柱梁接合部の変形の増大もなかった。入力倍率が1.0以上から最大層間変形角の増大が始まったが、前震入力による損傷後に本震を入力した場合と本震入力の場合の最大層間変形角はほぼ一致していた。ただし、前震入力による損傷後に本震を入力した場合には最大層間変形角の増大と同時に柱梁接合部の変形による成分も増大しており、対して本震のみを入力した場合には入力倍率が1.0以上でも増大は見られていない。

これらをまとめると、次のようになる。A-I, A-II, A-III, B-Iの4ケースでは、前震入力と本震入力の連続により、最大層間変形角が増大し、これは主に連続入力による柱梁接合部の損傷の蓄積に起因する。B-II, B-IIIの2ケースでは、柱梁接合部の変形は小さく梁降伏ヒンジの変形が主体であり、前震入力と本震入力の連続による最大層間変形角の増大はほとんどない。

最後に、残留層間変形角と前震入力について考察する。本震入力倍率の大きさに関わらず、本震のみ入力した場合より、前震による損傷後に本震を入力した場合の方が残留層間変形角が大きかった。これは前震入力で生じた残留層間変形角がそのまま残っているためである。ただし、A-I, B-Iでは前震による損傷後に本震を入力した場合の方が本震のみ入力した場合よりも残留層間

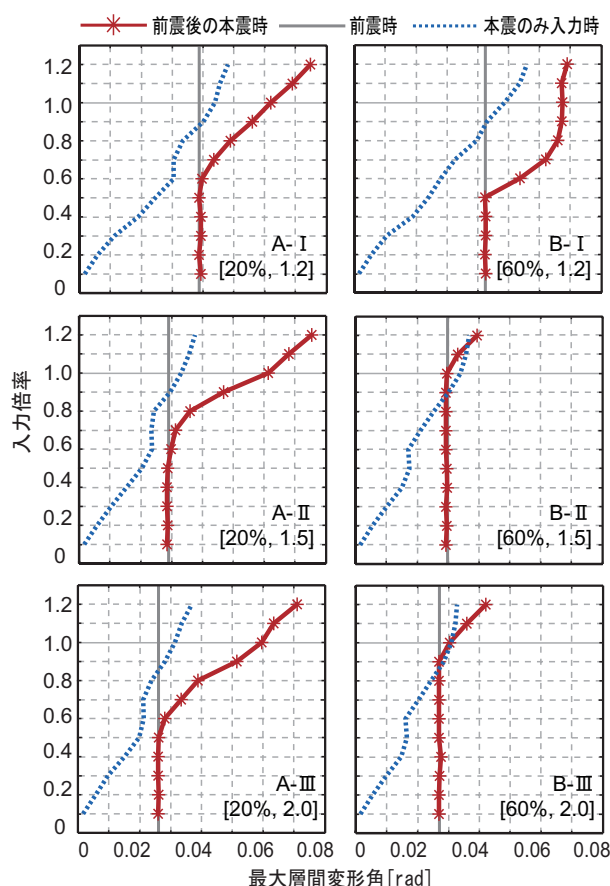


図-8 最大層間変形角と入力倍率

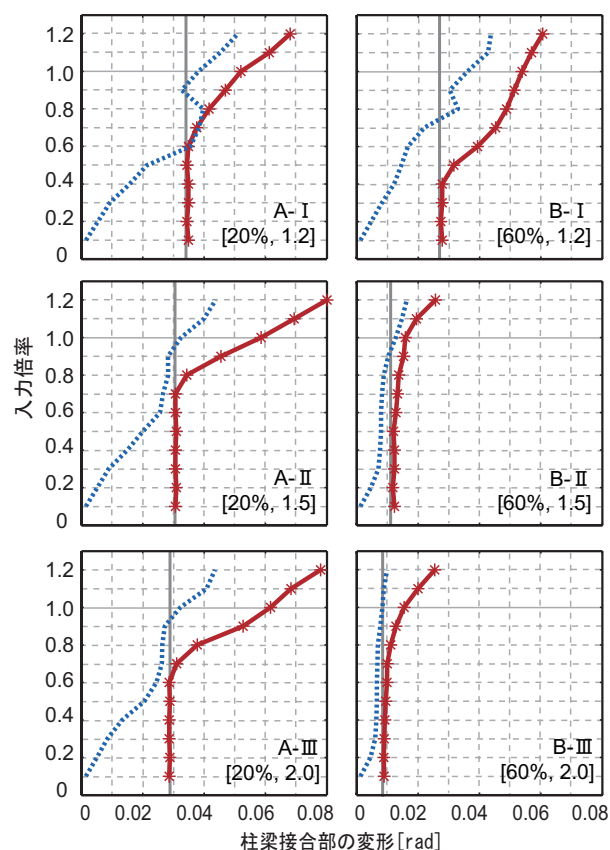


図-9 柱梁接合部の変形と入力倍率

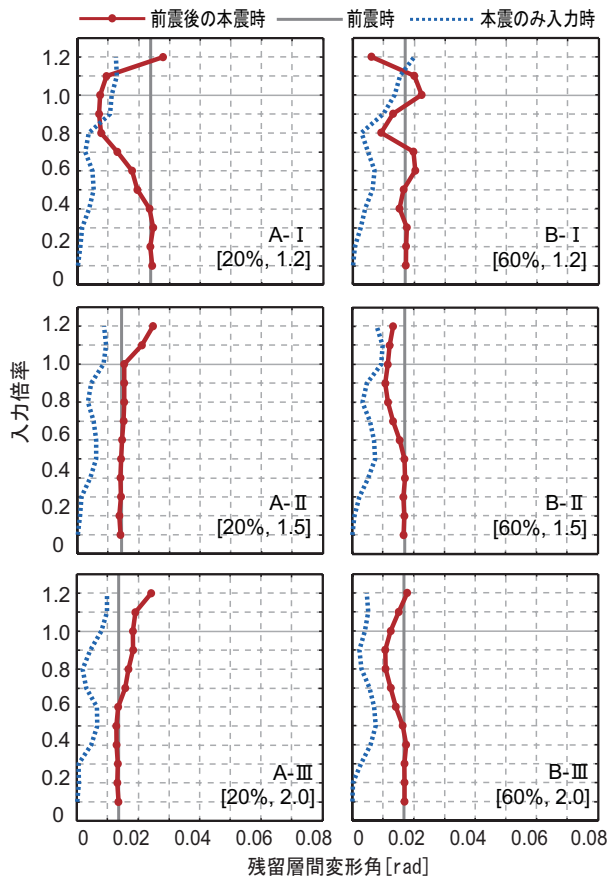


図-10 残留層間変形角と入力倍率

変形角が小さくなるケースが見られた。これは、高次モード応答により残留層間変形が元に戻ったためであろう。いずれにしろ、入力倍率が 1.2 以下の範囲では、残留層間変形角が蓄積して著しく増大するケースはなかった。

6. まとめ

柱梁強度比と横補強筋量をパラメータとすることにより梁曲げ降伏および接合部降伏する鉄筋コンクリート造平面骨組を対象とし、2016 年熊本地震の前震と本震を入力する地震応答解析を行った。以下に本研究で得られた知見を述べる。

- ・ 前震と本震の連続入力によって、梁主筋量に対する横補強筋量 20%または柱梁強度比が 1.2 のケースで接合部降伏型となり、最大層間変形角は 6~8%程度となった。梁主筋量に対する横補強筋量が 60%、かつ柱梁強度比が 1.5 以上のケースで梁曲げ降伏型となり、最大層間変形角は 3%程度となった。
- ・ 前震時に接合部降伏したケースでは入力倍率 0.5 以上の本震により上層の柱梁接合部の変形が前震時の変形を超えた。これは前震時の損傷により長周期化した二次モードが励起されるためと考えられる。
- ・ 前震時に接合部降伏したケースの本震時の最大層間変形角は本震のみ入力した場合よりも大きく、前

震による柱梁接合部の残留変形に本震時の損傷が加わり蓄積して変形増大が加速したと考えられる。

- ・ 前震時に接合部降伏しなかったケースでも入力倍率 1.0 を超える本震では、柱梁接合部の変形と最大層間変形角が若干増大した。
- ・ 前震時に接合部降伏しなかったケースの本震時の最大層間変形角は本震のみ入力した場合と同程度であった。

本研究における解析対象建物は、柱梁接合部のせん断設計が行われているにもかかわらず、横補強筋量が少なく柱梁強度比が小さい場合には前震時に接合部降伏し、本震時にはさらに柱梁接合部の変形し最大層間変形角が増大した。従って、柱梁接合部のせん断設計のみでは不十分であり、前震と本震のような複数地震の入力に対する地震応答の増大を防ぐ観点からも、柱梁接合部の補強筋量を増やして柱梁接合部を常に弾性範囲内に止める設計とすることが必要である。

謝辞

本研究は、防災科学研究所の強震観測網からのデータを利用したものであります。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会構造委員会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説，日本建築学会，2016.4
- 2) 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
- 3) 金秀禧，楠原文雄，塩原等：地震動を受ける RC 造魚骨形多層骨組の余震時の倒壊限界，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.247-252，2014.7
- 4) 塩原等，佐藤友佳，楠原文雄：接合部降伏する鉄筋コンクリート造 8 層骨組の弾塑性地震応答解析（その 1-2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.151-154，2015.9
- 5) Neuenhofer, A., Filippou, F. C.: Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models, J. Struct. Eng. ASCE, Vol.123, No.7, pp.958-966, 1997
- 6) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ASCE Journal, Structural Division, Vol.96, No.ST12, pp. 2557-2573, 1970
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1990
- 8) 防災科学技術研究所：強震観測網(K-NET, KiK-net), <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>