

論文 一部でのみ接合部降伏が生じる多スパン RC 骨組の地震時応答

楠原 文雄*1・土本 真人*2

要旨: 鉄筋コンクリート骨組において一部の柱梁接合部で接合部降伏が生じる場合について、接合部降伏が生じる柱梁接合部の割合が地震時応答および骨組の崩壊荷重に及ぼす影響を地震応答解析により検討した。極めて稀に発生する地震動の 0.5 倍程度までは接合部降伏する柱梁接合部の割合の影響はなく、極めて稀に発生する地震動に対しては接合部降伏する柱梁接合部の割合が 60%を超えると最大応答層間変形角が増大する。骨組の崩壊荷重は、接合部降伏する柱梁接合部の割合が増大すると減少する。

キーワード: 柱梁接合部, 接合部降伏, 梁降伏, 崩壊荷重, 最大層間変形角

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の骨組では現行の設計法に基づき梁崩壊型に設計された場合であっても柱梁強度比と接合部横補強筋量が不十分であると「接合部降伏」¹⁾が生じることにより、想定した水平耐力が得られない場合がある。接合部降伏が生じると、骨組の水平耐力の低下や履歴性状がスリップ形となることなどによって地震応答の増大が起こり、また特定層への変形の集中、架構の不安定化によって骨組の崩壊荷重の低下が生じる²⁾。接合部降伏を生じさせず全体崩壊形とするためには、柱梁強度比と接合部横補強筋の両方を大きくする必要があることがわかっている³⁾。

多スパンの骨組にあつては、必ずしもすべての柱列で柱や柱梁接合部の諸元が同一であるわけではなく、ある層の柱の上下の柱梁接合部のうち一部にのみ接合部降伏が生じる場合も考えられる。しかし、このように一部にのみ接合部降伏が生じる骨組の地震時応答に関する検討はなく、耐震設計において部分的な接合部降伏が許容されるかどうか不明である。

本研究では梁降伏型骨組と接合部降伏型骨組の2種類の骨組を一定の割合で連結した骨組を設定し、地震応答解析によりある層の柱梁接合部のうちどの程度の接合部降伏を許容できるかを検討する。

2. 対象建物の概要

解析対象建物は、一般的な中層 RC 純ラーメン建物を想定し、層数 8、スパン 8000 mm、階高 3500 mm の鉄筋コンクリート造の骨組である。各階の重量は支配幅を 6000 mm、単位面積当たり重量を 10 kN/m² として定める。すべての解析ケースで梁および柱の断面寸法は共通とし、最下階と最上階を除く梁および最下階柱脚および最上階柱頭の主筋量も共通である。

まず、柱梁強度比および接合部横補強筋量によって梁

降伏型 (Type-B) および接合部降伏型 (Type-J) を設定する。梁降伏型では柱梁強度比を 2.0、接合部横補強比³⁾(接合部横補強筋の降伏強度と梁引張主筋の降伏強度の比、ただし降伏強度は断面積と鉄筋の降伏応力度の積とする)を 0.6 とし、接合部降伏型では、柱梁強度比を 1.2、接合部横補強筋比を 0.3%とする。表-1 および表-2 に両建物の諸元を示す。なお、3 章で後述するように本研究では建物を無限に連続する骨組としてモデル化しているため、水平力による柱の変動軸力は生じず、柱梁強度比の算出時の柱軸力は各階の重量によって生じる軸力とした。

表-1 解析建物の梁・柱断面 (共通)

	コンクリート強度 (N/mm ²)	梁断面 (mm)	柱断面 (mm)	梁引張主筋比 (%)	接合部せん断余裕度
R	30	500×840		0.40	4.28
8	30	500×840	640×710	0.52	2.64
7	30	550×840	640×710	0.70	1.87
6	36	550×840	640×710	0.89	1.72
5	36	550×840	680×710	1.03	1.48
4	36	590×840	680×710	1.10	1.33
3	39	590×840	680×710	1.19	1.33
2	39	590×840	710×710	1.17	1.39
1	39	590×1800	710×710	0.40	8.34

表-2 接合部横補強筋量と接合部強度低下率

	接合部横補強比 [*]		接合部強度低下率 β	
	梁降伏型 (Type-B)	接合部降伏型 (Type-J)	梁降伏型 (Type-B)	接合部降伏型 (Type-J)
R	0.70 (0.30)	0.70 (0.30)	1.19	1.00
8	0.60 (0.34)	0.54 (0.30)	1.58	1.21
7	0.60 (0.49)	0.37 (0.30)	1.55	1.10
6	0.60 (0.59)	0.31 (0.30)	1.55	1.08
5	0.60 (0.69)	0.26 (0.30)	1.54	1.06
4	0.60 (0.78)	0.23 (0.30)	1.53	1.04
3	0.60 (0.81)	0.22 (0.30)	1.53	1.04
2	0.60 (0.80)	0.23 (0.30)	1.53	1.04
1	0.70 (0.30)	0.70 (0.30)	1.18	1.18

※括弧内は接合部横補強筋比(%)

*1 名古屋工業大学 社会工学専攻 准教授 博(工) (正会員)

*2 名古屋工業大学 社会工学科 学部学生

最下階と最上階を除く梁および最下階柱脚および最上階柱頭の主筋量は、1階の層せん断力係数を0.3とし、 A_i 分布に基づき高さ方向の分布形を定めた水平力を外力とする線形解析を行い、得られた材端のモーメントに終局モーメントが等しくなるように定める。線形解析に用いる部材の剛性は、梁のスラブによる曲げ剛性増大率を2.0とし、さらに、文献4)を参考に両端ヒンジを計画する梁および1端ヒンジ計画する最下階および最上階の柱ではひび割れによる曲げ剛性低下率0.5および0.7をそれぞれ考慮する。

最下階柱脚および最上階柱頭を除く柱断面の主筋量は、柱梁接合部の上下断面で柱主筋量が等しく、節点位置で柱梁接合部に接続する柱の曲げ終局時のモーメントの和と梁の曲げ終局時のモーメントの和の比が目標の柱梁強度比となるように定める。柱主筋は4辺で同数となるように中段筋本数を定める。最上階および最下階の梁主筋量は柱梁強度比が目標とする柱梁強度比以上となるように定める。

なお、梁引張主筋比は0.4%以上とし、柱主筋比は0.8%以上となるように、これを下回る場合は配筋を変更する。鉄筋量の決定にあたって、梁・柱主筋の降伏強度は429 N/mm²、接合部横補強筋の降伏強度は345 N/mm²を仮定する。

日本建築学会の靱性保証型設計指針⁴⁾に基づく接合部せん断余裕度は全ケース共通で1.33~2.64、保有水平耐力計算規準⁵⁾に示された柱梁接合部の強度低下率 β は梁降伏型では1.53~1.58、接合部降伏型では1.04~1.21である。すなわち、現行の設計法に基づけばいずれも梁曲げ降伏型の全体崩壊形が形成されることが期待される建物である。

さらに、本研究では梁降伏型(Type-B)と接合部降伏型(Type-J)を一定の割合で連結した骨組を設定する。梁降伏型と接合部降伏型の柱列の比を8:2, 6:4, 4:6, 2:8とした4ケースを設定する。表-3に解析ケースの一覧を示す。

固有値解析による弾性固有周期は全ケース同一で、1次0.70秒、2次0.24秒となった。

表-3 建物ケースと柱列の比

	Type-B	Type-B8J2	Type-B6J4	Type-B4J6	Type-B2J8	Type-J
梁降伏型	10	8	6	4	2	0
接合部降伏型	0	2	4	6	8	10

3 解析モデル

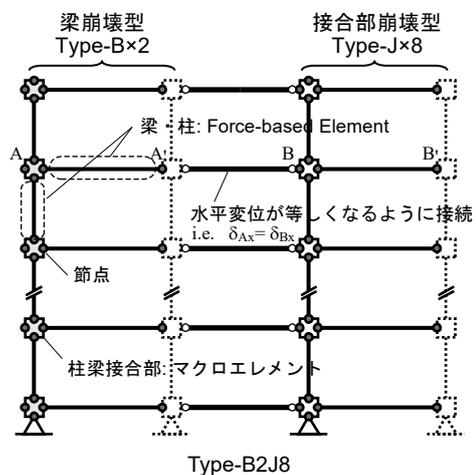
解析モデルは文献2)と同様にモデル化した鉄筋コンクリート造の無限均等ラーメンを、各建物ケースのType-B

とType-Jの比に応じて連結した骨組である。例えば、Type-B8J2では前章で述べたType-Bの骨組8つとType-Jの骨組2つを各階の水平方向の代表変位が同一となるように連結する(図-1)。これは、梁降伏型の柱列8つと接合部降伏型の柱列2つからなる10スパンの骨組が無限に繰り返して連続する骨組を模したモデルである。各骨組の梁、柱および柱梁接合部各要素の特性は表-1および表-2に示したそれぞれの骨組の諸元に基づいて設定する。一般の骨組においては柱に変動軸力が生じるため、接合部降伏型柱列の割合だけではなく骨組内のどの位置にあるかも骨組の地震時応答に影響をおよぼすと考えられる。しかし、本研究では接合部降伏型柱列の割合のみに注目するため、無限に柱列が連続し柱には変動軸力が生じないモデルとした。

解析モデルでは、各柱梁接合部パネルは四辺上に独立した自由度を持つ節点を有し、最下階の下端をピン支持とする。質量は各階の代表変位に対して付与し、並進の代表変位はそれぞれ柱梁接合部パネルの上下辺の水平変位の平均および左右の辺の鉛直変位の平均とする。

梁・柱は材軸方向の応力分布を仮定するForce-based Elementの線材とし、モーメント分布は梁では等分布荷重を考慮した放物線分布、柱では線形分布とする。各種分点では平面保持を仮定した断面解析より求めたひび割れ点および降伏点で表される3折れ線のモーメント-曲率関係を設定する。降伏後剛性は初期剛性の0.001倍、繰り返し載荷時の履歴則はTakedaモデル⁵⁾とする。部材上の積分点は両端を含む7点とし、せん断変形は無視し、柱では幾何剛性マトリクスによりP- Δ 効果を考慮する。

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・柱端部と自由度を共有し、フェースにおける平面保持を表す剛板と、コンクリート、鉄筋、コンクリートと鉄筋の付着を表す一軸ばねから構



A点とA'点は自由度を共有
i.e. $\{\delta_{A'}\} = \{\delta_A\}$, $\{f_{A'}\} + \{f_A\} = 0$

図-1 解析モデル

成する。コンクリートばねの数は、水平・鉛直ばねは各方向に 10、斜め方向のばねは各方向に 20 とする。コンクリート、鉄筋のばねの構成則は文献 2)と同様とし、付着ばねは弾性とする。

4. 静的繰り返し解析

(1) 履歴特性

静的な繰り返し載荷解析による建物の全体変形角（最上階の変位を建物高さで除した変形角）と 1 階の層せん断力係数（1 階の層せん断力の建物重量に対する比）の関係を図-2 に示す。全体変形角が±0.5%、±1%、±1.5%、±2%になるように、最上階の水平変位を制御自由度として変位制御により繰り返し解析を行った。ここで、外力の高さ方向の分布は A_i 分布に基づき一定とする。すなわち、制御自由度の変位が目標変位に達するまで、各解析ステップにおいて、 A_i 分布に基づく分布形の外力を増加あるいは減少させることを繰り返した。

図中の梁降伏型および接合部降伏型柱列のせん断力係数は、それぞれの 1 階柱のせん断力を 1 階柱の軸力で除したせん断力係数である。また、図中には全体変形角 1% 時の 1 階の層せん断力係数を示す。

全体変形角 1% 時の層せん断力係数は、Type-B から接合部降伏型柱列の割合が増えることもない低下している。

梁降伏型 (Type-B) では変形の増大に伴う耐力低下は生じず、接合部降伏型 (Type-J) では全体変形角 1.2%程

度から耐力低下が生じている。両者が混合した骨組では、接合部降伏型柱列の割合が 2/10 の Type-B8J2 では Type-B と同様に顕著な耐力低下は見られないが、接合部降伏型柱列の割合が 4/10~6/10 では全体変形角 1.5%を超えると、接合部降伏型柱列の割合が 8/10 の Type-B2J8 では全体変形角 1.4%程度から耐力低下が生じていた。また、接合部降伏型柱列の割合が 8/10 の Type-B2J8 では、梁降伏型柱列の 1 階柱せん断力にも減少が生じている。

履歴性状を見ると、接合部降伏型の割合の増大ともなまってスリップ性状が顕著となっている。

(2) 層間変形角と柱せん断力

図-3 に全体変形角 2.0% 時の層間変形角分布および梁降伏型柱列の柱せん断力を示す。また、図-4 には同じく全体変形角 2.0% 時の梁降伏型柱列の柱のモーメント分布を示す。柱端に降伏ヒンジが生じている場合は図-4 中に白丸で示した。

梁降伏型骨組である Type-B では層間変形角の分布はなめらかであり、特定の層への変形の集中は見られない。接合部降伏型柱列の割合が増えることもなまって 2~4 階の層間変形角が増大し、変形の集中がみられる。

次に柱せん断力についてみると、接合部降伏型柱列の割合が 6/10 まで (Type-B8J2~Type-B4J6) は、柱せん断

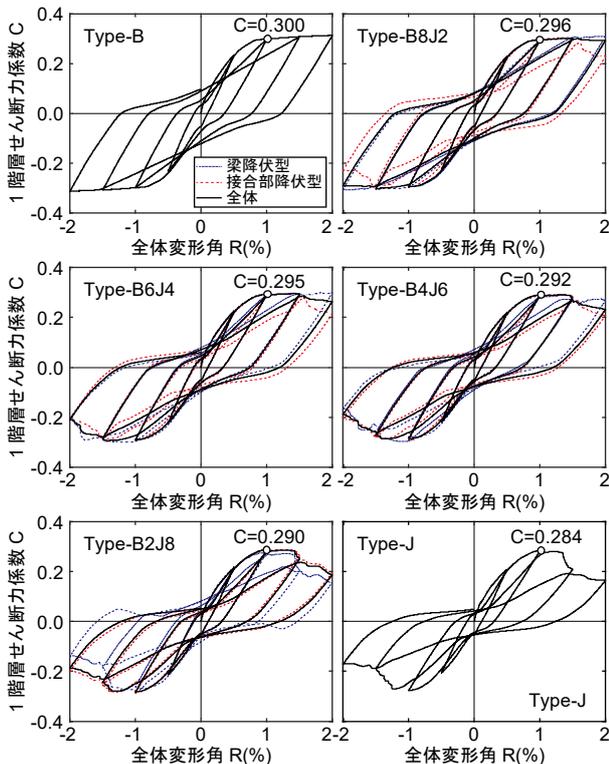


図-2 静的履歴特性

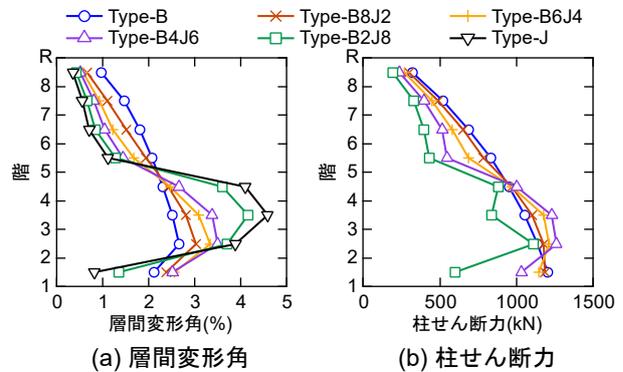


図-3 層間変形角および柱せん断力の分布

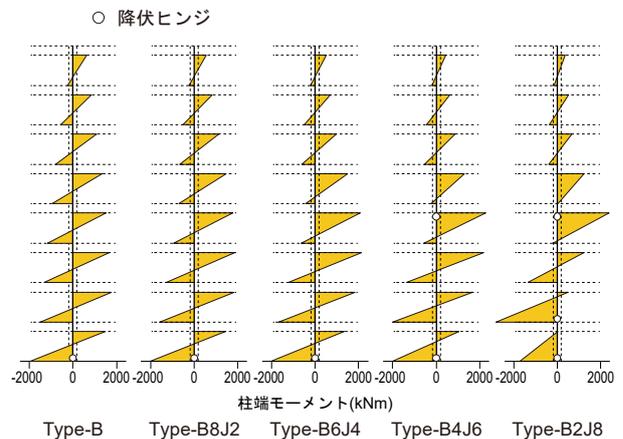


図-4 柱のモーメント

力の分布が外力分布から定まる層せん断力分布と同一である Type-B と比べて 2~4 階の柱せん断力が増加し、1 階および 5 階以上の柱せん断力が減少している。これは、2~4 階では接合部降伏型柱列の耐力低下により負担できる層せん断力が減少し、その分を梁降伏型柱列が負担するようになるためと考えられる。接合部降伏型柱列の割合が 8/10 である Type-B2J8 では前述のように梁降伏型柱列の 1 階柱せん断力が減少しているが、柱せん断力の高さ方向の分布は Type-B8J2~Type-B4J6 と同様に 2~4 階の柱せん断力が著しく大きい分布形となっている。

さらに柱のモーメント分布をみると、接合部降伏型柱列の割合の増大にともない、2 階柱脚および 4 階柱頭のモーメントが増大し、接合部降伏型柱列の割合が 6/10 である Type-B4J6 では 4 階柱頭に、接合部降伏型柱列の割合が 8/10 である Type-B2J8 では 2 階柱脚および 4 階柱頭で降伏が生じている。また、Type-B2J8 では 3 階および 4 階の柱梁接合部をはさむ上下の柱端モーメントの差が著しく小さくなっており、3 階および 4 階の梁端のモーメントが減少している。このとき柱梁接合部内の主筋は降伏しており、接合部降伏が生じているものと考えられる。

前述のように接合部降伏型柱列の割合の増大にともなう 2~4 階では接合部降伏型柱列の耐力低下により梁降伏型柱列の柱せん断力が増大している。接合部降伏型柱列の割合が 6/10 まで (Type-B8J2~Type-B4J6) は、3 階および 4 階梁端には降伏ヒンジが生じているため梁端のモーメントは一定であり、柱せん断力の増大のためには 2 階柱脚および 4 階柱頭のモーメントが増大する。接合部降伏型柱列の割合が 8/10 である Type-B2J8 では、さらに 3 階および 4 階の柱梁接合部で接合部降伏が生じて梁端モーメントが減少し、2 階柱脚と 4 階柱頭のモーメントの著しい増大が生じている。また、2 階梁端に降伏ヒンジが生じているため、2 階梁端のモーメントは一定となり、2 階柱脚のモーメントの増大により 1 階柱頭のモーメントが減少する。1 階柱脚は降伏ヒンジの発生によりモーメントが一定であり、1 階柱頭のモーメントの減少が、1 階柱のせん断力係数が梁降伏型の全体崩壊形が形成されている場合に比べて小さくなる理由と考えられる。

5. 地震応答解析

5.1 入力地震動

入力地震動は、告示の極めて稀に発生する地震動の加速度応答スペクトルに表層地盤の増幅率を乗じたスペクトルに適合するように正弦波合成法により作成した模擬地震動 6 波とする。表層地盤の増幅率は第二種地盤のものとし、模擬地震動のフーリエ位相には El Centro NS, Hachinohe EW, Taft NS, JMA Kobe NS, Tohoku U (Miyagi)

NS の観測波 5 波および一様乱数 (WN) を用いる。

地震動の入力倍率は 0.2, 0.5 および 1.0~1.5 を 0.1 刻みとする。

5.2 解析条件

地震応答解析はピン支持とした最下階下端に地震加速度を入力し、運動方程式の数値積分には積分時間刻みを 1/1000 秒とし、 $\beta=1/4$ とした Newmark- β 法を用いる。また、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。

5.3 解析結果

(1) 層間変形角分布

図-5 に入力倍率 0.2 および 1.0 における各層の最大層間変形角を地震動ごとに示す。また、図-6 に接合部降伏型柱列の割合と各層の最大層間変形角の最大値との関係を入力倍率ごとに示す。

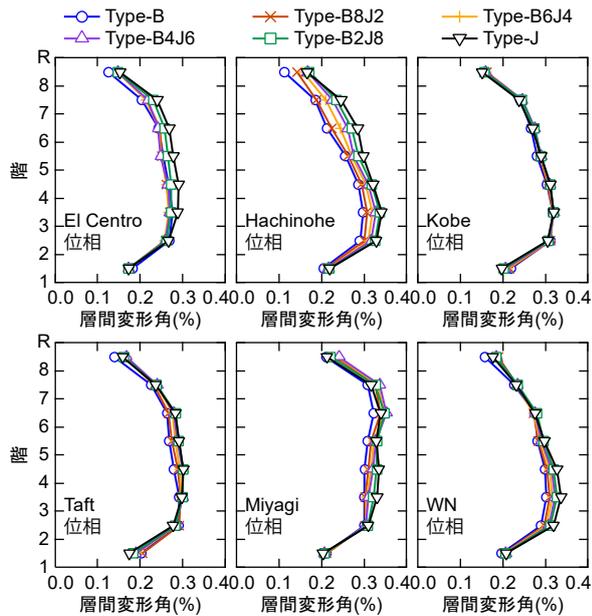
入力倍率 0.2 では、いずれの地震動に対しても層間変形角の高さ方向の分布において特定の層への変形の集中は見られない。また、Hachinohe 位相の地震動の場合に接合部降伏型柱列の割合の増加によってわずかに最大層間変形角が増大しているが、全体の傾向としては接合部降伏型柱列の割合の影響はほとんどみられない。

入力倍率 1.0 では、El Centro 位相、Hachinohe 位相、Kobe 位相、WN 位相の 4 つの地震動に対しては上層、Taft 位相では中層、Miyagi 位相では下層で層間変形角が最大となった。Hachinohe 位相を除いて接合部降伏型柱列の割合の増加により、最大層間変形角の最大値は増大している。ここで、接合部降伏型柱列の割合 6/10 まで (Type-B~Type-B4J6) は接合部降伏型の割合の増大にともなう最大層間変形角はゆるやかに増大し、接合部降伏型の割合が 8/10 である Type-B2J8 では、梁降伏型の Type-B と比べて特に Taft 位相および Miyagi 位相で最大層間変形角の増大が著しい。接合部降伏型である Type-J では、Hachinohe 位相を除くすべての地震動において Type-B と比較して最大層間変形角が約 2 倍となった。また、接合部降伏型柱列の割合の増加により層間変形角は特定の層に集中する傾向があるが、変形が集中し層間変形角が最大となる層に接合部降伏型柱列の割合による変化はない。

(2) 梁降伏型柱列のヒンジ発生位置

図-7 に入力倍率 1.0 の Miyagi 位相の地震動を入力したときの、梁降伏型柱列における梁・柱の降伏ヒンジの発生位置を示す。また、柱梁接合部においては、柱梁接合部内の主筋のうち半数以上が降伏した場合に接合部降伏が生じているとして白抜きで示し、主筋の降伏が半数以下の場合には黒塗りとした。

梁降伏型骨組である Type-B では、基礎梁および最上階の梁を除く梁端と 1 階柱脚に降伏ヒンジが発生する全体



図一七 梁降伏型柱列におけるヒンジ位置
(Miyagi 位相, 入力倍率 1.0)

崩壊形が形成されている。接合部降伏型柱列の割合が増大しても 4/10 までは、最上階梁端の降伏ヒンジが増えているものの、梁降伏型柱列においては梁降伏型の全体崩壊形が形成されている。接合部降伏型柱列の割合が 6/10 (Type-B4J6) となると、4 階の柱梁接合部で接合部降伏が生じている。前項で述べたように Miyagi 位相の地震動の入力に対しては接合部降伏型の割合が 8/10 から著しく最大層間変形角が増大しているが、このときには 2 階柱脚および 4 階柱頭に降伏ヒンジが発生し、2~4 階の柱梁接合部では接合部降伏が生じている。Miyagi 位相に対しては 2~4 階に変形が集中している (図-5(b)) が、この部分で部分崩壊形が形成されていることがわかる。

(3) 地震動の入力倍率と最大層間変形角

図-8 に地震動の入力倍率と最大層間変形角の関係を地震動ごとに示す。

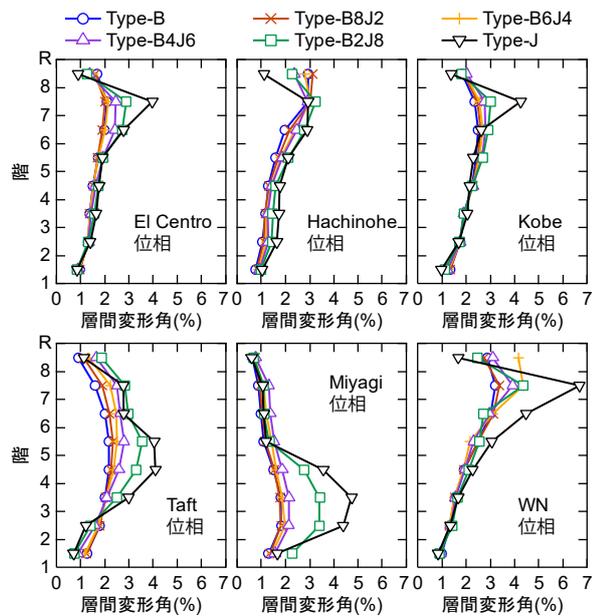
いずれの地震動に対しても、入力倍率 0.2, 0.5 では接合部降伏型柱列の割合が異なる場合でも最大応答に著しい差はみられない。

梁曲げ降伏型骨組である Type-B は、入力倍率 1.5 においても Miyagi 位相を除く 5 つの地震動では最大層間変形角は 5% 程度にとどまり、骨組の崩壊は生じていない。一方、接合部降伏型の Type-J においては、El Centro 位相を除き入力倍率 1.3~1.4 で骨組の崩壊が生じ、El Centro 位相の場合も入力倍率 1.5 では最大層間変形角は 10% を超えた。

いずれの地震動に対しても、接合部降伏型柱列の割合が 2/10 (Type-B8J2) では梁降伏型の Type-B と最大層間変形角に大きな差がなく、骨組の崩壊は生じていない。

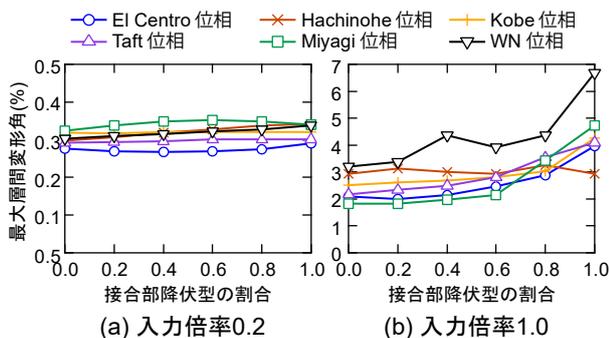
梁崩壊型柱列の割合が小さくなり、接合部降伏型柱列の割合が 4/10 を超えて増大すると骨組の崩壊が生じる入力倍率 (崩壊荷重) は減少する。接合部降伏型柱列の割合が 4/10 (Type-B6J4) では入力倍率 1.4 までは梁降伏型骨組 (Type-B) と比較しても最大層間変形角に大きな

(a) 入力倍率 0.2



(b) 入力倍率 1.0

図一五 層間変形角分布



図一六 接合部降伏型の割合と最大層間変形角の関係

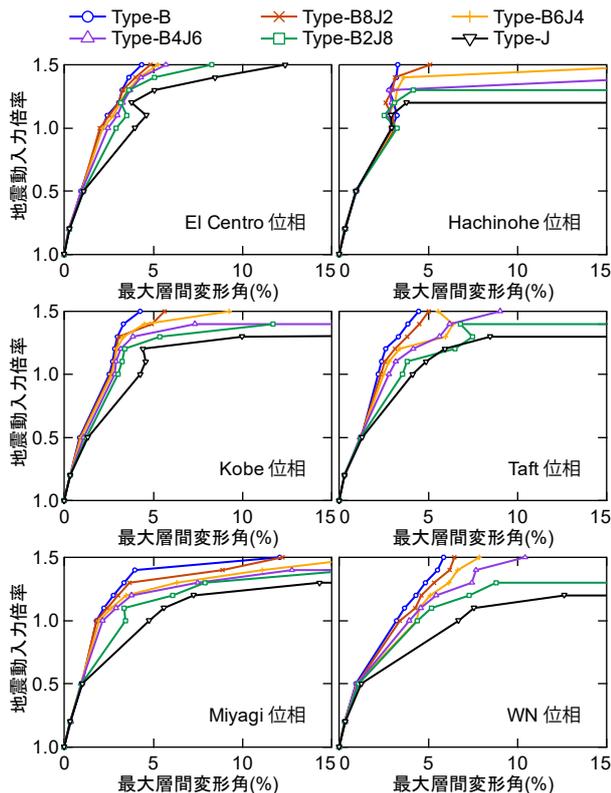


図-8 地震動入力倍率と最大層間変形角の関係

差はないが、入力倍率 1.5 では著しく最大層間変形角が増大し、Type-B6J4 と梁降伏型骨組 (Type-B) で最大層間変形角の差が小さいのは El Centro 位相のみである。また、Hachinohe 位相および Miyagi 位相では入力倍率 1.5 で崩壊が生じている。接合部降伏型柱列の割合 6/10 (Type-B4J6) では、入力倍率 1.3~1.4 で El Centro 位相を除く地震動において梁降伏型骨組 (Type-B) に対して最大層間変形角に大きな差が生まれ、Hachinohe 位相および Miyagi 位相に加えて Kobe 位相の地震動でも崩壊が生じている。接合部降伏型柱列の割合 8/10 以上 (Type-B2J8 および Type-J) となると入力倍率 1.2 以上で最大層間変形角が Type-B と比較して著しく増大し、El Centro 位相を除く地震動では入力倍率 1.3~1.5 で骨組の崩壊が生じている。

6. まとめ

梁降伏型と接合部降伏型が混在する 8 層鉄筋コンクリート骨組を対象とした静的繰り返し載荷解析および地震応答解析から以下の知見が得られた。

- ・接合部降伏型柱列における耐力低下により梁降伏型柱列の柱せん断力が増大し、接合部降伏型柱列の割合が 60%程度となると梁降伏型柱列においても柱ヒンジおよび接合部降伏が生じる場合がある。
- ・骨組全体に対して接合部降伏型柱列の割合が 20%程度であれば極めて稀に発生する地震動の 1.5 倍までの範囲では骨組の崩壊は生じなかった。骨組全体に対して接合部降伏型柱列の割合が増大すると崩壊荷重は減少し、骨組全体に対して接合部降伏型柱列の割合が 80%となると接合部降伏型骨組と同様に極めて稀に発生する地震動の 1.3~1.5 倍程度で崩壊が生じる可能性が高い。
- ・極めて稀に発生する地震動では、骨組全体に対して接合部降伏型柱列の割合が 60%を上回ると、最大層間変形角が著しく増加する。
- ・稀に発生する地震動を含む極めて稀に発生する地震動の 0.5 倍程度までは、最大応答層間変形角は、骨組全体に対する接合部降伏型柱列の割合によらず梁降伏型骨組と同程度となる。

謝辞

本研究は JSPS 科研費・基盤研究 (B) (課題番号 19H02284, 研究者代表: 楠原文雄) の助成を受けたものです。また、本研究の一部は東京工業大学フロンティア材料研究所共同利用研究によるものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準 (案)・同解説, 日本建築学会, 2016
- 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) 塩原等, 小林楓子, 佐藤友佳, 楠原文雄: 鉄筋コンクリート造多層平面骨組の地震応答と柱梁接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, Vol.82, No.739, pp.1437-1447, 2017.11
- 4) 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. 日本建築学会, 1999
- 5) Takeda, T., Sozen, M.A., Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, J. Struct. Div. ASCE, Vol.96, No.12, pp.2557-2573, 1970