

論文 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部を対象とした多数回繰返し載荷実験

岩田 希^{*1}・田才 晃^{*2}・齋藤 純毅^{*3}・北嶋 圭二^{*4}

要旨：鉄筋コンクリート造十字形接合部を対象として実験を行い、既往実験結果も含め多数回繰返し載荷、静的または動的の載荷方法の違い、及び柱梁曲げ強度比が破壊性状に及ぼす影響について検討した。結果、全ての試験体において接合部せん断力は最大耐力後も上昇する傾向が確認された。特に、柱梁曲げ強度比が小さい試験体は、梁通し主筋が接合部内まで降伏したこと、及び接合部パネルのひずみがコンクリートの圧縮強度時ひずみを大幅に上回ったこと等から、載荷方法に拠らず接合部曲げ破壊が生じたと判断された。
キーワード：柱梁接合部、柱梁曲げ強度比、多数回繰返し載荷、動的載荷

1. はじめに

2003年に発生した十勝沖地震で観測された長周期地震動により、震源から約200km離れた大型石油タンクで大火災が生じた。これを契機に、長周期地震動による被害が注目されるようになった。2011年の東北地方太平洋沖地震においても、震源から遙か遠方の関西圏において固有周期が長い超高層建物が長時間多数回変形を受けるといった長周期地震動による特徴的な被害が報告された。今後高い確率で発生が危惧されている南海トラフを震源とする東海、東南海、南海地震の3連動地震動などの巨大地震では、三大都市圏の超高層建物の応答値が現行設計クライテリアである層間変形角1/100を超える可能性がある¹⁾とされている²⁾。しかし、長周期地震動を模擬した多数回繰返し載荷による実験例は少ない上、動的載荷による実験はほとんど無い。

一方、塩原は、節点位置の柱と梁の曲げ終局強度の比(以下、柱梁曲げ強度比)が小さい接合部は、現行の設計指針³⁾における接合部のせん断強度を確保しており、梁端曲げ降伏が先行する破壊を期待する接合部であっても、接合部内にヒンジが形成され、接合部曲げ破壊となる可能性を指摘している⁴⁾。

既報⁵⁾では、超高層建物を試設計し、その建物(以下、プロトタイプ)を模した柱梁曲げ強度比が大きい十字形接合部試験体4体を対象に、長周期地震動の挙動を再現した多数回繰返し載荷実験を行い、部材性能を確認した。

本報では、引き続き多数回繰返し載荷の影響、静的及び動的載荷の比較に加え、新たに柱梁曲げ強度比の影響も検討対象として同様の載荷方法で、柱梁曲げ強度比を小さくした試験体4体の実験を行い、更に、計8体の試験体の実験結果を比較、検討した結果について述べる。

2. 対象実験概要

2.1 試験体概要

表-1に試験体一覧を、表-2に材料特性一覧を、図-1に試験体概要を示す。試験体は約1/4スケールの柱、梁の反曲点位置で切り出した平面十字形接合部で、試験体形状は梁断面を除き8体とも同一である。

表-1中の余裕度、強度比は材料試験結果を用いて算出した値である。また、接合部せん断余裕度は主筋降伏

表-1 試験体一覧

シリーズ名	Cシリーズ			Dシリーズ
載荷方法	漸増			多数回繰返し
試験体名	C01 S, D ⁵⁾	C02 S, D ⁵⁾	C03 S, D	D03 S, D
コンクリート強度 [N/mm ²]	65.2 / 66.4	45.5	40.7	45.5
梁	$b_b \times D_b$	170×230		200×270
	主筋	上端筋 5-D16(SD390) 下端筋 3-D16(SD390)	5-D13(SD390) 3-D13(SD390)	8-D13(SD390) 5-D13(SD390)
柱	$b_c \times D_c$	250×250		
	主筋	8-D16(SD390)	8-D13(SD390)	12-D10(SD345)
階高×梁スパン	800×1800			
接合部せん断余裕度	1.27	1.65	1.02	1.11
接合部付着余裕度	1.25	1.30	1.08	1.16
柱梁曲げ強度比	2.83	3.03	1.19	1.28
強度低下率 β_j	1.20			1.27
軸力比	0.25	0.126	0.20	

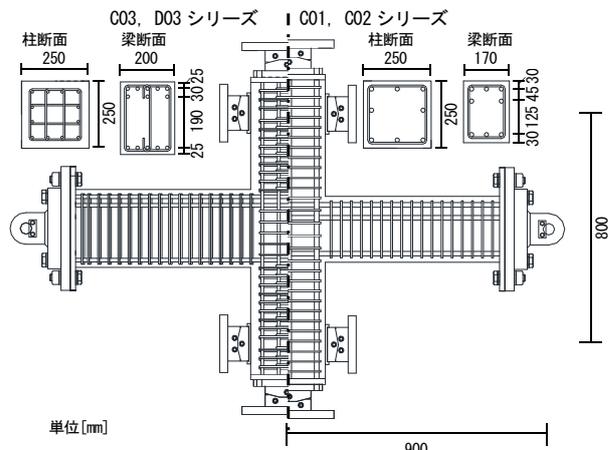


図-1 試験体概要

*1 横浜国立大学大学院 都市イノベーション学府建築都市文化専攻 博士課程前期 (学生会員)

*2 横浜国立大学大学院 都市イノベーション研究院 教授 博(工) (正会員)

*3 日本大学大学院 理工学研究科 博士課程前期 (学生会員)

*4 日本大学 理工学部海洋建築工学科 准教授 工博 (正会員)

時の接合部せん断力に対する接合部のせん断強度³⁾の比、付着余裕度は梁通し主筋が接合部両端で引張および圧縮の降伏強度に達した時に生じる付着応力に対する付着強度³⁾の比、柱梁曲げ強度比は柱と梁の危険断面が曲げ終局強度に至るときの節点位置の曲げモーメントの比、 β_j は塩原による柱梁接合部降伏による強度低下率⁶⁾である。ここで、曲げ終局強度は材料試験結果からコンクリートはe関数、鉄筋はバイリニアでモデル化した応力-ひずみ関係と平面保持の仮定に基づいて断面解析し、断面の圧縮縁のコンクリートのひずみが0.35%に達した時と定義した。

既報⁵⁾の柱梁曲げ強度比が2.0以上の試験体1S、D及び2S、DをそれぞれC01シリーズおよびC02シリーズとし、新たに実験を行った柱梁曲げ強度比が1.5以下の試験体をC03シリーズ、D03シリーズとする。

全てのシリーズで同一試験体を2体作成し、静的及び動的荷重を行い、荷重速度による違いを確認する。なお、試験体名の末尾Sが静的荷重試験体、Dが動的荷重試験体である。

2.2 荷重概要

図-2に荷重装置概要を示す。試験体は柱脚をピン支持、左右の梁端部をローラー支持とし、L字ビームを介して柱頭の変位制御で正負交番繰返し荷重を行った。反力壁に取り付けたアクチュエーターもしくは油圧ジャッキで水平力を荷重した。L字ビームはパンダグラフ機構により水平に維持される。軸力は油圧ジャッキにより一定軸力を付加し、ジャッキ上部にスライド支承を設けることで試験体の水平変位に追随し、常に柱頭図心に定軸力が作用するよう荷重制御で荷重した。

表-3に加力スケジュール概要、図-3に加力スケジュールを示す。Cシリーズは同一変形角を10回繰返ししながら、漸増増分変位を与えた。D03シリーズでは、一定振幅での多数回繰返しの影響を検証する為、同一試験体であるC03シリーズが最大耐力を経験した変形角近傍(R=1/50)までC03と同様に荷重し、その後損傷限界レベルのR=1/200とR=1/50を1セットとし、15セット繰返す多数回繰返し荷重とした。動的荷重時の加振周期等、荷重詳細については既報⁵⁾を参照されたい。

3. 実験結果

3.1 節点モーメント-層間変形角関係

図-4に節点モーメント-層間変形角関係を示す。節点モーメントは、梁端に取り付けたロードセルで測定した梁せん断力から算出した左右の梁の柱梁節点位置のモーメントの和であり、正側加力時の節点モーメントを正と定義した。また、主筋の降伏は、最も早く引張または圧縮の降伏ひずみ(材料試験結果)に到達した点と定義し

表-2 材料特性一覧

コンクリート				
試験体名	圧縮強度	圧縮時ひずみ	ヤング係数	割裂強度
	N/mm ²	μ	$\times 10^4$ N/mm ²	N/mm ²
C01_S	65.2	2833	3.44	4.4
C01_D	66.4	2767	3.52	4.4
C02_S,D	45.5	2350	3.20	3.7
C03_S,D	40.7	1732	3.07	3.1
D03_S,D	45.5	2280	3.26	2.9

ヤング係数は最大圧縮強度の1/3と原点を結んだ傾きとした

鉄筋					
試験体名	鋼種	降伏強度	降伏ひずみ	引張強度	ヤング係数
		N/mm ²	μ	N/mm ²	$\times 10^4$ N/mm ²
C01_S,D C02_S,D	D13(SD390)	421.8	2410	621.0	1.95
	D16(SD390)	447.9	2599	622.7	1.88
	S6(KSS785)	1026.1*	5518	1219.2	1.85
C03_S,D D03_S,D	D10(SD345)	385.6	2366	548.1	1.81
	D13(SD490)	446.1	2388	613.6	1.94
	S6(KSS785)	877.2*	4753	1103.2	1.83

*降伏点は0.2%オフセットとする

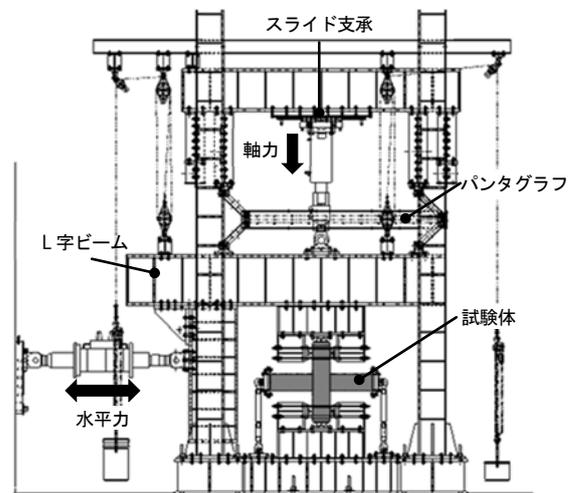


図-2 荷重装置概要

表-3 加力スケジュール概要⁵⁾

目標層間変形角 [rad]	1/200まで	1/100	1/75	1/50以降
繰返し回数	10回			
プロトタイプ周期 [sec]	固有周期	層間変形角 1/100相当の 等価周期	層間変形角 1/75相当の 等価周期	層間変形角 1/75時の 最大速度一定
	2.11	3.3	3.89	
動的荷重時周期 [sec]	1.05	1.65	1.95	2.92

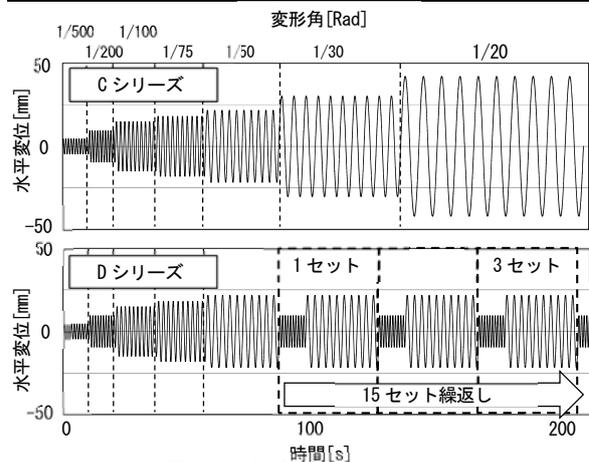


図-3 加力スケジュール

た。なお、図-4 中の実線は、梁の曲げ終局耐力計算値を示す。

全ての試験体で概ね計算値耐力を発揮したものの、顕著なスリップ性状を示し、最大耐力経験後の繰返し載荷により、徐々に耐力が低下する様子が観察された。載荷方法による大きな違いは見受けられなかった。

3.2 最終破壊状況

写真-1 に試験体の最終破壊状況を示す。柱梁曲げ強度比が 2.0 以上の C01, C02 シリーズは梁端部に損傷が集中しているのに対し、柱梁曲げ強度比が小さい C03, D03 シリーズは接合部へ損傷が集中した。特に、C03 シリーズは接合部パネルのかぶりコンクリートが全て剥落し、柱主筋が座屈するなど接合部が著しい損傷を受けた。

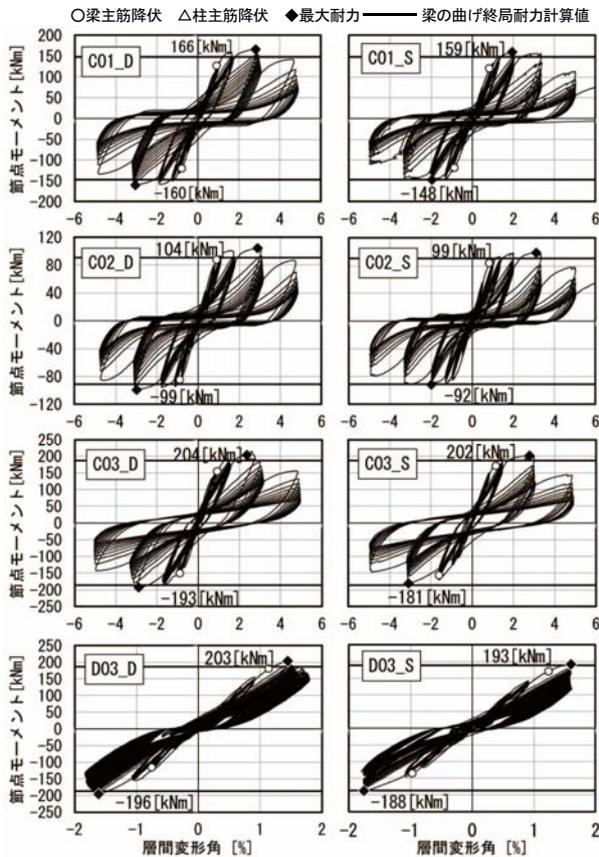


図-4 節点モーメント-層間変形角関係

3.3 節点モーメントの推移

図-5 に正側載荷時の節点モーメントの推移を示す。なお、節点モーメントは各シリーズの静的載荷試験体の最大値で基準化して示した。C01 シリーズと C02 シリーズは類似した挙動を示した為、代表して C02 シリーズを示す。全ての試験体で、最大耐力を経験するまでは同一変形角を 10 回繰返しても耐力低下はほとんど見られないが、最大耐力経験後、同一変形角を 10 回繰返す中で徐々に耐力低下した。

同一試験体で、載荷方法が違う C03 シリーズと D03 シリーズを比較すると、C03 シリーズでは R=1/20 終了時に最大耐力の 4 割程度まで低下した一方、D03 シリーズで最大耐力を経験した変形角を多数回繰返しても、最大耐

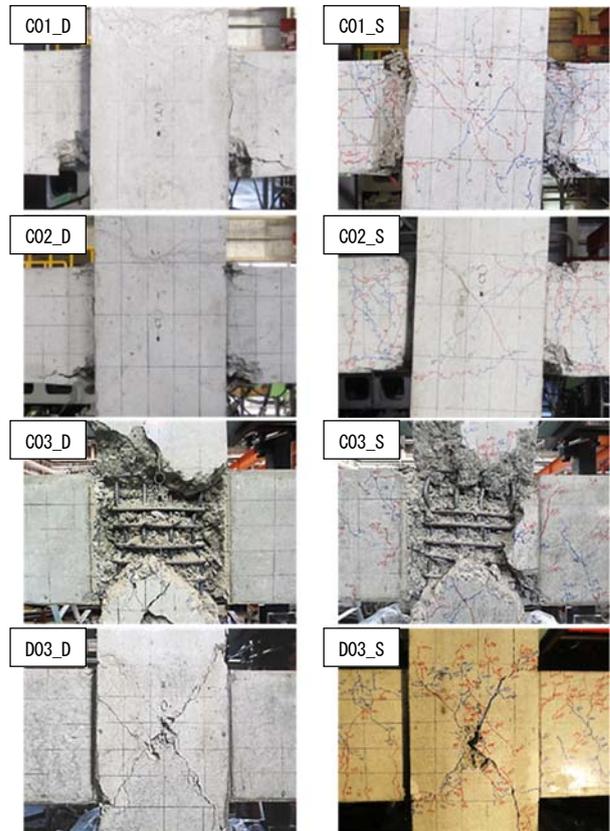


写真-1 最終破壊状況

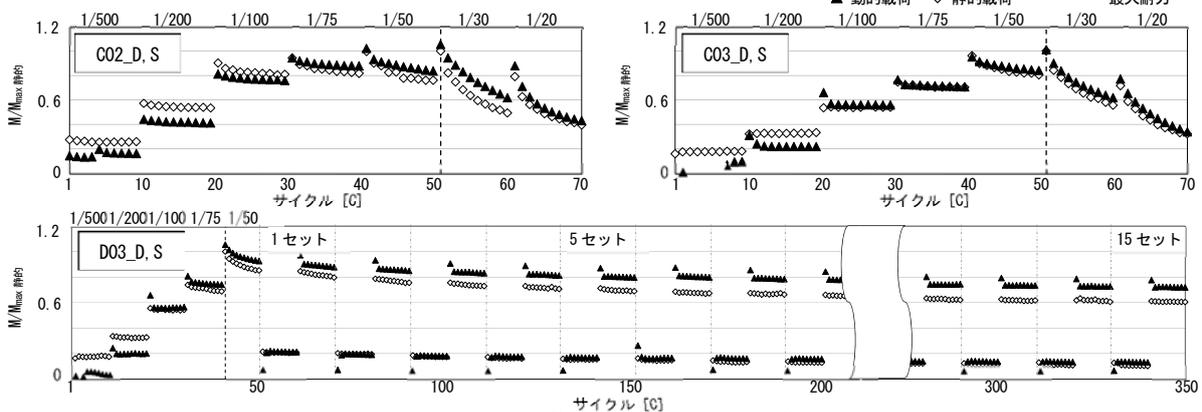


図-5 正側載荷時の節点モーメント推移

力の6割程度までの低下に留まった。

また、全ての試験体において静的載荷と動的載荷の間に大きな差は見受けられなかった。

3.4 梁通し主筋ひずみ分布

図-6 に正側加力時における梁通し主筋のひずみ度の最大値の分布を示す。柱梁曲げ強度比が2.0以上のC01, C02シリーズは同様の挙動を示した為、代表してC02を示す。柱梁曲げ強度比が大きいC02シリーズでは、梁端部のみが降伏し、明快な梁端部の曲げ降伏先行型の破壊モードであるのに対し、柱梁曲げ強度比が1.5以下と小さいC03シリーズは、梁端部だけでなく接合部内部もほぼ同時に降伏に至る様子が確認できる。なお、C01, C02, D03シリーズは柱主筋、柱せん断補強筋は最大耐力経験後も降伏ひずみに至らなかったが、C03シリーズは最大耐力経験後の繰返し載荷の中で柱主筋、柱せん断補強筋、接合部横補強筋は降伏した。これは、文献⁴⁾の柱梁接合部破壊に至る過程に、梁、柱主筋と接合部横補強筋の降伏が挙げられていることと対応すると考えられる。また、全ての試験体で梁のせん断補強筋は降伏ひずみに達しなかった。

4. 実験結果の検討

4.1 接合部入力せん断力

図-7にCシリーズの接合部入力せん断力-層間変形角関係を、図-8にDシリーズの接合部入力せん断力の推移を示す。なお、接合部入力せん断力は梁通し主筋降伏時の接合部入力せん断力 V_j で基準化し、C01シリーズ、C03_Dは正側加力時、C02シリーズ、C03_Sは負側加力時の値である。また、図中の破線は接合部せん断余裕度 $(V_{ju}/V_j)^3$ であり、図-8では最大耐力経験後は $R=1/50$ 時のみプロットした。接合部入力せん断力の算出にあたり、梁の通し主筋の危険断面位置のひずみゲージの履歴をMengotto-Pintoモデル⁷⁾に従うとして追跡しながら応力へ変換し鉄筋引張力を求めた。また、柱せん断力は、梁端のロードセルから求めた柱梁節点位置のモーメントが上下の柱へ均等に分配されると仮定し算出した。

全ての試験体で、接合部入力せん断力は主筋降伏時の接合部せん断力計算値と同程度以下となり、加力終了時まで顕著な低下は見られなかった。最大耐力経験後、同一変形角を10回繰返す中で、接合部入力せん断力が低下するのは繰返し載荷による層せん断力の低下に追随し

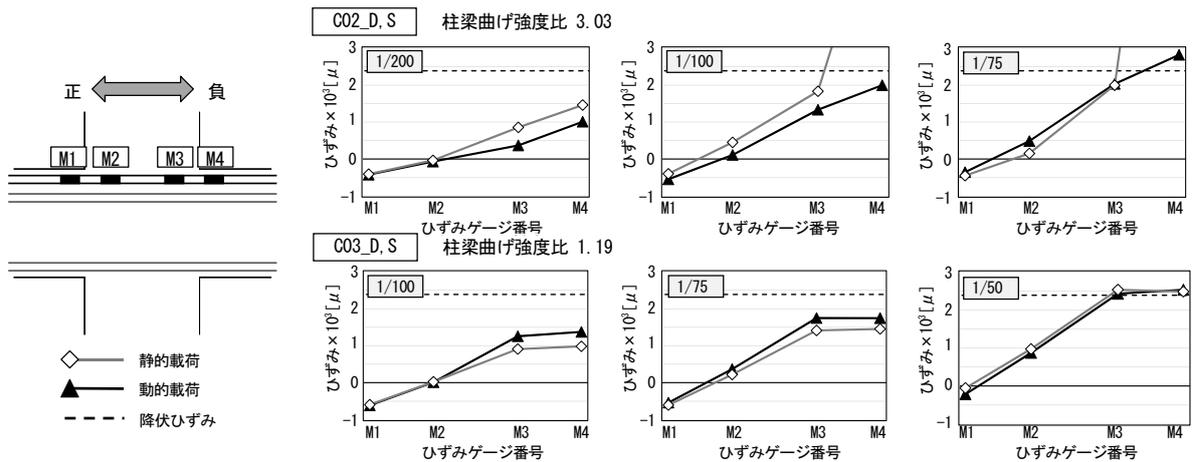


図-6 梁通し主筋のひずみ値の最大値の分布

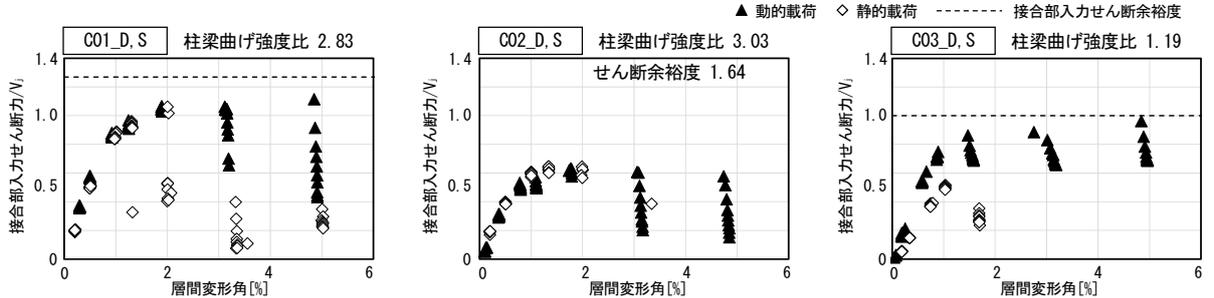


図-7 接合部入力せん断力-層間変形角関係

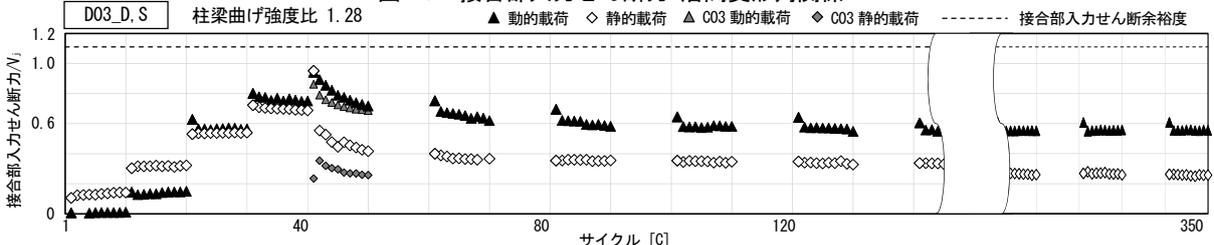


図-8 接合部入力せん断力の推移

ているからと考えられる。

柱梁曲げ強度比が小さい試験体について、C03 シリーズは接合部に著しい損傷が認められるが、加力終了まで接合部入力せん断力の低下は起きなかった。また、D03 シリーズでも、最大耐力を経験した変形角近傍で多数回繰返し载荷をする中で、接合部入力せん断力が層せん断力に追随し徐々に低下したものの、急激な低下は起きなかったことから、全ての試験体で接合部せん断破壊は起こらなかったと考えられる。

4.2 接合部パネルひずみ

図-9 に対角線方向の変位計測を、図-10 に接合部パネルコンクリートの対角線方向のひずみ-変形角関係を、図-11 に D シリーズの接合部パネルコンクリートの対角線方向のひずみの推移を示す。なお、図-10、図-11 中では圧縮を負とし、破線は材料強度試験の圧縮強度時のひずみを示す。対角線方向のひずみは図-9 中に示す対角線方向の変位計から平均ひずみ度として求めた。

柱梁曲げ強度比が大きい C01、C02 シリーズの接合部パネルのコンクリートの圧縮ひずみは、材料試験の圧縮強度時ひずみよりはるかに小さい値である一方、柱梁曲げ強度比が小さい C03、D03 シリーズは大きく上回った。対角線方向のひずみは、必ずしも主ひずみとは一致しないが、接合部パネルの圧壊の判断には採用できると考えた。このことから、C03、D03 シリーズの接合部パネルコンクリートは圧壊していると判断した。これは、文献⁴⁾の柱梁接合部破壊に至る過程に、接合部パネルのコンクリートの圧壊が挙げられていることと対応すると考えられる。

また、D03 は最大耐力を経験した変形角近傍の変形角を何度も経験する中でも、接合部の変形が進む様子が確認された。C03 シリーズは R=1/30 の 1 回目 (±51C) で最大耐力を経験するまで、2 つの変位計から算出したひずみが両方とも引張方向に増加し、その後 R=1/30 を繰返す中で一方が圧縮に転化し、急激にひずみが増加している。このことから、接合部パネルコンクリートの圧壊は、耐力低下の原因の 1 つであると考えられる。

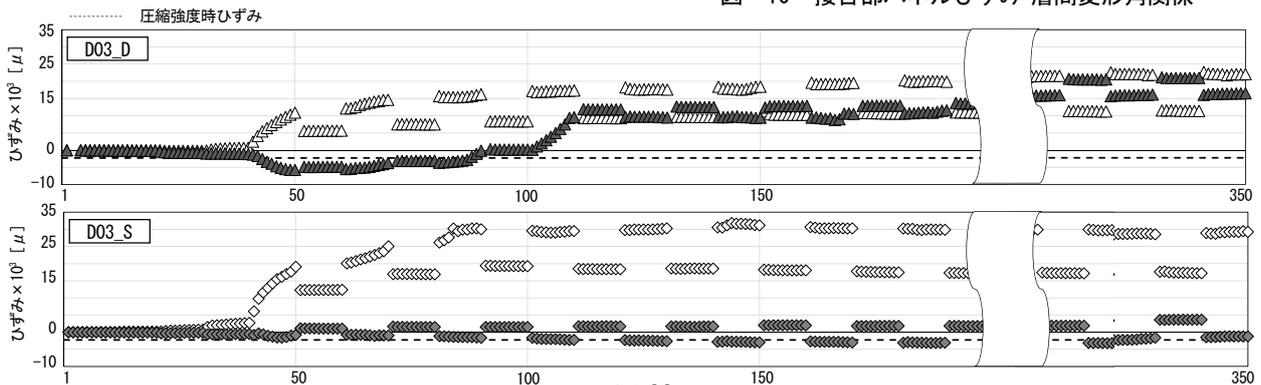


図-11 主筋降伏時の接合部入力せん断力に対する接合部入力せん断力の比の推移

4.3 梁通し主筋の平均付着応力度

図-12 に C シリーズの梁の下端筋の平均付着応力度-層間変形角関係を示す。平均付着応力度の算出にあたり、梁の通し主筋のひずみゲージの値は先述の通り応力度に変換した。なお、C01 シリーズは歪ゲージが測定不能になるのが早く、データ数が少ない為割愛した。また、図-6 に示したひずみ分布より、主筋の応力度が変化する範囲は柱梁曲げ強度比が大きい C02 シリーズは M1 から M4 の接合部両端部、柱梁曲げ強度比が小さい C03、D03 シリーズは降伏域が接合部内まで入っていることから、接合部内の M2 から M3 の範囲と定義した。

全ての試験体で、変形角が大きくなるにつれて同一変



図-9 対角線方向の変位計測

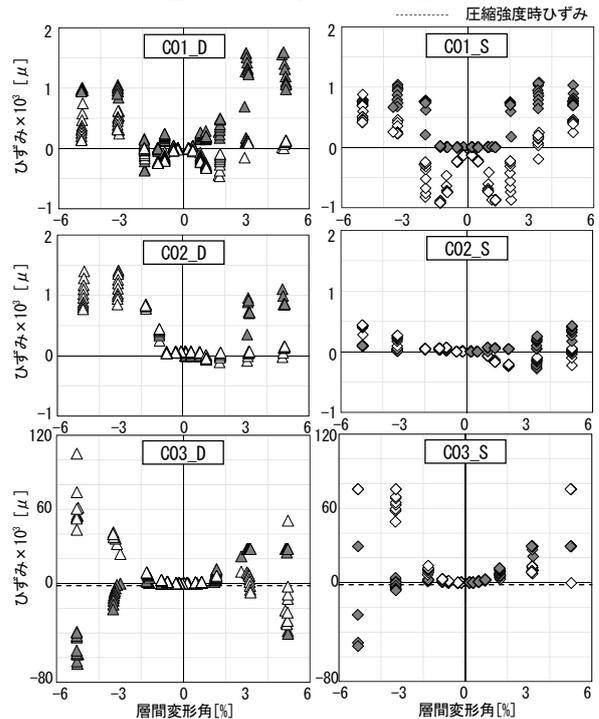


図-10 接合部パネルひずみ-層間変形角関係

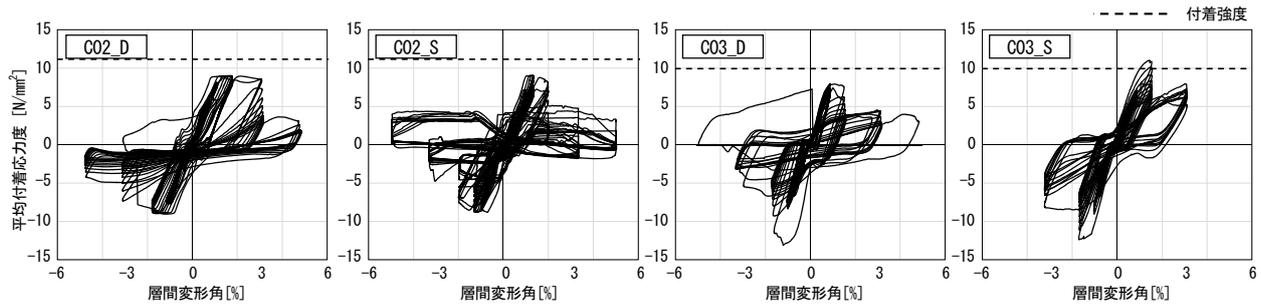


図-12 梁通し主筋平均付着応力度 - 層間変形角関係

形角を10回繰返す中で徐々に付着が劣化した。特に、最大耐力経験後同一変形角を繰返す中での平均付着応力度の低下が顕著であり、これは図-5に示した節点モーメントの推移と概ね一致した。このことから、付着の劣化は耐力低下と相関していると考えられる。また、静的載荷と動的載荷で比較すると、静的載荷の方が、付着劣化が起こる変形角が小さい傾向があった。これは、動的載荷はひび割れが局所に集中する特徴があるのに対し、静的載荷は全体的にひび割れが入ることと対応すると考えられる。

C02シリーズの平均付着応力度の上限は、鉄筋の降伏応力度によって決まり、C03シリーズでは付着強度³⁾以上の力を発揮した。

5. まとめ

多数回繰返し載荷の影響、静的及び動的載荷の比較、柱梁曲げ強度比の影響に着目して実験を行い、検討した結果得られた知見を以下に示す。

全ての試験体で、最大耐力は断面解析により概ね評価できた。節点モーメント-層間変形角関係は、載荷方法による大きな違いは見受けられず、全ての試験体で著しいスリップ性状を示した。

多数回繰返し載荷の影響について、同一変形角を10回繰返す中で、徐々に耐力が低下する様子が確認された。原因として、接合部パネルの圧壊や、繰返し載荷中での付着の劣化が考えられた。

載荷方法の違いについて、静的載荷の方が、付着劣化が生じる変形角が小さかった。これは、動的載荷はひび割れが局所の集中する傾向があるのに対し、静的載荷は全体的にひび割れが入る傾向があることと対応すると考えられた。

柱梁曲げ強度比が大きい場合、梁通し主筋のひずみ分布より、梁端部が降伏していること、接合部入力せん断力が最大耐力後も上昇、もしくは層せん断力に追随していること、接合部パネルのひずみが小さいことから、最終破壊性状は梁端曲げ降伏先行型と判断した。

柱梁曲げ強度比が小さい場合、接合部内にヒンジが形成された。また、柱主筋も降伏した。C03シリーズ、D03

シリーズ共に架構が耐力を発揮したのは耐力低下の指標として提案されている β_j^0 の値が1以上であることと対応する。また、梁通し主筋のひずみ分布より、接合部内まで降伏していたこと、接合部入力せん断力が最大耐力後も上昇、もしくは層せん断力に追随していること、および接合部パネルのコンクリートが圧壊していたことから、最終破壊性状は接合部曲げ破壊と判断した。さらに、最大耐力を経験した変形角近傍で多数回繰返し載荷をすると、接合部パネルのひずみが増加する様子が確認された。

謝辞

本論文の執筆にあたり、横浜国立大学の杉本訓祥准教授、日本大学の中西三和特任教授に貴重なご助言、ご指導を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大川 出：東日本大震災最終報告を踏まえて③長周期地震動の評価について、独立研究法人建築研究所、2012.6
- 2) 南海トラフの巨大地震モデル検討会他：南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告、2015.12
- 3) 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、1999
- 4) 塩原 等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構、日本建築学会構造系論文集、No.631、pp.1641-1648、2008.9
- 5) 佐々木 成紀、瑞慶覧 長尚、古谷 章、中西 三和：長周期地震動を受ける超高層RC造建物の柱梁接合部の性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.36、No.2、pp.241-246、2014
- 6) 塩原 等：鉄筋コンクリート柱梁接合部における接合部降伏の終局強度の実用的算定法、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.389-390、2014.9
- 7) Ciampi,V,et al.:Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California,Berkeley,Nov.,1982