

論文 損傷制御性能を有する柱SC-梁S骨組の構造性能に関する実験的研究

中原 浩之^{*1}・尹 浩^{*2}・高取 大^{*3}

要旨: 著者らは損傷制御性能を有する柱SC-梁S構造骨組を提案し, その構造及び施工性能を実験により検討してきた。本論では, その柱梁接合部のプレキャストユニットの構造性能を調べるために, 1/3縮小試験体を6体作製して実験を実施した。本実験から, 提案骨組の優れた施工性と残留変形を小さく留める損傷制御性能が確認されている。本論文では, 提案した骨組の施工方法, 強度評価および損傷制御性能について述べる。

キーワード: 合成構造, 簡易施工, アンボンド鉄筋, セルフセントリング, 残留変形

1. はじめに

阪神大震災以降, 震災後の建物の継続使用についての議論が多く行われ, 損傷制御性能を有する構造が注目されるようになった。このような状況において著者らは, 2005年度より残留変形を小さくすることとひび割れ抑制を目的とし, RCのプレキャストユニットをPC鋼棒で乾式接合した構造を提案し, 実験及び解析研究を進めてきている。¹⁾この試験体は, 柱は乾式接合としていたが, 梁が湿式接合となっていた。この部分の施工・解体性能を改善する目的で, 2008年度からは, 同等の損傷制御性能を有する鋼・コンクリート合成構造(SCCS)骨組を提案し, これの施工法と弾塑性挙動について調べてきた。²⁾³⁾

本骨組は 図-1(a)に示すような柱の曲げ破壊を先行させるように設計する。柱は無筋コンクリートのため, 端部が大きく開く。この際内蔵した棒鋼に張力が発生する。この張力により残留変形を小さくさせることを意図して

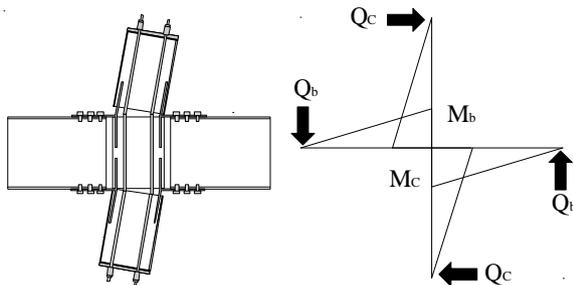


図-1 地震時の変形予想図および曲げモーメント図

いる。これを実現するためには, 図-1(b)に示すような柱の曲げ強度 M_c が発揮された時に, 他の部分が破壊しないことを確認する必要がある。本研究では, 接合部の詳細, 内蔵棒鋼を変化させて, 実験試験体を6体作製し, 加力実験を行なった。本論では, 実験結果をふまえて本構造の施工性能と力学性状を考察する。

2. 試験体

2.1 試験体詳細

表-1に実験に使用した試験体6体の一覧を示す。実験パラメーターは次の4点, 1) 組立ダイアフラムの詳細, 2) 柱に設置する棒鋼の強度, 3) 軸力比, 4) 柱のダクトの有無, である。図-2に試験体の名称の説明を示す。一文字目は組立ダイアフラムの型式を表している。二つ目は使用する棒鋼の強度を, PC鋼棒ならばH, 機械構造用炭素鋼ならばM, SS400ならばLで表示している。数字は軸力比の小数点第一位と第二位の値で, 最後の英字は棒鋼を設ける際のダクトの有無を, 設ける場合はD, 設けない場合はNで表示している。図-3に本研究の試験体を示す。試験体は実大建物の1/3縮尺モデルの柱梁接合部分に相当し, 200 × 200 × 6の鋼管で横補強した無筋コンクリート柱とせい300mmのH形鋼梁からなる。梁のウェブは山形鋼を介して, パネル部鋼管と高力ボルトを用いて接合している。梁のフランジは, 図-4に示す組立ダイアフラムと称する接合要素に高力ボルトを用いて接合している。組立ダイアフラムは2つのスプリットTを9mmの鋼板で溶接して一体化したものである。CとF型には,

表-1 試験体一覧

試験体	組立ダイアフラム	丸鋼の種類と径	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ダクト	シアキー
EH19D	E型	PC鋼棒(13)	1243	1288		×
CL12N	C型	SS400(11)	324	451	×	
EL10N	E型	SS400(9)	325	438		
CL17N	C型	SS400(9)				
FL24N	F型	SS400(10)	329	452		
FM16N		S45C(10)	693	821		

正式名称は機械構造用炭素鋼(高強度)

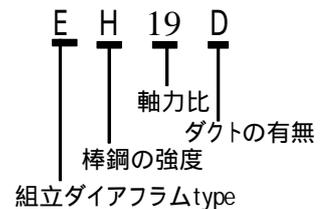


図-2 試験体名称の説明

*1 九州大学大学院人間環境学研究院 准教授 博士(工学) (正会員)
 *2 九州大学大学院人間環境学府 大学院生
 *3 清水建設(元九州大学大学院生) 修士(工学)

H形鋼からスプリットTを作製している。F型のみ水平シアキーの役割を持つ30φの丸鋼が溶接されている。

2.2 施工手順

実験で使用する十形ユニットの組立手順を示す。まず、十形ユニット1つに対して3つの鋼管、2つの組立ダイアフラムを用意する。

次に、写真-1のように鋼管および組立ダイアフラムを交互に積み上げる。積み上げの際には組立ダイアフラムと鋼管との間にゴムを挟み、23mmのクリアランスを設けている。これは、鋼管が軸力を負担しないようにするため、実験においては想定通りの機能を果たした。また、スプリットTを作製したH形鋼のフランジ部分にもゴムを挟み、軸力の負担を避けている。さらに、組立ダイアフラムと鋼管の接する面にはテフロンシートを貼り、組立ダイアフラムと鋼管の間に生じる鉛直方向の摩擦を低減している。最後に棒鋼を挿入し、コンクリートを打設した。EH19Dのみグリースを塗付した23φの棒鋼を挿入し、コンクリートの硬化後、これを引き抜いてPC鋼棒

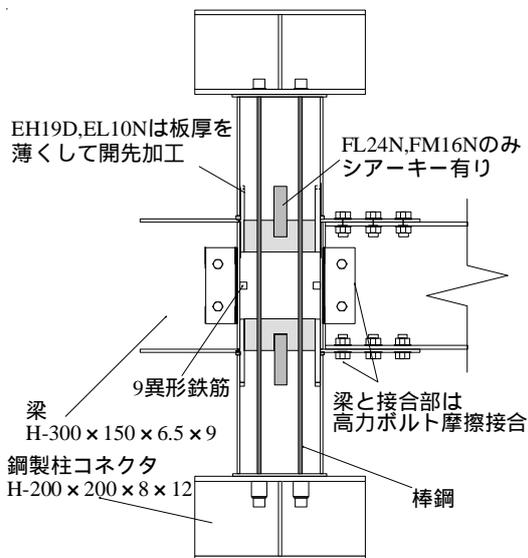


図-3 試験体

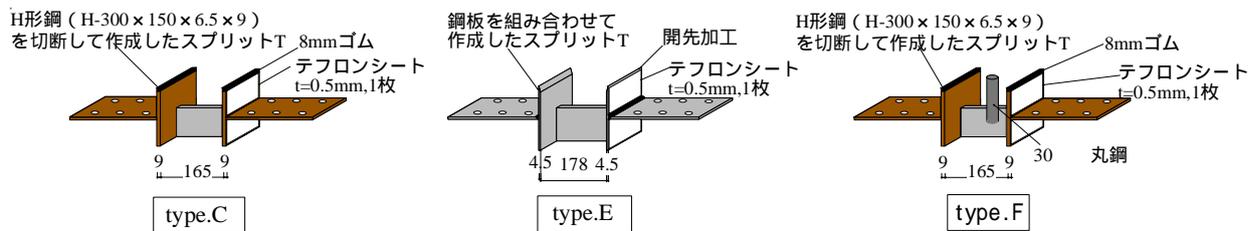


図-4 組立ダイアフラム

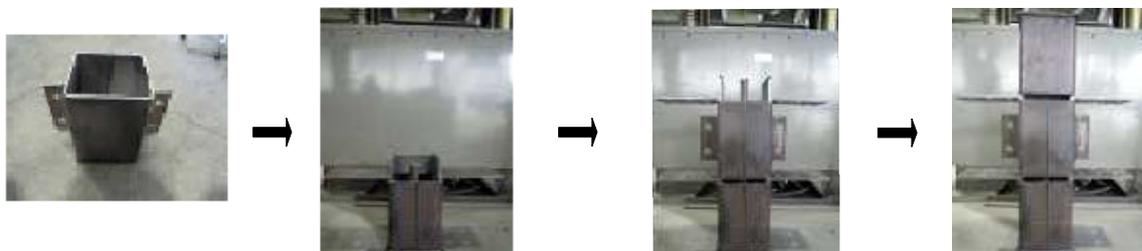


写真-1 十形ユニット組立手順

(13)のダクトを形成している。他の試験体は、ダクトは設けていないので、この手順が省かれている。H形鋼梁のフランジは組立ダイアフラムと、ウェブは鋼管に溶接されたアングルとボルト接合される。組立ダイアフラムをあらかじめ作成しておけば、十形ユニット作製にあたって溶接及び型枠作業が無く、建設現場における簡易な施工が可能であると考えられる。

2.3 試験体の設計

使用したコンクリートの調合と性質を表-2に、鋼材の機械的性質を表-3に示す。鋼管とH形鋼はそれぞれ市販のSTKR400とSS400である。

本骨組は、柱の曲げ破壊を先行させるように設計する。そのためには、柱の曲げ強度が発揮されたときに、他の部分が破壊しないことを確認する必要がある。ここでは、表-4のように各部の耐力を梁のせん断力 Q_p として表し、それぞれを比較する。柱の曲げ強度は、軸力比0.2と仮定した無筋コンクリートの曲げ耐力により算定した。

ボルト部のすべりによって決定する梁の曲げ耐力は、高力ボルトの一面摩擦強度にボルト本数と上下梁フランジ間距離を乗じて求めた。スプリットTの曲げ降伏によって決まる梁の曲げ耐力は、スプリットTの断面積にその降伏強度と上下梁フランジ間距離を乗じて求めた。H形鋼の梁の曲げ耐力は、その降伏強度に断面係数を乗じて求めた。各部の破壊耐力を比較すると、柱の曲げ破壊が先行することがわかる。

3. 加力および測定方法

載荷装置を図-5に示す。試験体は柱上下をピン支持と

表-2 コンクリートの調合一覧

試験体	シリンダー強度 (MPa)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	スランブ (cm)	エア (%)
EH19D CL12N	39.2	42	51.7	21.5	5.9
EL10N CL17N	49.9	42	49.1	22.5	4.6
FL24N FM16N	43.6	45	47.8	16.3	4.8

表-3 鋼材の機械的性質

鋼材の種類		規格	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	降伏比	伸び (%)
200×200×6		STKR400	396	484	187	0.818	28.8
梁 H-300×150×6.5×9		flange	304	448	196	0.679	40.8
			web	356	484	202	0.737
組立 ダイヤフラム type.E	鋼板 t=6	SS400	-	407	192	0.609	38.8
	鋼板 t=4.5		-	332	420	195	0.791
組立 ダイヤフラム type.C,F	スプリットT H-300×150×6.5×9	web	361	456	205	0.757	36.9

表-4 各部耐力から決まる設計強度

試験体	柱の曲げ (kN)	ボルト部の滑り (kN)	H形鋼梁の曲げ (kN)	スプリットTの曲げ (kN)
EH19D	48	114	162	76
CL12N				106
EL10N				76
CL17N				106
FL24N	44			
FM16N				

表-5 実験開始時の軸力

試験体	軸力(kN)		軸力比
	鉛直力	鋼材張力	
EH19D	142	135	0.19
CL12N		24	0.12
EL10N		24	0.10
CL17N		253	0.17
FL24N	354	21	0.24
FM16N	228	21	0.16

なるように設置し、梁の両端に取り付けた100kN油圧ジャッキにより逆対称変形を与える載荷を行った。梁とジャッキは鋼板を介してピン接合としている。4本の棒鋼にはそれぞれレンチで軸力を導入した。その後、上部の1000kN油圧ジャッキからピンを介して試験体の柱に鉛直軸力を作用させて、試験中一定に保った。表-5には実験開始時に作用している軸力 N および軸力比 N/N_0 を示している。表には加力実験前に導入した初期張力も示しており、鉛直力と張力の和を軸力として表している。 N_0 はコンクリート断面積にシリンダー強度をかけて算出している。

測定装置を図-6に示す。変形の測定は、試験体の柱頭および柱脚のピン部分から取り出したアルミ製のフレームに変位計を取り付け、梁の先端部と柱の鉛直変形、上下柱の水平変形を測定した。図-6の および の変位計から、両梁端部の鉛直変位の差を計測し、これを計測間距離(1620mm)で除して梁の部材角 R_b を求めた。加力は、こ

の R_b を用いて変位制御で行った。4本の丸鋼に作用する引張力は、試験体下部のロードセルにより測定した。これは、直径と高さが36mmの鋼製円柱に棒鋼を通す15mmの穴を開け、周囲に4枚の1軸ゲージを添付したものである。すなわち、棒鋼に作用する引張力を鋼製円柱を介する事で圧縮ひずみとして4ゲージ法で検出している。

図-7に載荷プログラムを示す。本実験の載荷プログラムは、梁の部材角 R_b で制御を行い、 $R_b=1.0/100\text{rad}$ までは $R_b=0.25/100\text{rad}$ を単位とし、 $R_b=1.0/100\text{rad}$ から $R_b=2.5/100\text{rad}$ までは $R_b=0.5/100\text{rad}$ を単位として、各変形で2回繰り返す漸増変位振幅の載荷を行った。

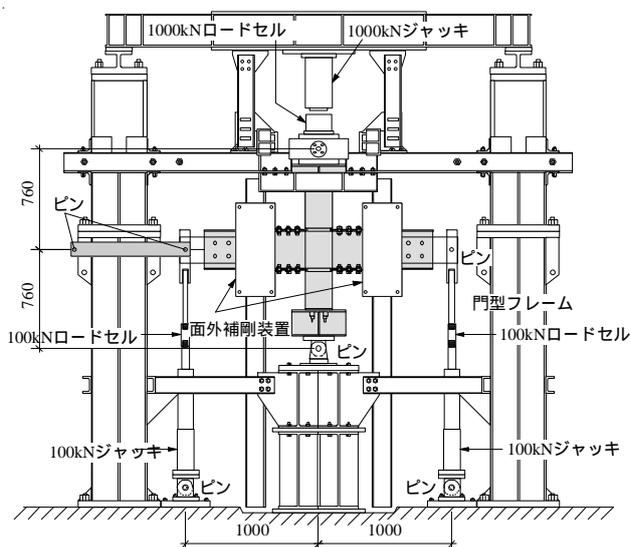


図-5 載荷装置

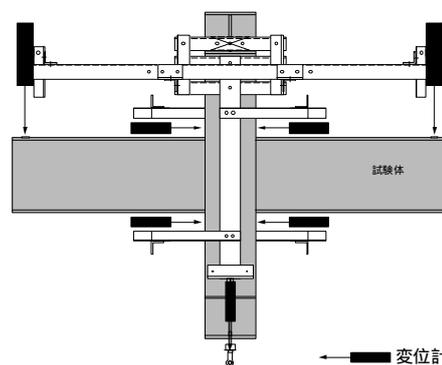


図-6 測定装置

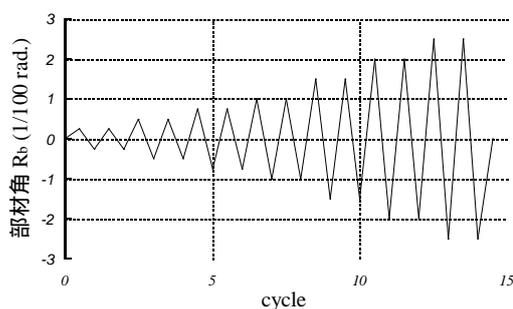


図-7 載荷プログラム

4. 試験体の耐力算定法

本骨組は、図-1(a)に示すように柱の曲げ降伏を先行させるように設計している。

柱の曲げ耐力 M_c は、内蔵棒鋼が負担する曲げモーメント M_s とコンクリートが負担する曲げモーメント M_c の和により算定する。 M_s は、内蔵棒鋼の引張力の差分から得られる。 M_c は無筋コンクリート柱の全塑性耐力として算定した。

$$M_c = M_s + M_c \quad (1)$$

$$M_c = \frac{N_m}{2} \left(D - \frac{N_m}{\sigma_{cB} \cdot c \cdot b} \right) \quad (2)$$

本試験体は、図-8の様にダクト、または棒鋼部分にコンクリートの圧縮束が成立しないとして断面幅からダクト幅、もしくは棒鋼の径を減じた値を有効断面幅 c とした。

また σ_{cB} は鋼管で横補強されたコンクリートの圧縮強度で、

$$\sigma_{cB} = K \cdot \sigma_B \quad (3)$$

と表現される。ここで σ_B はコンクリートのシリンダー強度で、 K はコンクリート強度上昇係数⁴⁾ であり、次式で算定した。

$$K = 1.0 + 11.5 \frac{\sigma_y}{\sigma_B} \cdot \frac{4t^2(D-t)}{(D-2t)^3} \quad (4)$$

ここで、 D と t は鋼管のせいと板厚であり、 σ_y は鋼管の降伏強度である。

5. 荷重 - 変形関係と強度評価

実験によって得られた梁のせん断力 Q_b - 部材角 R_b 関係を図-9に実線で示す。図の縦軸は両側のジャッキから与えられる荷重の平均で、横軸は梁の部材角 R_b で表している。図中に破線で示すのは $R_b=1.5/100\text{rad}$ 時の柱の曲げ強度 M_c を Q_b で表したものである。なお、 M_c には上述した無筋コンクリートの計算曲げ強度 M_c に棒鋼が負担する曲げモーメント M_s の測定値を足し合わせている。軸力は、油圧ジャッキの測定値に棒鋼4本の測定張力を付加したものをを用いた。全ての試験体は、除荷した際に、試験体の残留変形が0付近に収まっており、セルフセンタリング性能が確認できる。ただし、EL10N試験体

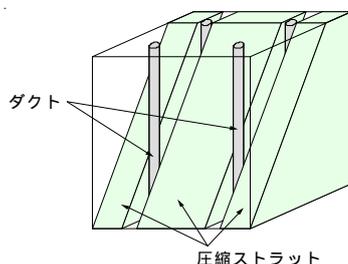


図-8 コンクリートの有効断面(十形骨組の下柱)

においては、 $R_b=-1.0/100\text{rad}$ 1回目加力時に加力装置の不備によりすべりが生じたため、以降負側にずれが生じている。EH19DとFM16N、FL24Nは、 $R_b=1.5/100\text{rad}$ 。以降もせん断力は上昇しているが、他は、このような上昇傾向は見られない。この理由は、内蔵棒鋼の降伏の有無に関係し、次節で詳述する。

表-6に $R_b=1.5/100\text{rad}$ 時の実験試験体の実験強度と計算強度を梁のせん断力 Q_b で示し、同時に $R_b=1.5/100\text{rad}$ 時の軸力比も示す。表-5と比較すると分かるように、いずれの試験体も、 $R_b=1.5/100\text{rad}$ の変形時には棒鋼の張力が増大し、軸力が付加されるので、実験開始時よりも軸力比が大きくなっている。計算強度は実験強度を2%から23%の間で安全側に評価出来ている。組立ダイアフラムのシアキーを有するFL24NとFM16Nの計算強度が、実験強度を他の試験体よりも過小評価しているが、それ以外の実験パラメーターによる強度評価に大きなばらつきは見られなかった。シアキーが曲げ強度に及ぼす影響については今後の課題としたい。

表-6 実験強度・計算強度一覧

試験体	実験強度 (kN)	計算強度 (kN)	1.5%時 軸力比	実験強度/計算強度
EH19D	36.5	33.4	0.26	1.09
CL12N	28.5	26.4	0.17	1.08
EL10N	28.1	25.4	0.13	1.11
CL17N	35.4	34.8	0.19	1.02
FL24N	47.0	39.6	0.25	1.19
FM16N	42.1	34.3	0.22	1.23

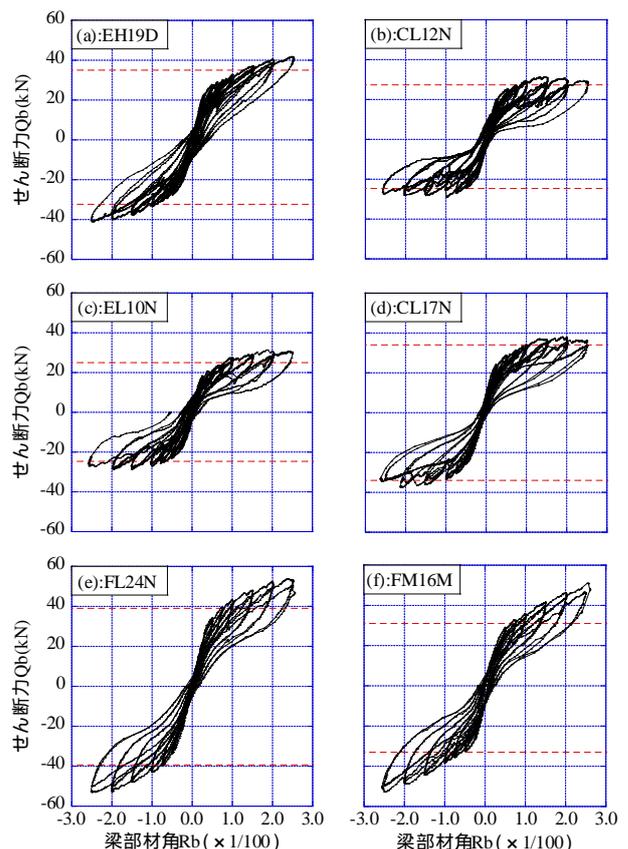


図-9 せん断力 - 部材角関係

図-10にそれぞれの試験体の柱の軸力 N_m と曲げモーメント cM の関係を示す。実線は式(2)を参照して計算された N_m - cM 曲線であり、点線はこれを0.9倍、破線はこれを1.1倍したものである。三角形のマークは実験で得られた各载荷サイクルのピーク時の値を示している。なお、塗りつぶしのマークは、それぞれ、 $R_b=1.0/100rad.$ 時と、 $R_b=1.5/100rad.$ 時の値を示している。初期軸力が小さい試験体は小さい変形から、初期軸力が大きい試験体は比較的大きい変形から、部材角の増大とともに棒鋼から軸力が付加されて、コンクリート断面の曲げ強度が増加していることが分かる。これが本構造の耐力発揮メカニズムである。このように、本構造では、初期軸力と変形に依存する付加軸力によって最大耐力が決定されることになる。この初期軸力と付加軸力の最適なバランスについての更なる検討は今後の課題としたい。

6. 内蔵棒鋼張力と部材角関係とセルフセンタリング性能の検討

図-11に内蔵棒鋼張力-部材角関係を示す。図の張力は、4本全ての棒鋼の平均値である。図中の太点線は棒鋼の降伏強度で、細点線は引張強度である。(a)と(f)では高強度鋼を用いているため降伏強度を図中に数値で示している。高強度棒鋼を用いたEH19D, FM16Nは図から分かるように、実験終了時まで弾性挙動が確認できる。部材角の増加とともに内蔵棒鋼に張力が付加された柱の軸力が増大しており、これは、 $R_b=1.5/100rad.$ 以降もせん断力が上昇していることに対応している。SS400を用いた

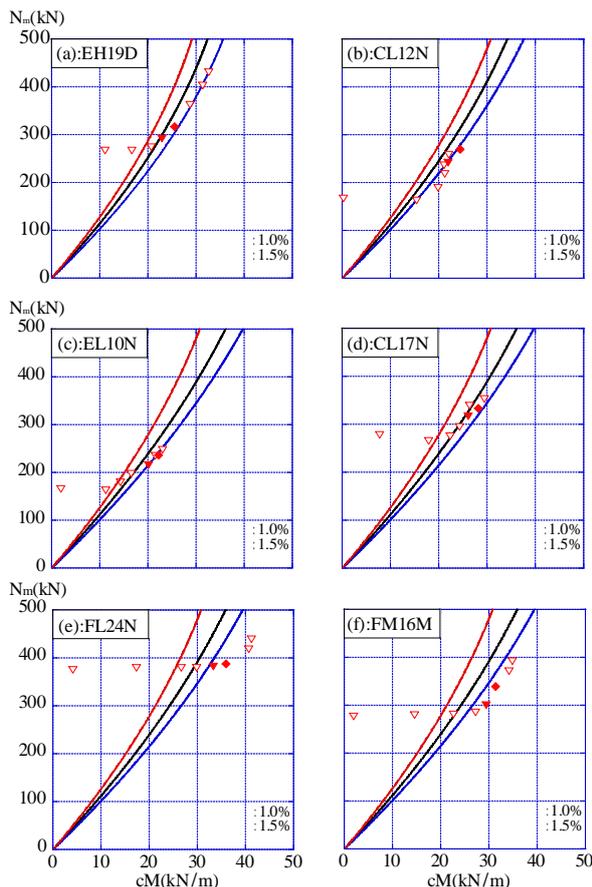


図-10 軸力 - 曲げモーメント関係

CL12N, EL10N, CL17Nは、 $R_b=1.5/100rad.$ 付近で棒鋼が降伏強度に達している。これは、 $R_b=1.5/100rad.$ 以降、せん断力が頭打ちになっていることと対応している。FL24Nに関しては、 $R_b=1.5/100rad.$ 以降も棒鋼は降伏強度に達することなくせん断力の漸増が観測される。これは、FL24Nが他の試験体よりも初期軸力が大きく、変形に伴う棒鋼への張力の導入が他よりも小さいためである。

荷重が0になった時の残留変形について詳しく見るために残留部材角 R_r -経験部材角 R_{b0} 関係を図-12に示す。図-12(a)はEH19D, CL12N, (b)はEL10N, CL17N, (c)はFL24N, FM16Nの結果であり、残留部材角, 経験部材角ともに梁の部材角 R_b で示している。実線および細実線で示された回帰曲線を見ると残留変形部材角は、EH19Dにおいては経験部材角の10%程度, CL12N, EL10N, CL17N試験体においては経験部材角の5%程度, FL24N, FM16Nにおいては経験部材角の8%程度となっている。これまでの研究では、棒鋼に常に張力が作用することでセルフセンタリング性能が発揮されると考えEH19Dを基本的な試験体としてきた。しかしながら、内蔵棒鋼が降伏して、棒鋼の張力が消失してもセルフセンタリング性能に及ぼす影響は小さく、むしろダクトを無くすことによって棒鋼のダブ抵抗が付加され、より残留変形を小さくできたものと考えられる。

$R_b=2.5/100rad.$ 載荷時と実験終了後の試験体の破壊状況を写真-2に示す。(a)と(b)から分かるように、載荷中は柱端部に生じたひび割れが大きく開いているが、加力終了後にはひび割れが閉じ、損傷が目立たなくなっている

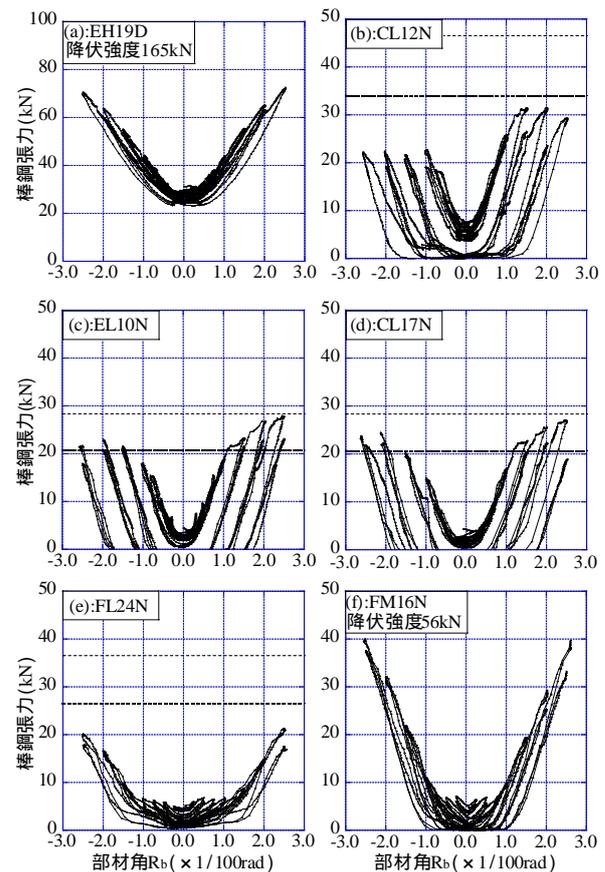


図-11 内蔵棒鋼張力 - 部材角関係

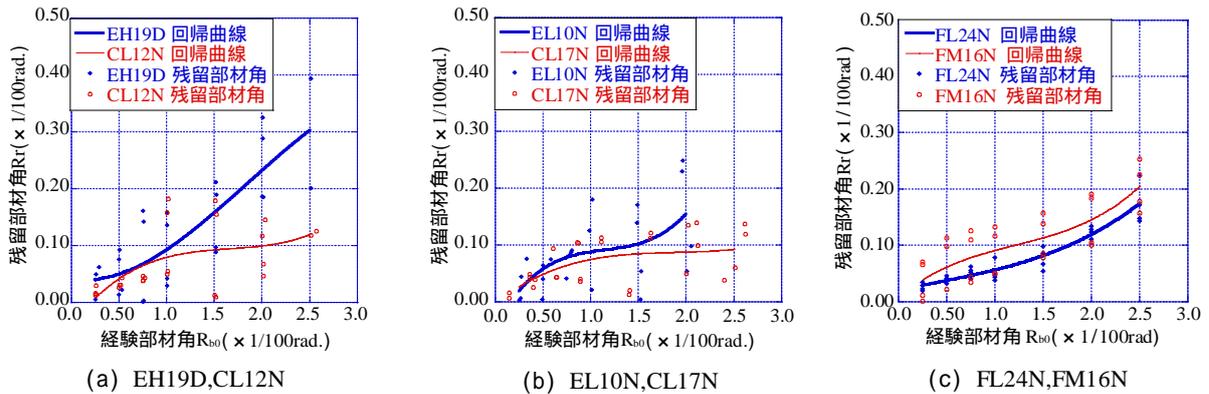


図-12 残留変形部材角 - 経験部材角関係



(a) CL12N 部材角 2.5% 時



(b) FL24N 実験終了後



(c) FL24N 鋼管剥がした後

写真-2 試験体破壊状況

ことが分かる。実験終了時の目視によると、損傷は柱端部のみ観測され、他の部分の損傷は観測できなかった。紙面の関係上詳述できなかったが、鋼管や鋼梁に添付したひずみゲージからも、鋼材の降伏現象は観測されなかった。(c)は実験終了後に柱鋼管を剥がした様子である。コンクリートの圧壊が観測されるが、鋼管の切断を行わない限り、内部コンクリートの崩落は起きない。本構造は、当初の目標通りの損傷制御性能を保持しており、地震後における継続使用の可能性が示された。

7. まとめ

本研究で得られた結論を以下に示す。

- 1) 試験体の作成過程より 本構造の優れた施工性が確認できた。
- 2) 加力実験により得られた荷重 - 変形関係より、全ての試験体でセルフセンタリング性能を示すことが確認できた。
- 3) 試験後の目視からは、試験体の損傷は柱端部にのみ集中しており、他の部分の損傷は観察できなかった。当初の目標通り、本構造の地震後における継続使用の可能性を示した。
- 4) 計算強度は実験強度を2%から23%の間で安全側に評価出来ている。ただし、シアキーを有する試験体については、若干過小評価になっている。
- 5) 内蔵棒鋼が降伏していない試験体は、 $R_b=1.5/100rad$ 。以降も実験のせん断力が上昇し続けているのに対して、内蔵棒鋼が降伏している試験体は、 $R_b=1.5/100rad$ 。を境に実験のせん断力がほぼ一定値に収まる現象が確認できた。

- 6) 内蔵棒鋼の降伏の有無に関わらず 試験体のセルフセンタリング性能は維持されている。むしろ、棒鋼が弾性を維持したEH19Dよりも棒鋼が降伏したCL17Nの方が、残留変形が小さくなっている。これは、ダクトを無くすことにより 棒鋼のダボ抵抗が付加されたためと考えられる。
- 7) 最もセルフセンタリング性能が発揮されたCL17N試験体においては残留部材角は経験部材角の5%程度に収まっており、他と比較してセルフセンタリング性能が向上した。
- 8) ダクトを無くすことで施工がさらに簡素化され、セルフセンタリング性能も向上することが確認できた。

参考文献

- 1) 中原浩之, 崎野健治, 江崎文也: 柱降伏を先行させる自己復原型RC骨組の開発に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第628号, pp.957-964, 2008.6.
- 2) 塩田浩旦, 窪寺弘顕, 北島幸一郎, 中原浩之, 崎野健治, 江崎文也: セルフセンタリング性能を有する鋼・コンクリート合成構造十形フレームの実験的研究, 日本建築学会研究報告九州支部, 構造系, 48号・1, pp.441-444, 2009.3.
- 3) 高山一斗, 中原浩之, 崎野健治, 江崎文也: 損傷制御機能を有する柱SC-梁S構造十形骨組の実験的研究, 日本建築学会研究報告九州支部, 構造系, 49号・1, pp.593-596, 2010.3.
- 4) 孫玉平, 崎野健治, 吉岡智和: 直線型横補強筋により拘束された高強度RC柱の曲げ性状, 日本建築学会構造系論文集, 第486号, pp.95-106, 1998.8.