

論文 CES 付帯柱で補強された曲げ破壊型 RC 柱の挙動

福池 章平*1・松井 智哉*2・北村 敏也*3・倉本 洋*4

要旨: 本研究では、曲げ降伏型の既存 RC 柱に対する CES 付帯柱による耐震補強工法における補強効果の検証と終局曲げ強度評価法の妥当性の検証を目的とした静的加力実験を行った。実験変数は既存 RC 柱に対する補強形式とし、補強効果を明らかにするとともに、既往の研究において提案した終局曲げ強度評価法の妥当性について検討を行った。実験結果より、既存 RC 柱に CES 補強を施すことで、補強形式によらず最大耐力は増大し、補強効果を確認することができた。また、既存 RC 部と補強部の曲げ耐力の累加によって概ね評価できることを示した。

キーワード: CES 構造, 耐震補強工法, 静的加力実験, 接着接合

1. はじめに

既存建築物の耐震補強において、従来型の鉄骨ブレースや耐震壁などの増設は出入り口や窓を塞いでしまう場合が多く、採光や通風などの開口機能を損なうという問題点が挙げられる。この問題の解決策として開口機能を維持でき、高耐震性を有する鉄骨と繊維補強コンクリートによって構成される CES (Concrete Encased Steel) 部材を用いた補強工法を提案してきた。

これまでの研究^{1), 2)}では開口機能を維持したまま強度と靱性を向上させるとともに高品質でより安価な耐震補強工法の開発を目的とし、□形および円形フレームで補強された既存 RC フレームの加力実験を行ってきた。ここでは、当該補強フレームの履歴特性や破壊性状などを把握するとともに、補強梁および柱の終局耐力の評価法についても検討してきた。また、新たな補強形式として柱のみを取り出し、補強する柱補強工法についての加力実験を行った。その結果せん断破壊型の RC 柱では、片側に CES 部材による補強を施した場合、補強部材が最大耐力に寄与しなかった³⁾。また、両側に補強を施した

場合は耐力、変形性能ともに補強効果があることを明らかにした。

そこで本研究では既往の研究でせん断破壊型の RC 柱に補強を施したのに対し、曲げ降伏型の RC 柱に対する補強効果を検証するために静的加力実験を行い、補強効果を明らかにする。また、耐力評価法の妥当性について検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に示す。また、図-1、図-2および図-3に試験体概要図および配筋図を示す。

実験変数は、RC 柱に対する補強形式とし、無補強試験体 (No.12)、片側補強試験体 (No.13) および両側補強試験体 (No.14) の計 3 体である。補強部材である CES 部材の接合方法はあと施工アンカー工法とエポキシ樹脂による接着工法の併用工法を用いた。また、アンカーを用いた箇所は、補強部の端部のみで柱の中間部には用いていない。試験体の既存 RC 柱は靱性保証型設計指針のせん断強度式の B 法⁵⁾で評価すると曲げ降伏先行型となるように計画している。

2.2 使用材料

コンクリート、鉄筋および鉄骨の材料特性を表-2および表-3に示す。なお、普通コンクリートおよび繊維補強コンクリートの設計強度はそれぞれ $F_c=18\text{N/mm}^2$, $F_c=30\text{N/mm}^2$ である。補強繊維はビニロンファイバー (RF4000) を使用し、体積混入率を 1.0%としている。また、接着接合には圧縮強度 60N/mm^2 以上および引張せん断接着強度 10N/mm^2 以上の規格値を有する注入用エポキシ樹脂を用いる。

表-1 試験体一覧

試験体	No.12	No.13	No.14
補強方法	無補強	片側中央	両側中央
内法長さ[mm]	1200 (シフト比 1.5)		
既存部	b×D[mm]	400×400	
	主筋	10-D19 (SD295), pt=0.83%	
	補強筋	4-D10@80 (SD295), pw=0.95%	
破壊形式	曲げ破壊		
補強部	b×D[mm]	180×180	
	内蔵鉄骨	H-120×96×9×9 (SS400)	
	アンカー	D16, L=176mm=11d (SD295)	

*1 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 (正会員)

*2 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 助教 博士(工学) (正会員)

*3 名工建設(株) 建築本部建築技術部 修士(工学)

*4 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻教授 博士(工学) (正会員)

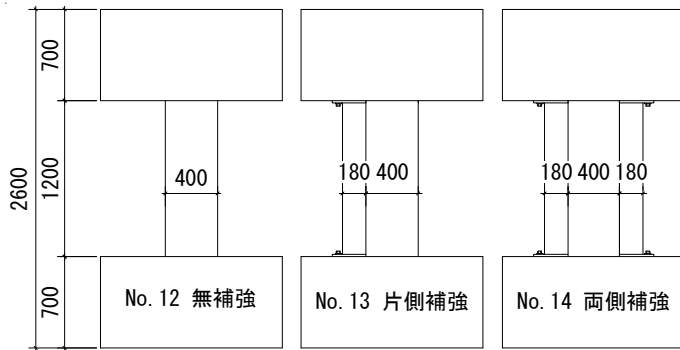


図-1 試験体形状

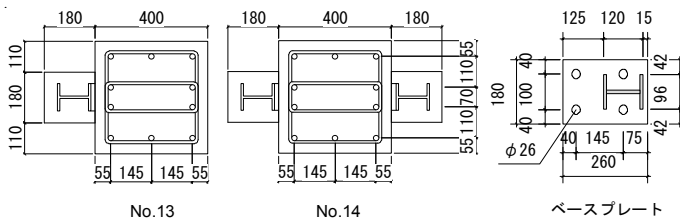


図-2 試験体断面図

表-2 コンクリートの材料特性

普通コンクリート			
試験体	No.12	No.13	No.14
圧縮強度 [N/mm ²]	20.7	17.2	18.2
弾性係数 [N/mm ²]	19896	17532	20102
圧縮強度時ひずみ [μ]	2088.3	2189.2	2170.0
材齢 [日]	84	87	90
繊維補強コンクリート			
試験体	No.12	No.13	No.14
圧縮強度 [N/mm ²]	---	35.8	41.1
弾性係数 [N/mm ²]	---	22515	25663
圧縮強度時ひずみ [μ]	---	2496.7	2796.7
材齢 [日]	---	56	59

2.3 載荷方法

図-4に試験装置を示す。試験体には一定軸力 665kN ($N=0.2bD\sigma_B$: 既存 RC 部の軸力比で 0.2) を加えた後、正負逆対称曲げせん断加力を行った。水平力載荷は、柱内法高さ h に対する柱上下端の相対水平変位 δ の比で与えられる層間変形角 ($R=\delta/h$) による変位制御とした。載荷プログラムは、変形角 $R=1/400\text{rad}$ を 1 サイクル、 $1/200$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$, $1/25\text{rad}$ を 2 サイクルずつ行った後、 $1/20\text{rad}$ まで一方向載荷することとした(図-5参照)。

2.4 計測計画

計測変位は、制御変位となる水平変位、軸方向変位および既存部と補強部のずれ・開閉量とした。また、鉄骨フランジおよび鉄筋のひずみをひずみゲージにより計

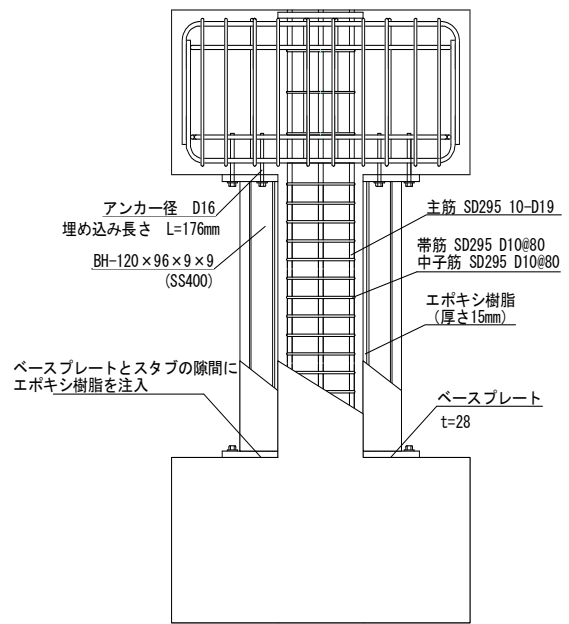


図-3 配筋図 (試験体 No. 14)

表-3 鉄筋および鉄骨の材料特性

	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]
D10 (SD295)	315.1	427.6	161000
D16 (SD295)	340.0	504.0	---*1
D19 (SD295)	388.1	547.7	179000
PL-9 (SS400)	249.0	398.0	153000

*1 計測できなかったため不明

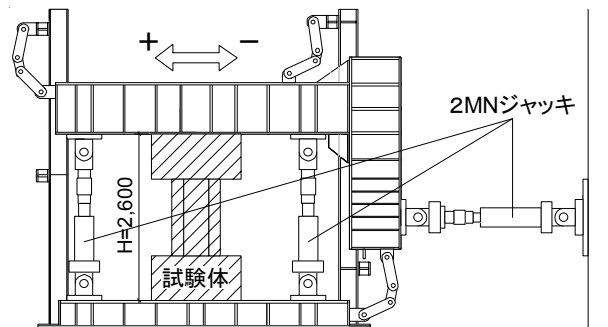


図-4 載荷装置

測した。また、繰り返し載荷における第 1 サイクルのピーク時と除荷時においてクラックスケールを用いてひび割れ幅を計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状と荷重-変形関係

図-6に柱試験体のひび割れ図を、図-7に荷重-変形関係を示す。

曲げ降伏型の無補強試験体 No.12 は、 $R=1/400\text{rad}$ のサイクルにおいて曲げひび割れが観察された。 $R=1/200\text{rad}$ のサイクルで曲げせん断ひび割れに進展し、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルでは、せん断ひび割れの発生が確認された。

R=1/50rad.のサイクルにおいては端部コンクリートの圧壊が見られ、その後のサイクルにおいて、変形の増大とともにコンクリートの圧壊が進行していった。また、せん断ひび割れから付着せん断ひび割れへの伸展も見られるが、最終的には既存 RC 部の端部コンクリートの圧壊による損傷が顕著であった。

片側補強を施した試験体 No.13 は、試験体 No.12 とほぼ同様の破壊経過を示した。また、R=1/33rad.のサイクルにおいてアンカーの抜け出しが確認された。そのため、補強部コンクリートの損傷は曲げひび割れ程度であった。

両側に補強を施した試験体 No.14 も試験体 No.12 とほぼ同様の破壊経過を示し、曲げひび割れ、曲げせん断ひ

び割れ、せん断ひび割れとひび割れによる損傷が進展していった。また、R=1/25rad.のサイクルでアンカーの抜け出しが確認された。最終的に RC 部は付着ひび割れの損傷によるコンクリートの剥落などが見られるが、補強部のコンクリート部の損傷は曲げひび割れとせん断ひび割れ程度に留まり軽微なものであった。

無補強の試験体 No.12 は R=1/100rad.のサイクルで主筋が降伏し、R=1/33rad.のサイクルで最大耐力に達した。その後、R=1/25 および 1/20rad.のサイクルでは、端部の圧壊の進行とともに耐力低下が見られた。また、横補強筋は降伏に至っていなかった。一方、補強を施した試験体 No.13 および No.14 は、主筋の降伏および最大耐力時

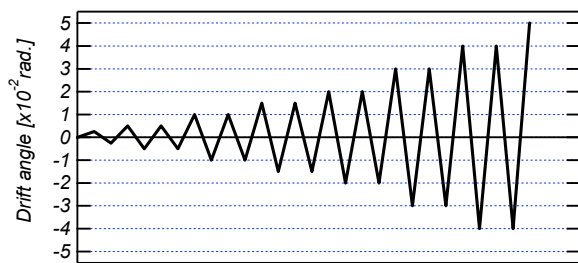
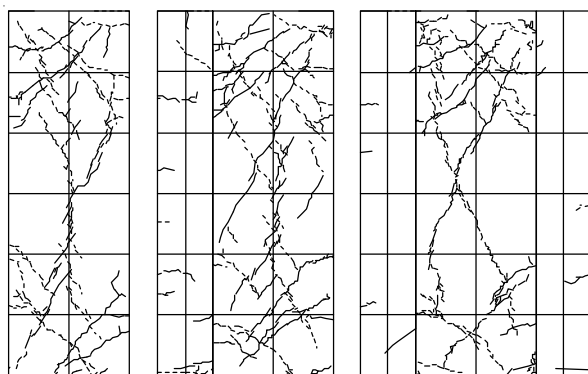


図-5 荷重プログラム

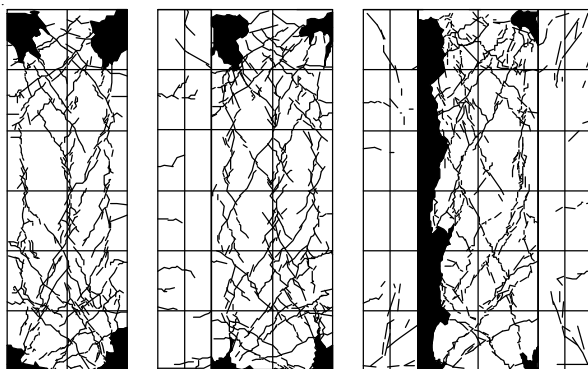


No.12

No.13

No.14

(a) R=1/100rad.



No.12

No.13

No.14

(b) R=1/20rad. (最終破壊状況)

図-6 ひび割れ図

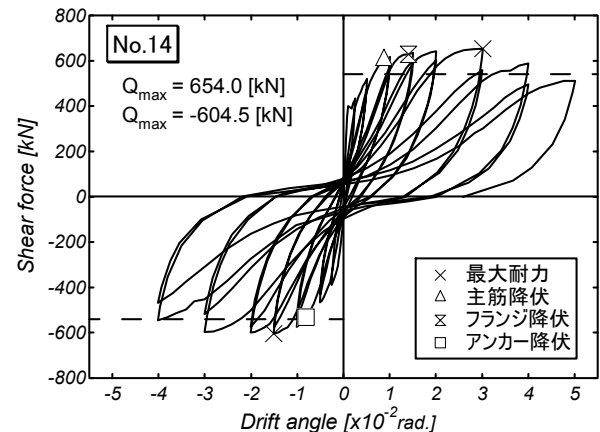
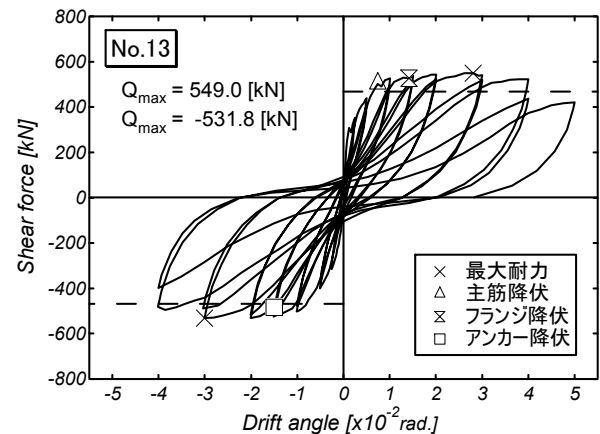
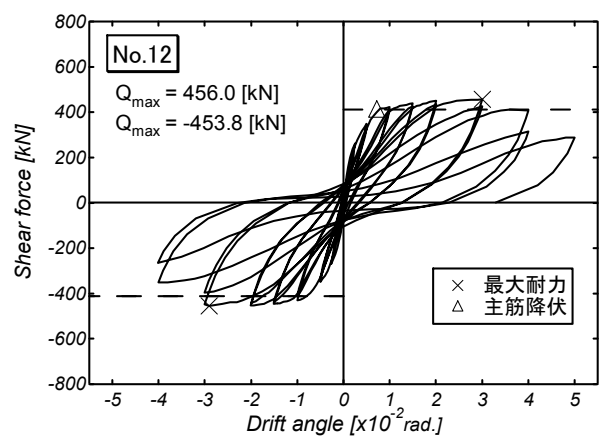


図-7 荷重-変形角関係

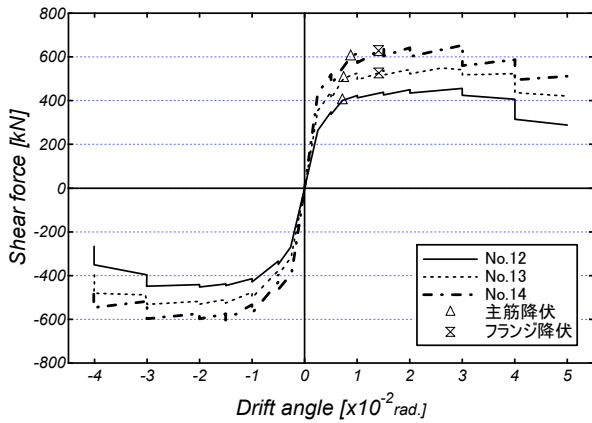


図-8 荷重-変形角関係の包絡線

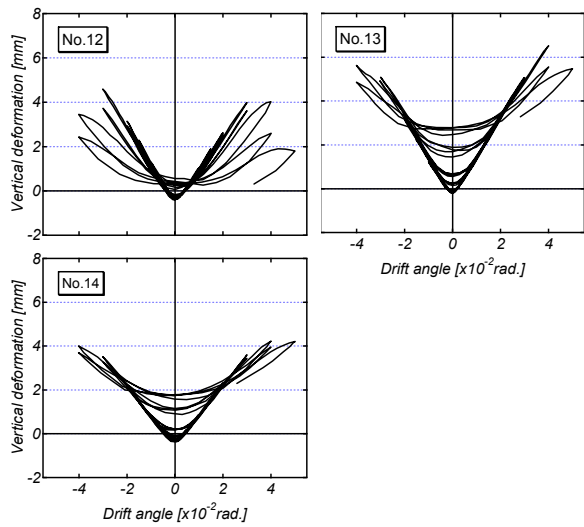


図-9 軸方向変形図

の変形、耐力低下の程度などは試験体 No.12 と同様であり、大きな差異は見られない。しかし、図-8 に示す包絡線に示されるように、最大耐力は、補強を施すことにより増大しており、補強効果を確認できる。前年度実施したせん断破壊型 RC 柱に片側補強を施した試験体は、無補強試験体と比較して最大耐力の差はほとんど見られなかったが、既存 RC 部材がせん断破壊しなければ、片側補強の場合でも試験体 No.13 のように耐力上昇が期待できるものと考えられる。

図-9 に軸方向変形を示す。

無補強、片側補強試験体が $R=1/20\text{rad}$ 鉛直変位が低下しているのに対し、両側補強試験体は、最終変形角でも増加していることが見てとれるが、どの試験体も最終変形角まで引張側に変形しており、軸変形の復元性が認められる。

3.2 補強部のずれおよび開き

図-10 に各試験体の正載荷のピーク時におけるずれ量と開き量の推移状況を示す。ずれ量は既存 RC 部材と補強 CES 部材の軸方向の相対変位量とし、開きはその直交方向の相対変位量とした。計測位置は、図-11 中の記

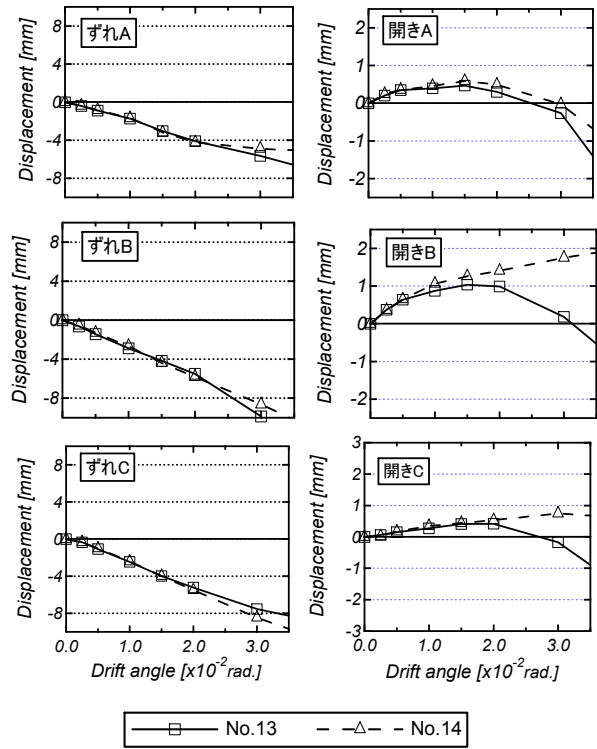


図-10 補強部のずれおよび開き

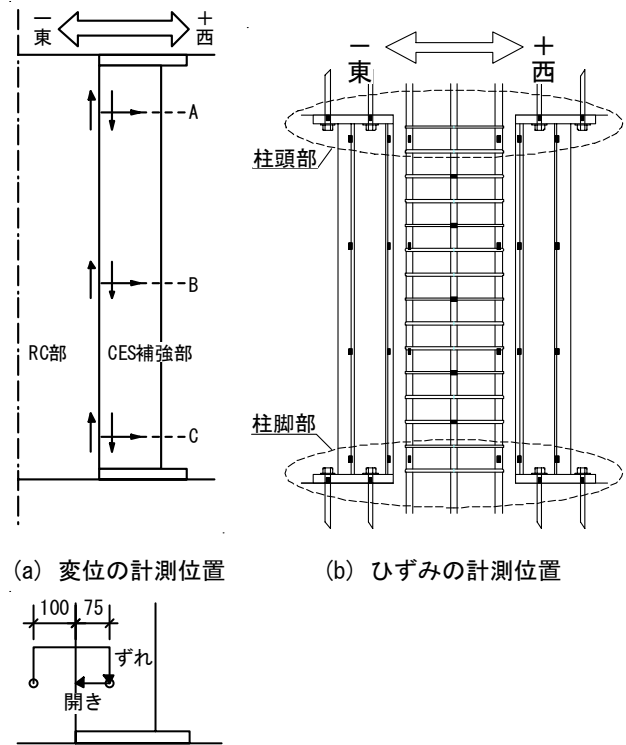


図-11 変位およびひずみの測定位置

号 (A~C) の位置である。変位計は図-11 (c) に示す形で取り付けを行っている。ずれ量は図中の矢印の方向、開きは既存 RC 部材から離れる場合を正として表示している。

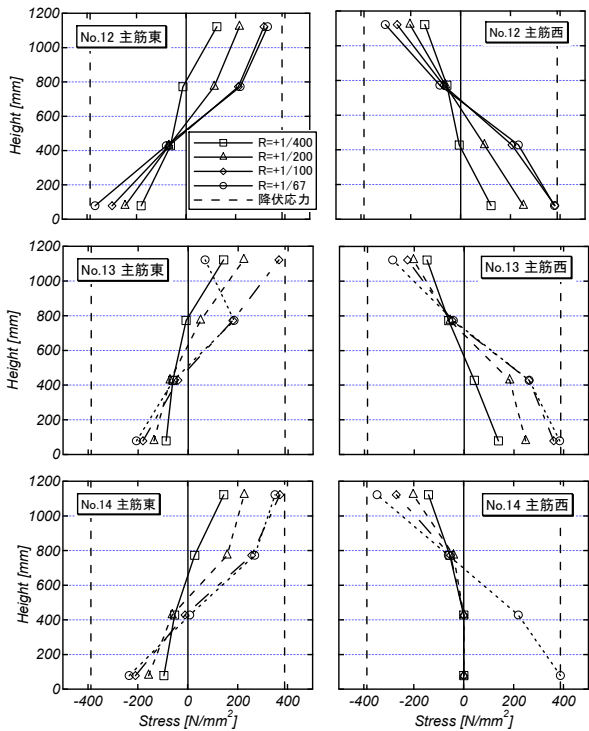


図-12 主筋の応力分布

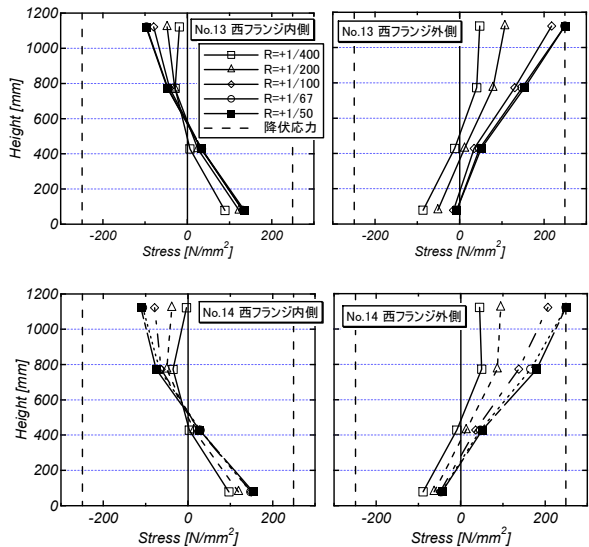


図-13 フランジ応力分布

ずれについては $R=1/400\text{rad}$.ピーク付近から開きはじめており、変形角の増大とともにずれ量は増加する傾向にある。また、 $R=1/50\text{rad}$.のサイクルまでは片側補強、両側補強試験体ともにほとんど同じ挙動を示している。その後わずかに差が見られる。 $R=1/33\text{rad}$.ではずれ B で 10mm 程度ずれており、大きくずれていることがわかる。

開きについては、 $R=1/50\text{rad}$.では 1mm 程度の開きが生じている。それ以降、試験体 No.14 の柱の位置 B の開き量のみ増加していることが見てとれる。それ以外の開き量は圧縮側に移行しているが、これは、既存 RC 部のコンクリートの損傷(せん断ひび割れや付着ひび割れによる膨張)が計測値に含まれたことが原因である。

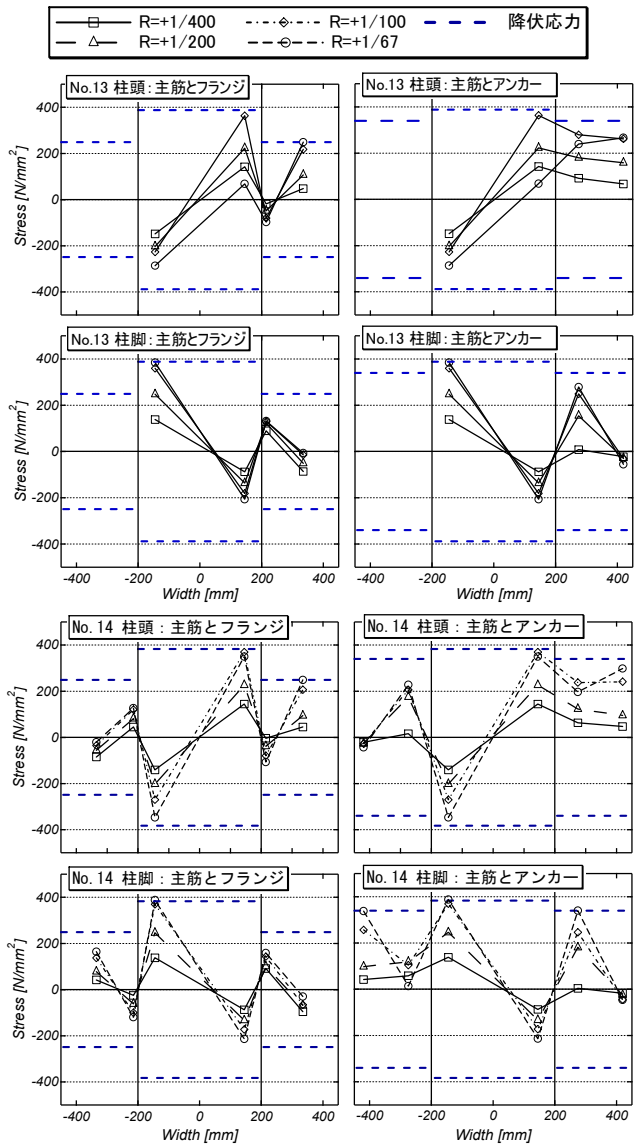


図-14 危険断面における応力分布

3.3. 応力分布

(1) 高さ方向の応力分布

図-12 および図-13 にほぼ最大耐力に達する $R=1/50\text{rad}$.までの正載荷ピーク時の主筋および補強部鉄骨フランジの高さ方向の応力分布をそれぞれ示す。補強部は西側の補強部材について示している(図-11 参照)。なお、応力は、図-11 に示す位置のゲージから計測されたひずみを用いて、鋼材の応力-ひずみ関係をバイリニアと仮定して算出した。 $R=1/67\text{rad}$.以降での計測不良のゲージのデータは示していない。

主筋の応力分布については、無補強、片側補強、両側補強試験体での違いは特に認められず、直線的な応力分布となっている。

補強部の鉄骨フランジの応力分布を見ると、小振幅域 ($R=+1/400, +1/200\text{rad}$.)では、高さ 800mm の位置の応力が端部と同程度の応力値となる現象が見られるが、ほぼ最大耐力に達する $R=+1/100\text{rad}$.では、直線的な分布と

なっている。また、片側補強と両側補強の試験体の間で、大きな差異は見られない。したがって、補強形式の違いによらず補強部材は同程度のせん断力を負担していると考えられ、図-8 に示されるように耐力の上昇が現れている。

(2) 危険断面の応力分布

図-14 に試験体 No.13 および No.14 の危険断面となる柱頭と柱脚における応力分布を示す (図-11 参照)。

試験体 No.14 の柱脚では、 $R=1/67\text{rad}$ のサイクルでアンカーが降伏しているのはとなっておりフランジと比べて早い段階でアンカーが降伏していることがわかる。一方、柱頭では、 $R=1/67\text{rad}$ のサイクルでフランジがアンカーよりも先に降伏している状況が伺える。

応力分布の形状に着目すると、両試験体において $R=1/400\text{rad}$ のサイクルから、接合面で応力の反転が生じており、層間変形角が増大するほどその傾向が顕著となっている。すなわち、既存部と補強部の柱としての一体性が接合面で損なわれていることが見てとれる。このことから、既存部および補強部がそれぞれある程度独立してモーメントを負担していることがわかる。

4. 終局耐力の評価

各試験体の最大耐力の実験値と終局耐力計算値を表-4 に示す。既存 RC 部材の曲げ耐力は文献 2) に示される曲げ耐力式により算定し、せん断耐力は荒川 min 式⁴⁾、荒川 mean 式⁴⁾および靱性保証指針 B 法によるせん断耐力式⁵⁾を用いた。

補強部は 3.3(2)節で示した結果から曲げ耐力が部材の降伏、アンカーの降伏あるいはアンカーの引き抜け耐力の何れかで決定されるか判断し難い。ここでは、補強試験体 No.13, 14 の耐力は、補強部 CES 造断面の終局曲げ耐力を部材断面が一樣に歪むとした平面保持の仮定から求め、既存 RC 部材の耐力に補強部の数だけ累加させることによって算出した。また、補強部の終局せん断耐力は SRC 規準に示される簡略化終局せん断耐力式を用いて算出した。

せん断耐力式に荒川 min 式を用いた場合、破壊形式はせん断破壊と判定され、実験における破壊性状と一致しない。B 法のせん断耐力は、曲げ耐力計算値を上回っており、破壊形式を適切に評価できている。荒川 mean 式は、両者の中間的な結果を与えるものとなっている。

いずれの試験体においても最大耐力は計算値を上回っており、曲げ耐力計算値に対する実験値の耐力比を見ても誤差が 2 割程度となっている。したがって、柱型補強試験体の曲げ耐力は補強部の終局時の耐力の累加で概ね評価できるといえる。

表-4 各試験体と実験値の比較

試験体		No.12	No.13	No.14			
実験値 Q_{exp}		456.0	549.0	654.0			
計算値	既存部	せん断	曲げ耐力 Q_{mu}	411.2	402.2	405.1	
		せん断	荒川 min 式 Q_{su}	377.2	364.9	368.4	
			荒川 mean 式 Q_{su}	416.0	400.2	404.7	
			B 法 V_n	517.8	472.7	485.6	
	既補	補強部曲げ耐力 Q_{mu}	—	67.1	134.3		
		補強部せん断耐力 Q_{su}		173.0	346.0		
		せん断	曲げ耐力 Q_f	411.2	469.3	539.4	
			せん断	荒川 min 式 Q_{su}	377.2	432.0	502.7
				荒川 mean 式 Q_{su}	416.0	467.3	539.0
				B 法 Q_s	517.8	539.8	619.9
曲げ耐力計算値に対する耐力比 Q_{exp}/Q_f		1.11	1.17	1.21			

単位 : [kN]

5. まとめ

既存 RC 柱に CES 部材で補強を施した柱の構造実験を行い、その補強効果について検証するとともに耐力の評価法の適用性について検討を行った。得られた知見を以下に要約する。

- 1) 既存 RC 柱に CES 補強を施すことで、既存柱にせん断ひび割れが発生した後においても軸力保持能力を有する。
- 2) 既往の研究においては、せん断破壊型柱に対する片側補強では補強部材が最大耐力に寄与しなかったが、本研究における曲げ破壊型柱に対する片側補強では最大耐力の増加が認められた。
- 3) 試験体の曲げ耐力計算は RC 部と補強部の曲げ耐力の累加によって安全側に評価できる。

参考文献

- 1) 山口敏和, 北村敏也, 松井智哉, 倉本 洋 : CES フレームを挿入した補強 RC フレームの耐震性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1177-1182, 2007.7
- 2) 倉本 洋, 山口敏和, 山本直樹, 松井智哉 : CES 門形フレーム補強を施した RC フレームの耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, No.636, pp.351-358, 2009.2
- 3) 金子慶一, 松井智哉, 福池章平, 倉本 洋 : CES 付帯柱で補強されたせん断破壊型 RC 柱の挙動, コンクリート工学年次論文集, 第 32 巻, 2010.7 (掲載予定)
- 4) 日本建築学会 : 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990.
- 5) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 2001