

論文 CES 付帯柱で補強された既存袖壁付き RC 柱の構造性能

松風 友哉^{*1}・鈴木 卓^{*2}・倉本 洋^{*3}

要旨：本研究では、既存袖壁付き RC 柱に CES 付帯柱を用いた耐震補強工法の開発を目的として、当該部材の構造性能を把握するために静的加力実験を実施した。その結果、本補強工法を施すことにより当該部材の最大耐力および変形性能は向上することが確認された。また、既存柱と補強 CES 柱の接合部ではずれおよび開きの挙動が観察され、柱脚危険断面の応力分布では既存部柱と補強部柱が独立して曲げモーメントを負担する傾向が認められた。さらに、既存部のせん断終局強度と補強部の曲げ終局強度の単純累加により当該部材の最大耐力を概ね評価できることを示した。

キーワード：耐震補強工法, 袖壁付き RC 柱, CES 構造, 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採光および通風などを損なうなどの問題点が挙げられる。この問題の解決策として、鉄骨と繊維補強コンクリートからなる Concrete Encased Steel(CES)構造を用いた耐震補強工法の研究開発が行われてきた¹⁾⁴⁾。本補強工法は既存部と補強部をエポキシ樹脂と最小限のあと施工アンカーによって接合しており、アンカー工事に伴う騒音、振動および粉塵の問題も低減することが可能である。

一方で、建物の耐震改修の際、変形性能の小さい袖壁付き柱の補強は重要な問題である。袖壁付き RC 柱を耐震補強する場合、文献 5)では柱および袖壁の接合部にスリットを設け、柱部材に補強を行う手法が示されている。このような場合、本補強工法の利点である騒音、振動および粉塵の低減がスリット工事によって損なわれることから、スリットを設けずに補強を施す要望も多い。

そこで、本研究では CES 付帯柱を用いて補強した袖壁付き RC 柱の静的載荷実験を行い、当該部材の破壊性状、最大耐力および変形性能を明らかにするとともに、終局強度評価法について検討を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を、図-1 に試験体形状を、図-2 に試験体断面および配筋図を示す。試験体は実大の 1/2 スケールとし、無補強試験体 2 体および補強試験体 5 体の計 7 体である。実験変数は付帯する袖壁の数（片側および両側）および補強 CES 柱の数（片側および両側）である。既存部断面は柱が 400×400mm、壁板が 85×450mm、柱内法高さが 1,400mm である。すべての試験体ともに既

存部の袖壁付き柱は耐震診断基準⁶⁾に示されるせん断強度式および曲げ強度式による評価ではせん断破壊型となるように計画した。

補強部の繊維補強コンクリート断面は 230×215mm とし、上下スタブの側面端部までをコ字形の CES 部材で接合し、スタブ側面に CES 部材から延長した鉄骨をボルト接合した。補強試験体では、柱中央部において 4-D10 のあと施工アンカーを打設し、補強部鉄骨フランジと既存部柱および上下スタブの接合部に 15mm のクリアランスを設け、エポキシ樹脂による接着工法を採用している。なお、試験体 No.3 は門形補強を想定し、補強部柱脚に厚さ 19mm のベースプレートを設置し、ベースプレートを 4-D22 のあと施工アンカーおよびエポキシ樹脂によって下スタブに接着固定した。

2.2 使用材料

表-2 にコンクリートの材料特性を、表-3 に鉄筋および鉄骨の材料特性をそれぞれ示す。コンクリートの呼び強度は普通コンクリートが 15N/mm²、繊維補強コンクリートが 30N/mm²である。補強部のコンクリートに用いた繊維は直径が 0.66mm、長さが 30mm のポリビニルア

表-1 試験体一覧

試験体名		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	
変数	袖壁	片側/両側		片側			両側		
	補強	無補強	片側 ^{*1}	片側	袖壁と反対の片側	片側	両側		
既存	柱	b×D	400×400mm						
		主筋	10-D22, $p_s=0.968\%$ (SD345)						
		補強筋	2-D10@200, $p_w=0.178\%$						
	壁板	$l_w \times l_w$	85×450mm						
		縦・横筋	D6@100 シングル, $p_s=0.373\%$						
	端部縦筋	2-D10 (SD295A)							
	内法長さ	h							
補強	柱	b×D	230×215						
		鉄骨	H-175×150(215)×9×16(22) ^{*2}						
	アンカー	種類	4-D10 ^{*3} (SD295A) 埋込深さ L=80mm=8d						

^{*1}: 門型フレームを想定, ^{*2}: () 内の寸法は上下スタブ側面と接するフランジの寸法, ^{*3}: 補強部材 1 つに対してアンカー筋 4 本

*1 大阪大学 工学部地球総合工学科 (学生会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 修士 (工学) (正会員)

*3 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)

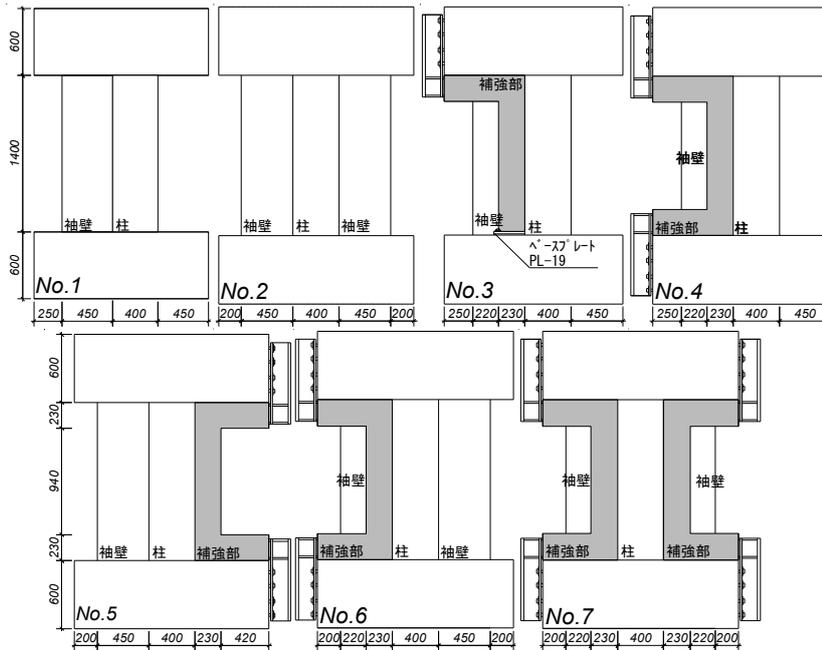


図-1 試験体形状

表-2 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度時ひずみ (μ)	
No.1	16.4	17.5	2842	
No.2	16.3	16.6	2130	
No.3	既存部	16.1	18.1	2869
	補強部	42.0	30.5	2433
No.4	既存部	15.8	16.7	2672
	補強部	42.4	28.3	2556
No.5	既存部	16.4	16.4	2846
	補強部	42.6	26.5	2564
No.6	既存部	15.0	18.2	2105
	補強部	46.6	32.1	2414
No.7	既存部	14.5	16.2	2905
	補強部	42.7	28.0	2288

表-3 鉄筋および鉄骨の材料特性

使用箇所・種類	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
既存部	D22	381	565
	D10	342	528
	D6	279	510
アンカー	D10	358	422
	D22	356	413
補強部鉄骨	PL-16	288	435
	PL-9	311	405
	PL-25	287	452

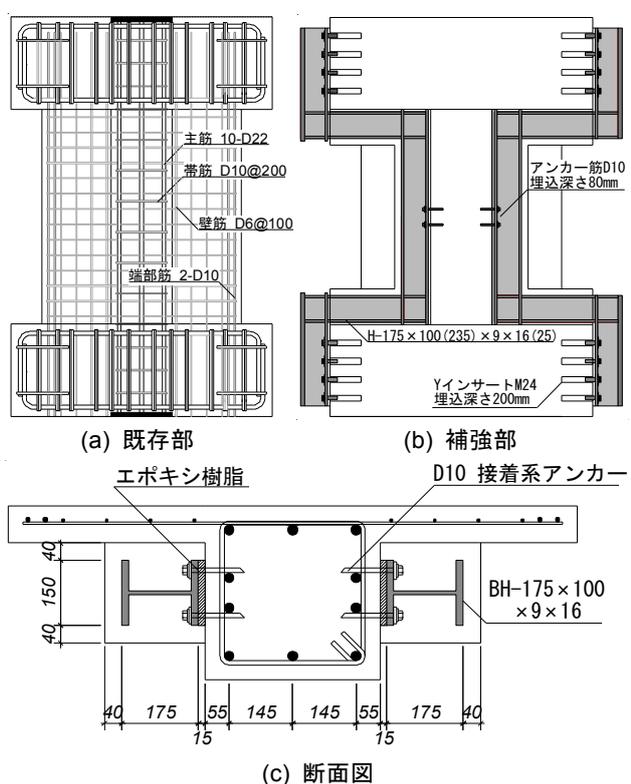


図-2 配筋図 (試験体 No.7)

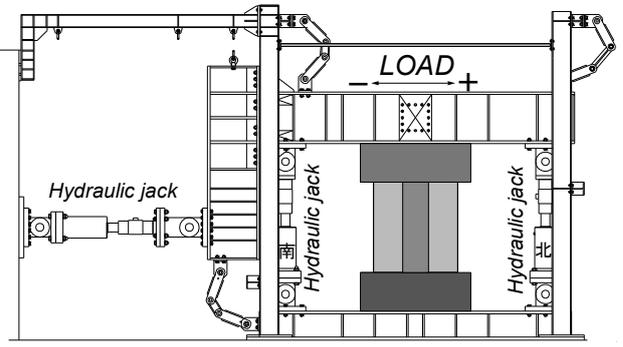


図-3 荷重装置

ルコール繊維を用いており、体積混入率は1.0%である。

既存部と補強部鉄骨の接着接合に用いたエポキシ樹脂の規格値は圧縮降伏強度 60N/mm² 以上、引張強度 20N/mm² 以上および引張せん断接着強さ 10N/mm² 以上となっている。

2.3 荷重方法

図-3に荷重装置を示す。試験体は荷重フレームにPC鋼棒で固定し、荷重フレームに取り付けた2台の鉛直オ

イルジャッキ (各 2,000kN) によって一定軸力 $N=525kN$ ($N=0.2bD\sigma_B$, 既存柱に対して軸力比 0.2) を加えた後、反力壁に取り付けた水平オイルジャッキ (2,000kN) によって正負逆対象曲げせん断加力を行った。水平力荷重は柱上下端の相対水平変位 δ を柱内法高さ $h=1,400mm$ で除した層間変形角 $R=\delta/h$ による変位制御とした。荷重プログラムは $R=1/1000$ (以下, $R=省略$) および $1/500rad$ を1サイクルずつ行い、その後、 $1/250$, $1/150$, $1/125$, $1/80$, $1/50$, $1/33$ および $1/25rad$ を2サイクルずつ行い、 $1/20rad$ を正側のみの押切荷重とした。

3. 実験結果

3.1 荷重-変形角関係および破壊性状

図-4に最終破壊状況を、図-5に荷重-変形角関係をそれぞれ示す。また、図-5の凡例中の数字は各試験体の最大耐力点を示している。

無補強試験体 No.1 および No.2 の損傷状況に大きな差異はみられず、 $1/1000rad$ のサイクルに袖壁端部の頂部と脚部に曲げひび割れが発生し、 $1/500rad$ のサイクルまでに袖壁の中央から上部にかけてせん断ひび割れが発生し

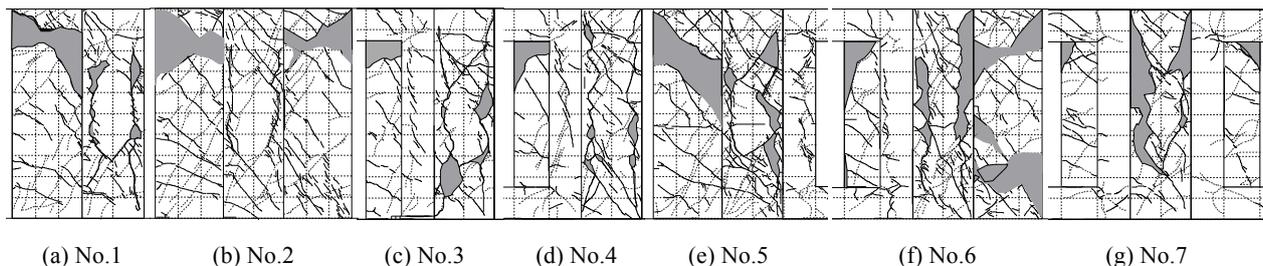


図-4 最終破壊状況（正載荷：実線，負載荷：点線）

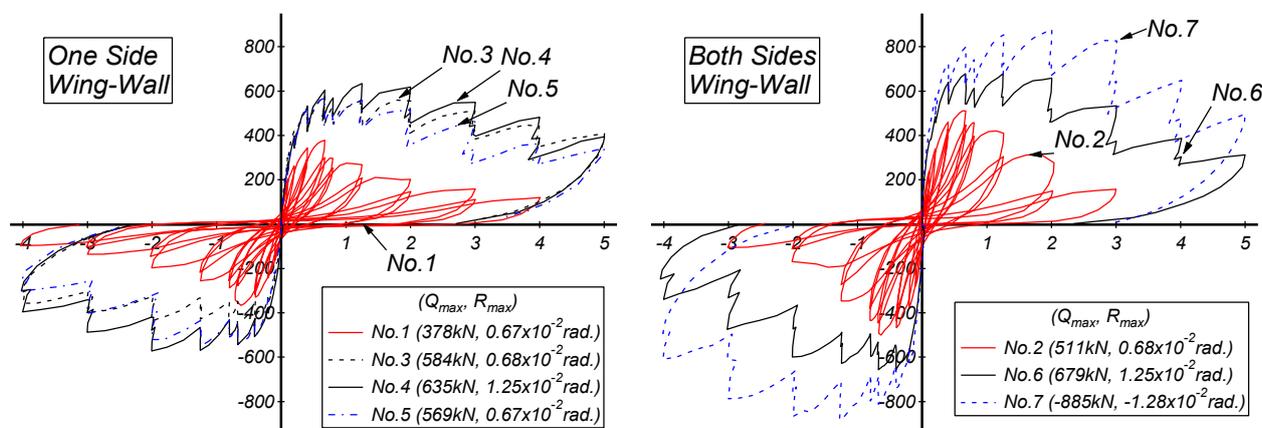


図-5 荷重—変形角関係

た。1/150rad.のサイクルに袖壁端頂部および脚部のコンクリートに圧壊の兆候が確認され、両試験体ともに最大耐力が記録された。その後、袖壁および柱のせん断ひび割れの拡幅と進展および袖壁端部コンクリートの圧壊に伴い耐力低下が進行し、最終的に無補強試験体 No.1 および No.2 は柱の付着破壊および袖壁のせん断破壊による損傷が顕著となった。

補強試験体の既存部は無補強試験体 No.1 および No.2 とほぼ同様の損傷状況を示している。すべての補強試験体では、1/1000rad.のサイクルに補強部付帯柱の頂部および脚部に曲げひび割れが発生した。試験体 No.3 を除くすべての補強試験体では、1/500rad.のサイクルに既存部柱および補強部の接合面のひび割れが観察され、試験体 No.3 では、1/250rad.のサイクルに接合面のひび割れが観察された。

片側袖壁付き柱の補強試験体に着目すると、試験体 No.4 の最大耐力は試験体 No.3 および No.5 と比べて高くなる傾向が確認された。試験体 No.4 は補強部材が袖壁の同一側面に取りつくことから、袖壁の負担圧縮力は試験体 No.5 と比べて低くなり、袖壁の圧壊が遅延されたものと推察される。また、試験体 No.3 は補強部柱脚において下スタブと接合していることから、可撓長さが試験体 No.4 と比べて長くなり、耐力上昇率は低くなったものと考えられる。

両側袖壁付き柱の補強試験体および無補強試験体の最大耐力の比に着目すると、試験体 No.6 では 1.33 倍、

試験体 No.7 では 1.72 倍となり、両側補強付き試験体 No.7 は片側補強付き試験体 No.6 と比べて 2 倍以上の耐力上昇率となっている。試験体 No.7 では、両側補強となっていることから既存部材の負担圧縮力が減少し、袖壁の圧壊が遅延されたことが一因だと考えられる。

3.2 既存部と補強部のずれおよび開き

図-6 に各試験体の正載荷ピーク時における既存部と補強部のずれおよび開きの推移を示す。ここで、ずれは既存部 RC 柱と補強部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。計測は補強部コンクリートにインサートを埋め込み、変位計を設置し、既存部柱側面および柱側面に接着剤で取り付け付けたアングル材との相対変位を測定した。各計測位置は図-7 に示す。また、ずれおよび開きの値は図-7 中の矢印方向を正側として示している。

各試験体のずれおよび開きは 1/500rad.付近から発生する傾向が認められる。各試験体のずれの増加量に差がみられるが、変形角の増大に伴いずれ量の増加はほぼ直線的となる傾向が認められた。

一方、開きについてみると、試験体 No.3 を除くすべての試験体ともに 1/150rad.まで開きの増加はほぼ直線的となっている。その後、すべての計測位置において、開きは 1/50rad.まで正側の値を示していることから、各試験体が最大耐力を發揮した変形角では、既存部柱と補強部は分離しているものと判断される。また、試験体 No.3 の開き量は他の試験体と比べて小さくなることが確認さ

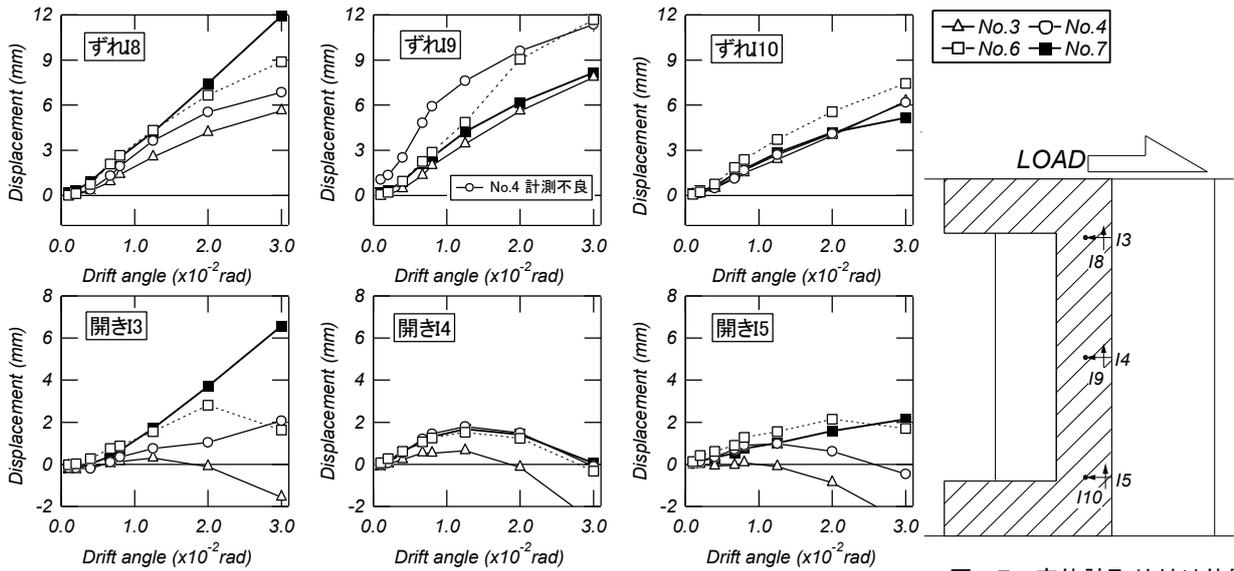


図-6 既存部柱および補強部のずれおよび開きの推移

図-7 変位計取り付け位置

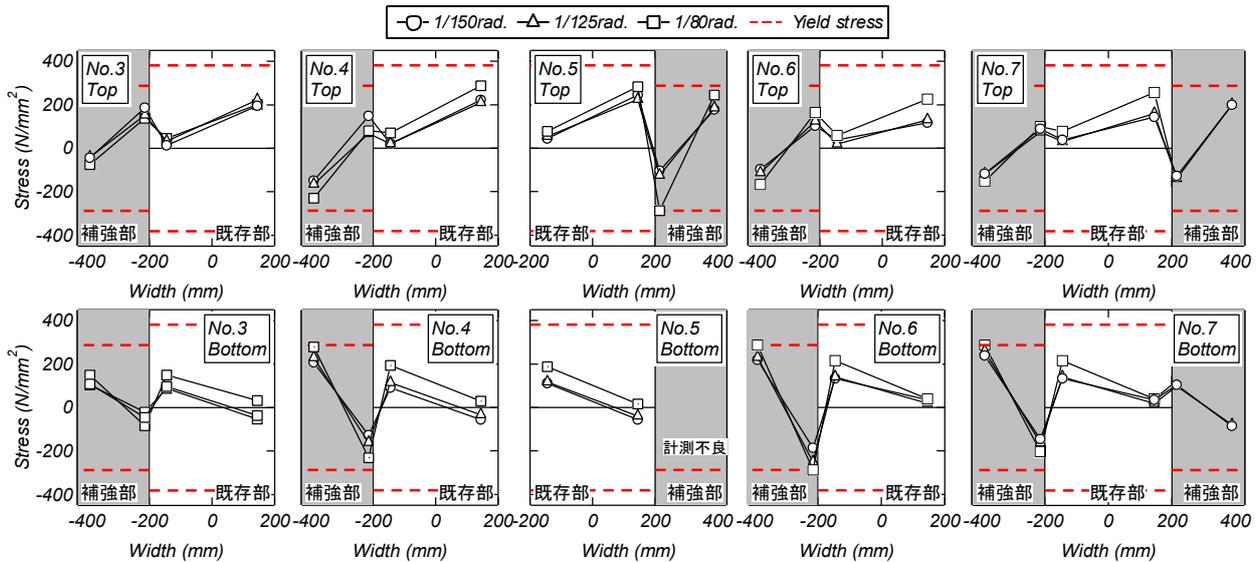


図-8 柱頭および柱脚の応力分布

れた。試験体 No.3 の補強部は柱脚においてベースプレートを通じてあと施工アンカーによって下スタブと接合していることから、既存部柱および補強部の開きは生じにくいものと考えられる。なお、すべての試験体において、変形角の増大に伴い開きが負側の値を示している。これは、既存部柱コンクリートがせん断ひび割れによって膨張したことによるものである。

3.3 危険断面の応力分布

図-8 に各試験体の柱頭および柱脚における正載荷重時の鋼材の応力分布を示す。また、図-8 の上段は引張側の既存部、下段は圧縮側の既存部と対応している。同図中の破線は鋼材の降伏応力度を示している。応力の計算は図-9 に示す位置のひずみゲージから計測されたひずみの値を用いて、鋼材の応力-ひずみ関係をバイリニアにモデル化して行った。

既存部の引張側に取り付いた補強部についてみると、各試験体ともに応力分布は既存部と補強部の境界におい

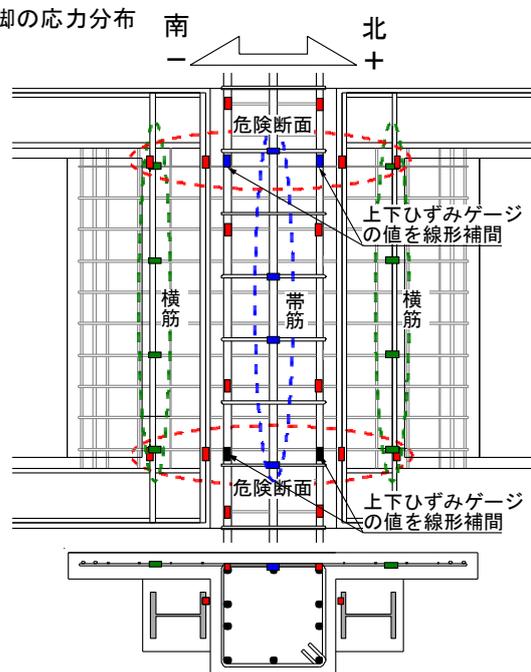


図-9 ひずみゲージ貼り付け位置

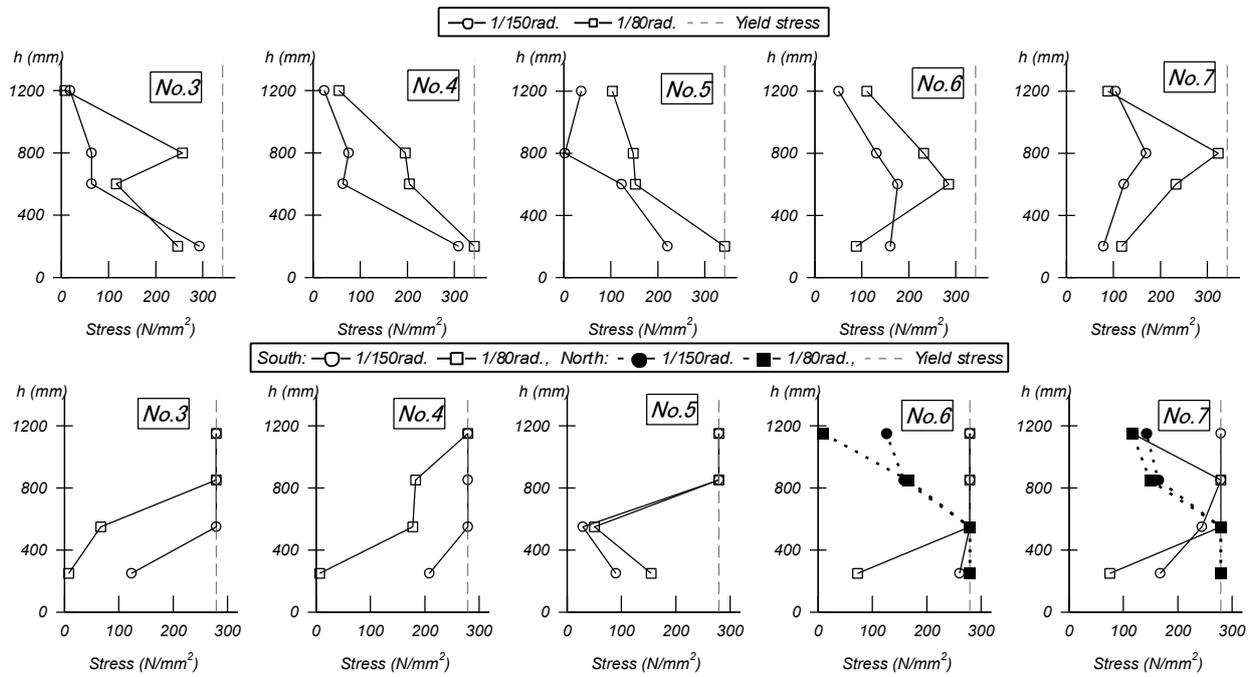
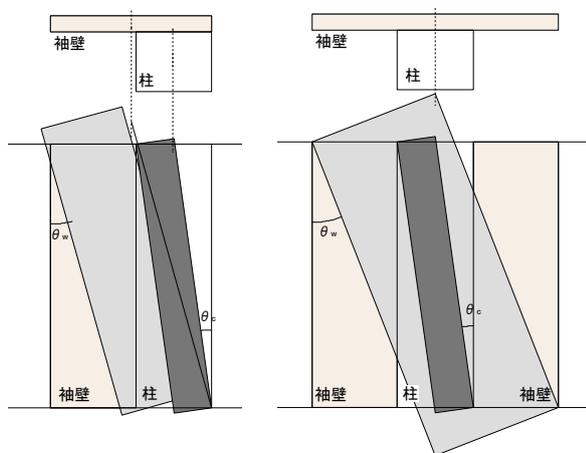


図-10 柱帯筋および壁横筋の応力分布（上段：柱帯筋，下段：壁横筋）



(a) 片側袖壁付き柱 (b) 両側袖壁付き柱
図-11 柱と袖壁の累加方法⁷⁾

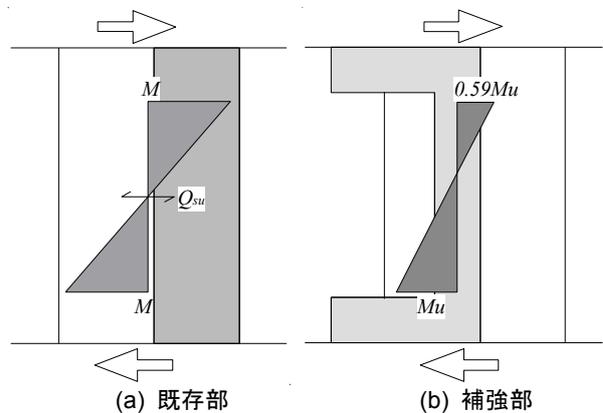
て反転しており，既存部柱および引張側補強部は独立して曲げモーメントを負担する傾向が伺える。

一方，既存部の圧縮側に取り付いた補強部についてみると，各試験体ともに既存部と補強部の境界において応力分布の反転は認められるものの，引張側補強部のものと比べて応力分布の勾配は小さくなることから，圧縮側補強部の負担する曲げモーメントは引張側補強部と比べて小さくなる傾向が認められる。

3.4 壁横筋および柱帯筋の応力分布

図-10 に各試験体の正載荷ピーク時の壁横筋および柱帯筋の応力分布を示す。同図中の破線は鋼材の降伏応力度を示している。応力の算出は 3.3 節と同様の計算手法を用いている。また，図-9 にひずみゲージ貼付け位置を示す。

柱帯筋についてみると，片側袖壁試験体 No.3, No.4



(a) 既存部 (b) 補強部
図-12 終局状態における曲げモーメント分布

および No.5 では，柱脚部の応力が高くなっているのに対し，両側袖壁試験体 No.6 および No.7 では，柱中央付近において応力が高くなる傾向が認められる。一方，壁横筋についてみると，南側の袖壁では上部の，北側の袖壁では下部の応力が大きくなっており，それぞれせん断力に抵抗していることがわかる。

4. 終局強度評価

既存部袖壁付き RC 部材のせん断終局強度は文献 6) に示される荒川式，および文献 7) を参考に柱および袖壁の強度を累加する手法（以下，累加式）によって求めた（式 (1)）。図-11 に柱および袖壁の累加手法を示す。累加式は袖壁が柱を貫通する壁板として考慮し，柱は幅から壁厚を差し引いた断面を考慮した。袖壁のせん断強度は文献 8) を参考に算定した（式(2)）。ただし，本論に示す試験体の壁横筋はすべてシングル配筋となっていることから，袖壁はトラス機構を形成できないものと考え，トラス

表-4 実験結果および計算結果の比較

単位 (kN)	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7
最大耐力	378	511	584	635	569	679	885
既存部	荒川式	334	470	334	331	334	460
	累加式	352	484	352	344	352	458
補強部曲げ強度	-	-	187	226	226	227	452
既存部+補強部	荒川式	-	-	521	557	560	687
	累加式	-	-	539	570	578	685
最大耐力+計算値	荒川式	1.13	1.09	1.12	1.14	1.02	0.99
	累加式	1.07	1.06	1.08	1.11	0.98	0.95

機構の項は無視した。柱のせん断終局強度は文献 8) に示される B 法とした (式(3))。また、袖壁部分がトラス機構を形成しないと仮定していることから、柱トラス機構については袖壁の影響を無視して計算を行った。

CES 補強柱の曲げ終局強度は、平面保持を仮定し、コンクリートの応力分布に ACI のストレスブロック⁹⁾ を適用して算定し、既存部のせん断終局強度に単純累加した。ただし、3.3 節の危険断面の応力分布に示すように、既存部柱の圧縮側に取り付けられた補強部の負担する曲げモーメントは引張側補強部のものと比べて小さくなる傾向が認められた。これは、圧縮側補強部が曲げ終局モーメントに達する前に既存部のせん断破壊による耐力低下が顕著になったためと考えられる。そこで、図-8 に示す各試験体の最大耐力時における圧縮側および引張側補強部における鉄骨フランジの応力分布の勾配の比率の平均値から、圧縮側補強部の負担曲げモーメントは引張側補強部の 0.59 倍として算定した (図-12)。式中の記号は参考文献を参照されたい。

<累加式>

$$Q_{su} = Q_w + Q_c \quad (1)$$

$$Q_w = \tan \theta_w \cdot (1 - \beta) \cdot t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (2)$$

$$Q_c = b \cdot j_i \cdot p_w \cdot \sigma_{vy} + (y - \alpha \cdot \beta) \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B \quad (3)$$

表-4 に各試験体の最大耐力の実験値および終局強度計算値を示す。実験における最大耐力および計算値の比 (以下、耐力比) についてみると、荒川式では、0.96~1.14、累加式では 0.95~1.11 となり、既存部袖壁付き RC 柱のせん断終局強度および CES 付帯柱の曲げ終局強度の単純累加によって最大耐力を概ね評価することができる。

5. まとめ

本研究では、既存袖壁付き RC 柱を CES 付帯柱によって補強を施した耐震補強工法に関する研究を行い、その補強効果を検討した。

本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) 既存袖壁付き柱に CES 付帯柱による補強を施した試験体は無補強試験体と比べて最大耐力および変形性能の向上が認められた。
- 2) CES 付帯柱および袖壁が既存部柱の同一側面にある場合、既存部材の負担軸力が減少し、袖壁の圧壊が遅延されることから、CES 付帯柱が袖壁と反対側に

取り付けくものと比べて最大耐力および変形性能が向上する傾向が確認された。

- 3) 既存部柱および補強部の危険断面では既存部柱および補強部の応力分布は不連続となり、独立して曲げモーメントを負担しており、既存部柱の圧縮側補強部の負担する曲げモーメントは引張側の曲げモーメントと比べて小さくなる傾向が認められた。
- 4) 既存袖壁付き柱に CES 付帯柱による補強を施した試験体の最大耐力は、既存部断面を柱および壁板に分割して累加したせん断終局強度および圧縮側補強部の負担曲げモーメントを低減して求めた補強部 CES 柱の曲げ終局強度の単純累加によって概ね評価可能である。

謝辞

本研究は、名工建設株式会社および株式会社飯島建築事務所との共同研究として実施された。ここに記して関係者各位に謝意を示す。

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, 山本直輝, 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, Vol.74, 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, Vol.32, No.2, pp, 1009-1014, 2010.7
- 4) 福池章平, 松井智哉, 北村敏也, 倉本 洋: CES 付帯柱で補強された既存 RC 柱の構造性能に及ぼすあと施工アンカーの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1015-1020, 2011.7
- 5) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説, 2001.10
- 6) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説, 2001.10
- 7) 若林 實, ほか: 袖壁付き柱の終局耐力の評価法に関する基礎的研究, 京大防災研究所報, 第 28 号, B-1, pp.237-251, 1985.4
- 8) 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, 1997.7
- 9) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (318-11) and Commentary, American Concrete Institute, 2011