

(3) CES部材を用いた外付柱補強工法

田口 孝¹・倉本 洋²

¹正会員 矢作建設工業 地震工学技術研究所 主席研究員（〒480-1342 長久手市茨ヶ廻間1533-74）
E-mail: t-taguchi@yahoo.co.jp

²正会員 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授（〒565-0871 吹田市山田丘2-1）
E-mail: kuramoto@arch.eng.osaka-u.ac.jp

CES 構造は、鉄骨と繊維補強コンクリートのみからなる鉄骨コンクリート合成構造であり、従来の SRC 構造と同等以上の優れた構造性能を持つ。そこで筆者らは、この CES 構造部材を用いた外付けの柱補強工法に着目した。この工法は既存梁に部分的にしか補強部材が取り付けられないことから、梁部分の接合部設計が重要な課題となる。本論では、梁部の接合部の大きさ等を変数として CES 部材で補強された RC 柱試験体の静的載荷実験を実施した。そして実験結果の比較から、梁の接合部の大きさが試験体各部の破壊性状や復元力特性の剛性・エネルギー吸収量に及ぼす影響について検討を行う。さらに、梁の接合部分の耐力算定に関して検討を行う。

Key Words : CES member, external seismic retrofit, CES column, connection

1. はじめに

筆者らはここ数年、鉄骨と繊維補強コンクリート（FRC）のみからなる鉄骨コンクリート合成構造¹⁾（以下、CES（Concrete Encased Steel）構造）を、既存 RC 建造建築物の外付耐震補強に適用するための開発研究を継続的に行ってきた²⁾³⁾。これらの研究により、既存 RC フレームに CES 補強部材を直接接続した直付け型補強工法²⁾や既存 RC フレームと CES 補強フレームを、床スラブを介して接続した架構増設型補強工法³⁾の耐震有効性が確認されている。

これまでの直付け型補強は、CES 補強部材を既存の柱、梁の両方に接続し CES 補強フレームを形成する必要があった。そのため、既存柱、既存梁の全ての面に対して仕上材の除去や目粗し、あと施工アンカー設置といった工事が必要であった。しかし、補強設計においては、柱のみの補強で十分なケースが多々あり、コスト低減や工期短縮の面においても、柱のみの補強工法を開発することは極めて有効である。さらには様々な既存建築物に対応できるような工法開発は、耐震補強を推進するためにも必要である。そこで、本研究では、図-1に示すような CES 構造を利用した柱のみの補強工法を検討対象とした。

この工法は、柱補強であることから既存梁には部分的

にしか補強部材が取り付けられない。そして、その部分的に取り付いた梁部分で柱部分に取り付いた CES 補強部材の耐力を伝達するといった工法である。したがって、本工法では梁部分の接合部設計が重要な課題となる。

そこで本研究では、CES 構造を利用した外付柱補強工法の耐震有効性を把握するために、梁部分の接合部の大きさやあと施工アンカーの本数を変数とした静的載荷実験を実施した。本論では、実験の概要および結果を述べるとともに、梁部分における接合部耐力について検討する。

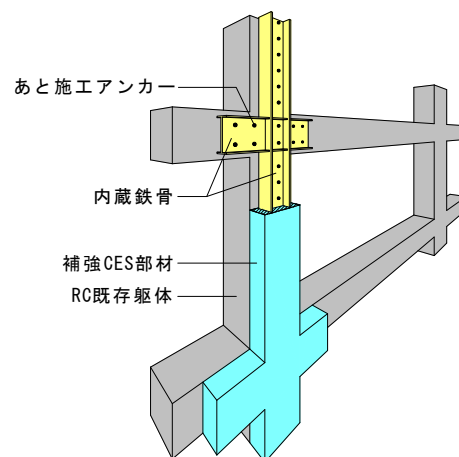


図-1 外付柱補強工法概要

* : 本論文の一部は、文献4)、5)で発表したものである。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

実験に用いた試験体は、CES補強を施したRC柱2体であり、それぞれ文献2)で示した無補強試験体Pおよび補強試験体C1を基本として設計している。実験変数にはCES補強柱の耐力を伝達する梁部分の大きさとあと施工アンカーの本数を採用した。図-2に試験体形状を、表-1に試験体一覧を基本とした試験体Pおよび試験体C1とともに示す。

すべての試験体の既存 RC 柱部分は無補強試験体 P と同じ形状であり、断面寸法は 400mm×400mm、内法高さは 1,200mm、主筋に 10-D19、帯筋に 2-D6@200 を配し、後述する表-5 のようにせん断破壊が先行するように設計されている。

基本とした試験体 C1 は、既存 RC 柱部に断面が 200mm×400mm で、H-300×130×6×9 の H 形鋼を内蔵した CES 補強を施したものである。この試験体は既存 RC 柱に CES 補強を施した場合の柱の挙動や耐力を検証するためのものであったことから、スタブ部分（今回の試験体の梁に想定する部分）には、十分な鉄筋アンカーD22 が既存部製作時から先行して設置されていた。そのため、CES 補強柱の耐力を確実にすべて既存部側に伝達できる試験体となっていた。

本研究での試験体 C1-A および試験体 C1-B は、柱部分においては試験体 C1 と同じであるが、試験体 C1-A に関しては、柱の上下に取り付く CES 補強梁部は幅が 1050mm でせいが 500mm である。一方、試験体 C1-B に関しては、幅が 1050mm でせいが 350mm となっており、試験体 C1-A よりも小さい。また、パネルゾーンにおけるあと施工アンカーの本数も 2 本少ない。なお、内蔵鉄骨は既存部に対して、あと施工アンカー-D13 を介して取り付けられており、梁補強部での埋め込み深さは 15da、柱補強部では 10da とした。

CES 補強部の施工は以下の手順で行った。まず既存 RC 部分に対してビシャンによる目荒し処理を行い、ドリルにて穿孔し、二液性のエポキシ系樹脂を用いてあと施工アンカーを打設した。その後、ウェブにボルト貫通孔を設けた H 形鋼を、あと施工アンカーを介して取り付け付けた。最後に型枠を設置し、図-2に示す試験体の上部から柱の下側に向かって繊維補強コンクリートを打設した。

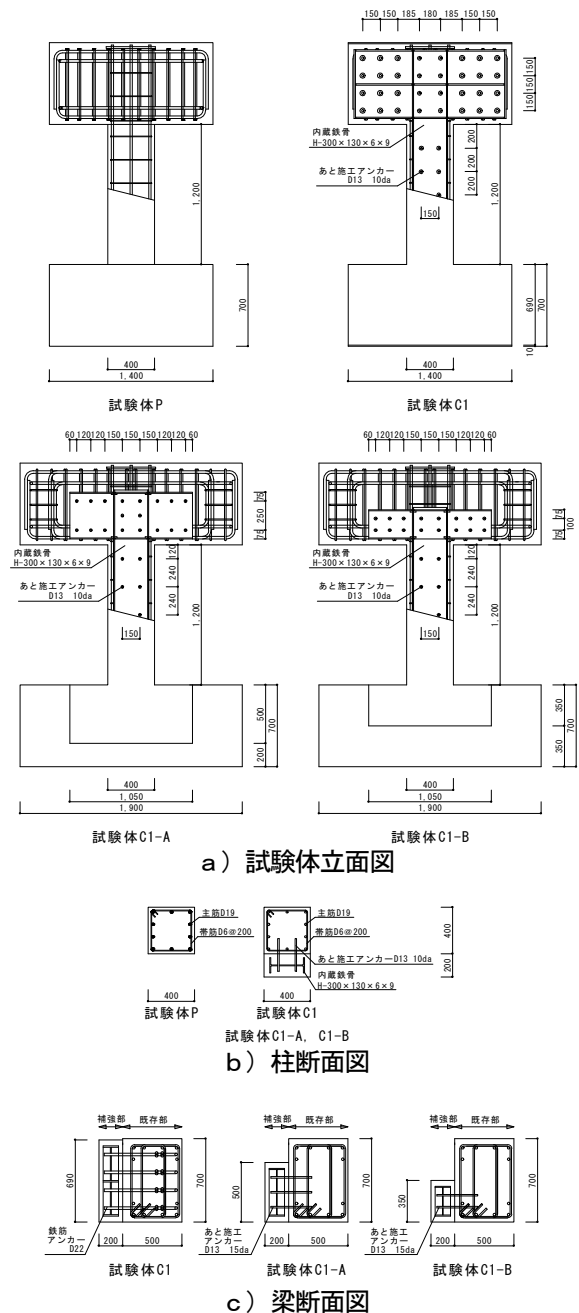


図-2 試験体形状

表-1 試験体一覧

試験体		P	C1	C1-A	C1-B
概要		無補強	補強		
			梁部一体	梁補強部大	梁補強部小
既存部破壊モード		せん断破壊型			
柱内法高さ h_o (mm)		1200			
せん断スパン比(M/QD)		1.5			
既存部	コンクリート種類	普通コンクリート			
	断面 $b \times D$ (mm)	400×400			
	主筋	10-D19(SD295A)			
	帯筋	2-D6@200(SD295A)			
補強部	コンクリート種類		繊維補強コンクリート		
	断面 $b \times D$ (mm)		200×400		
補強梁部	内蔵鉄骨断面(mm)		H-300×130 ×6×9(SS400)	H-300×130×6×9(SN400B)	
	コンクリート種類			繊維補強コンクリート	
	断面 $b \times D$ (mm)			200×500	200×350
	内蔵鉄骨断面(mm)			H-400×130 ×6×9(SN400B)	H-250×130 ×6×9(SN400B)
導入軸力	(kN)	600	600	546	546
	比	0.2			

(2) 使用材料

表－2および表－3に本実験で使用した鉄筋および鉄骨の材料試験結果を、表－4に既存 RC 柱部分に使用した普通コンクリートおよび CES 補強部に使用した繊維補強コンクリートの材料試験結果を示す。なお、試験体 P および試験体 C1 で用いた材料に関しては文献 2)による。なお、コンクリートには、最大寸法 20mm の粗骨材、最大寸法 5mm の細骨材を使用した。繊維補強コンクリートに使用した繊維は直径が 0.66mm、長さが 30mm のビニロンファイバー（RF4000）であり、体積混入率で 1.0%とした。

(3) 載荷方法

図－3に実験で用いた載荷装置を示す。実験は、既存 RC 柱部分に対する軸力比 ($N/bD\sigma_B$) で約 0.2 に相当する 546kN の一定軸力の下で、正負逆対称曲げせん断加力とした。水平力の載荷は、柱上下端の相対水平変位 δ と内法高さ h で与えられる相対部材角 ($=\delta/h$) による変位制御とした。載荷プログラムは、 $R=0.002$ と $0.004rad$ を 1 サイクル、 $R=0.0067$, 0.01 , 0.015 , 0.02 , 0.03 および $0.04rad$ をそれぞれ 2 サイクル行い、最後に $R=0.05rad$ を正方向に半サイクルとした。

表－2 鉄筋材料試験結果

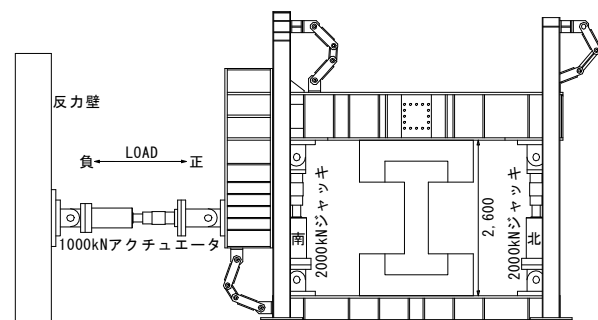
試験片	材種	降伏応力度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)	備考
D6	SD295A	327.1	482.3	180.0	帯筋
D13	SD295A	354.8	498.1	193.4	柱部アンカー
	SD345	367.7	568.5	184.4	梁部アンカー
D19	SD295A	345.2	517.3	198.1	主筋

表－3 鉄骨材料試験結果

試験片	鋼種	降伏応力度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)	備考
PL-6	SN400B	261.1	414.1	205.6	ウェブ
PL-9	SN400B	346.1	465.7	209.8	フランジ

表－4 コンクリート材料試験結果

試験体	普通コンクリート		繊維補強コンクリート	
	圧縮強度 (N/mm ²)	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
C1-A	15.2	72	44.0	42
C1-B	17.1	58	31.6	28



図－3 載荷装置

3. 実験結果

(1) 破壊性状

写真－1に各試験体の表面、裏面および梁接合部の最終破壊状況を、既往の試験体 P および試験体 C1 の状況と共に示す。補強試験体は表面が CES 補強柱面で、裏面が既存 RC 柱面である。

また、実験時には各相対部材角の第 1 サイクルの除荷時において柱部分の残留ひび割れ幅をクラックスケールにより測定している。同様に梁部分においても、既存梁部と補強梁部の接合部の残留開き幅（面外へ離れる方向）も計測している。図－4に既存 RC 柱部および CES 補強柱部の最大残留ひび割れ幅の推移を、図－5に既存梁部と補強梁部の接合部の残留開き幅の推移を示す。

補強梁部の大きな試験体 C1-A の既存 RC 柱部は、 $R=0.002rad$ のサイクルで柱頭および柱脚に曲げひび割れが発生し、 $R=0.004rad$ のサイクルで柱頭にせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=0.01rad$ のサイクルの途中、 $R=0.008rad$ 付近で大きなせん断ひび割れが発生し、鉄筋に沿ったひび割れを確認した。以降、これらのひび割れの伸展が顕著となり、 $R=0.02rad$ のサイクルにおいて主筋に沿ったひび割れが拡幅し、コンクリートの剥落が観察された。 $R=0.03rad$ のサイクルにおいては、試験体の裏面および側面のコンクリートの剥落が認められ、その後の載荷により、主筋が露出した。また、破壊モードとしては、付着割裂破壊を伴うせん断破壊の様相を呈した。CES 補強柱部に関しては、 $R=0.002rad$ のサイクルで柱頭に曲げひび割れが発生し、以降それらのひび割れが伸展した。 $R=0.015rad$ のサイクルでは内蔵鉄骨のフランジに沿ったひび割れが発生し、 $R=0.02rad$ のサイクルでフランジに沿ったひび割れが拡幅した。しかし、コンクリートの剥落は認められなかった。

補強梁部の小さな試験体 C1-B の既存柱部の破壊性状は試験体 C1-A とほぼ同様の性状を示した。CES 補強柱部に関しては、 $R=0.004rad$ で柱頭および柱脚に曲げひび割れが発生した。以降はそれらのひび割れが若干の伸展をしたものの、大きな損傷は確認できなかった。

なお、試験体 C1-A においては $R=0.03rad$ 、試験体 C1-B においては $R=0.02rad$ のサイクルで、それぞれ既存 RC 柱部と CES 補強柱部との接合部でひび割れが発生した。そして、最終破壊状態では目視で確認できる程度のずれおよび開きが発生していた。

既存梁部と CES 補強梁部の接合部に関しては、試験体 C1-A では $R=0.0067rad$ のサイクルでひび割れが確認され、 $R=0.04rad$ で顕著なずれが確認された。試験体 C1-B では $R=0.004rad$ のサイクルでひび割れが確認され、 $R=0.01rad$ で顕著なずれが認められた。

最終破壊状況を比較すると、試験体 C1 と試験体 C1-A はほぼ同様の破壊性状を示しているのに対し、試験体 C1-B は CES 補強柱面にほとんど損傷が見られず、試験体 C1 とは異なった破壊性状を示している。これは、試験体 C1-B では比較的早い時期から梁部分の接合部でひび割れが観測され、顕著なずれが見られたことから、その接合部が損傷し既存部と同じ変形を補強部に伝達できなくなったために、CES 補強柱が損傷しなかったものと推測される。一方、試験体 C1-A では接合部でひび割れは発生したものの、変形が追従できたために、試験体 C1 と同じような破壊性状を示したと考察される。

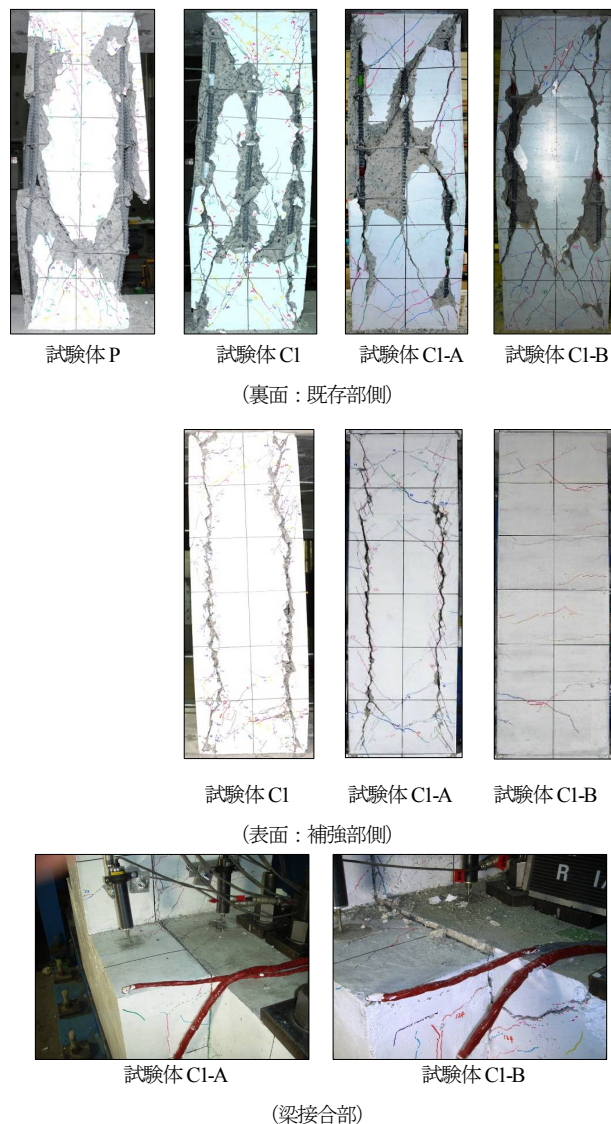
(2) 水平荷重－水平変形関係

表－5に実験結果の一覧を、図－6に水平荷重－水平変形関係を、既往の試験体Pおよび試験体C1の結果と共にそれぞれ示す。図中の▲は主筋、●は内蔵鉄骨に貼付した歪ゲージのいずれか一つが最初に降伏歪に達した点を示している。また、表の P_{max} および図中の点線は各試験体の終局強度計算値を示している。ここで、既存RC部材のせん断終局強度は荒川式（mean式）⁹を用いて、CES補強部材の曲げ終局強度は実験と同様に $N=0kN$ の条件下で一般化累加強度理論⁷に基づいて算出している。また、補強試験体の終局強度は、既存RC柱部のせん断強度にCES補強柱部の曲げ強度を単純累加することによって算定した。なお、表に示す既存RC部材の曲げ終局強度は「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」⁹を用いて、CES補強部材のせん断終局強度は「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」⁷に準拠して算出している。一般化累加強度理論が成立する範囲においては、繊維補強コンクリートの引張靱性は期待できないと判断し、計算上は引張強度を無視している。さらに、曲げ終局強度の算定時には内蔵鉄骨の全断面を、せん断終局強度の算定時にはウェブ貫通孔の断面欠損分を考慮している。

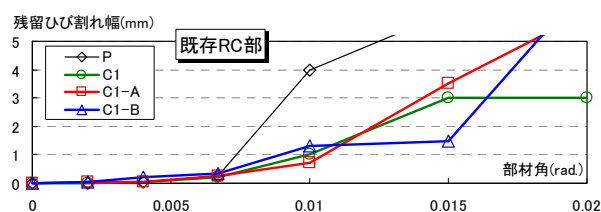
無補強試験体Pにおいては、逆S字型の履歴ループを描いた。主筋は $R=0.005rad$ で降伏し、 $R=0.0067rad$ で最大耐力404.4kNを記録した。その後、急激に耐力が低下した。

補強試験体C1では、主筋および鉄骨は $R=0.004rad$ で降伏し、 $R=0.0067rad$ で最大耐力653.4kNを記録した。その後は試験体Pのような最大耐力後の急激な耐力低下はなく、最終変形角まで紡錘型の大きな履歴ループを描いた。

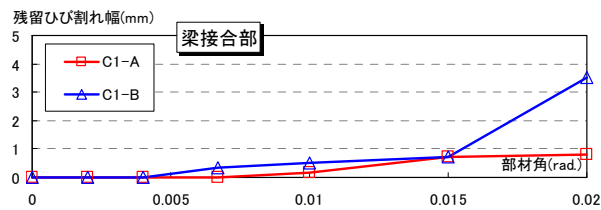
補強梁部の大きな試験体C1-Aに関しては、主筋は $R=0.005rad$ で、内蔵鉄骨は $R=0.008rad$ で降伏し、 $R=0.0083rad$ で最大耐力649.7kNを記録した。また最終変形角まで急激な耐力低下は認められず、紡錘形の履歴ループは描いているが、基本とした試験体C1と比較する



写真－1 最終破壊状況



図－4 最大残留ひび割れ幅の推移



図－5 既存梁部と補強梁部の接合部の残留開き幅

とエネルギー吸収量が若干少ない履歴ループとなった。

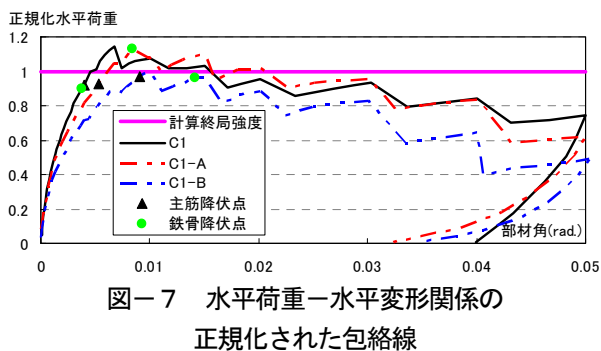
補強梁部の小さな試験体C1-Bに関しては、主筋は $R=0.009\text{rad.}$ で、内蔵鉄骨は $R=0.011\text{rad.}$ で降伏し、 $R=0.01\text{rad.}$ で最大耐力576.1kNを記録した。基本とした試験体C1および補強梁部の大きな試験体C1-Aと比較すると、若干大きな耐力低下がみられ、エネルギー吸収量がかなり少ない履歴ループとなった。

試験体C1と試験体C1-Aの終局強度に関しては、図および表からも確認できるように、既存部材のせん断終局強度にCES補強部材の曲げ終局強度を単純累加して算定することで、実験値が計算値に対して105.3～114.1%と安全側に評価できている。一方、試験体C1-Bに関しては、97.9～99.9%と実験値が計算値を若干ではあるが下回っている。これは、前節で示したように破壊状況が他の試験体とは異なることから、梁部分の接合部が損傷したことによって、補強部の耐力が十分に発揮できなかったものと考察される。

また、文献 2)で示された試験体 C1 での観測記録によると、CES 補強を施すことによって既存部材がせん断破壊型から曲げ降伏型に移行している傾向が確認されている。そこで試験体 C1-A に対しても、既存部材のせん断終局強度ではなく、曲げ終局強度で算出した計算値に関して、実験結果と比較すると 89.3～95.9%と概ね評価ができていた結果となった。しかし、試験体 C1-B では83.5～85.3%と満足しない結果となった。

図－7に各試験体の水平荷重－水平変形関係の正載荷時の結果を、終局強度計算値で正規化した包絡線を示す。

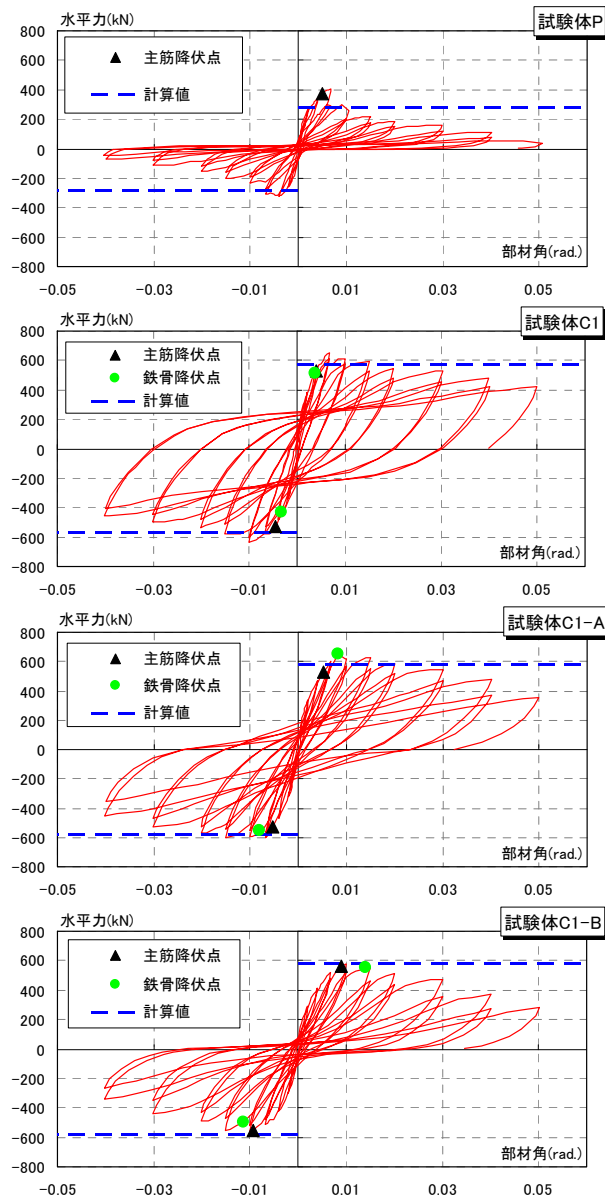
試験体 C1-A および試験体 C1-B の初期剛性、最大耐力は試験体 C1-A および試験体 C1-B の順に試験体 C1 に比べ全て低い結果を示した。また、最大耐力を発揮する層間変形角も試験体 C1 に比べ試験体 C1-A および C1-B の順に遅くなっている。したがって初期剛性および最大耐力に関しては、補強梁部の大きさが大きく影響していることがわかる。



表－5 試験結果一覧

試験体	載荷方向	実験値						計算値	実験値 / 計算値
		主筋降伏時		鉄骨降伏時		最大耐力時		終局強度	
		R_y (rad.)	P_y (kN)	R_y (rad.)	P_y (kN)	$E R_{max}$ (rad.)	$E P_{max}$ (kN)	$A P_{max}$ (kN)	
P	正	0.005	377.3	0.004	515.4	0.007	404.4	285.2	1.418
	負	-	-			-0.004	-327.1		1.147
C1	正	0.004	526.6	0.004	515.4	0.007	653.4	572.6	1.141
	負	-0.005	-527.4	-0.003	-431.4	-0.010	-633.9		1.107
C1-A	正	0.005	531.1	0.008	649.7	0.008	649.7	574.2	1.131
	負	-0.005	-529.6	-0.008	-550.6	-0.015	-604.6		1.053
C1-B	正	0.009	558.1	0.014	554.4	0.010	576.1	576.5	0.999
	負	-0.009	-549.9	-0.011	-492.9	-0.010	-564.1		0.979

計算値内訳			
既存RC部		CES補強部	
曲げ (kN)	せん断 (kN)	曲げ (kN)	せん断 (kN)
363.0	285.2	282.2	372.7
364.6	290.4		
352.2	249.0	325.3	452.3
356.6	257.4	319.1	384.0



(3) 鉄骨フランジの応力分布

図－8に CES 補強柱部の内蔵鉄骨フランジの材軸方向の応力分布を示す。鋼材の応力は、鉄骨フランジに貼付したひずみゲージの測定値および材料実験の結果を用いて、鋼材の応力－ひずみ関係を完全バイリニアにモデル化して求めた。図中の値は、同図縦軸に示す高さのフランジ位置に貼付した4枚のひずみゲージから求めた応力の平均値である。ただし、どれか1箇所（1枚）でも降伏応力度に達した場合は、降伏応力度の値としている。また、図中の縦の点線は材料試験にて得られたフランジの降伏応力度である。図として採用したサイクルは、各試験体の最大荷重時付近の $R=0.01\text{rad}$ 、 $R=0.015\text{rad}$ とした。

この結果、 $R=0.01\text{rad}$ のサイクルで試験体 C1、C1-A は内蔵鉄骨の柱頭および柱脚で降伏が認められる。一方、試験体 C1-B では降伏が認められなかった。また $R=0.015\text{rad}$ のサイクルでは、すべての試験体において柱頭、柱脚で降伏している。したがって、試験体 C1 および補強梁部の大きい試験体 C1-A に関しては、比較的小さな変形の段階から、CES 補強部が水平力を有効に負担しているのに対し、補強梁部の小さい試験体 C1-B に関しては、大変形領域にならないと十分に水平力を負担しないものと考察される。

(4) 接合部の挙動

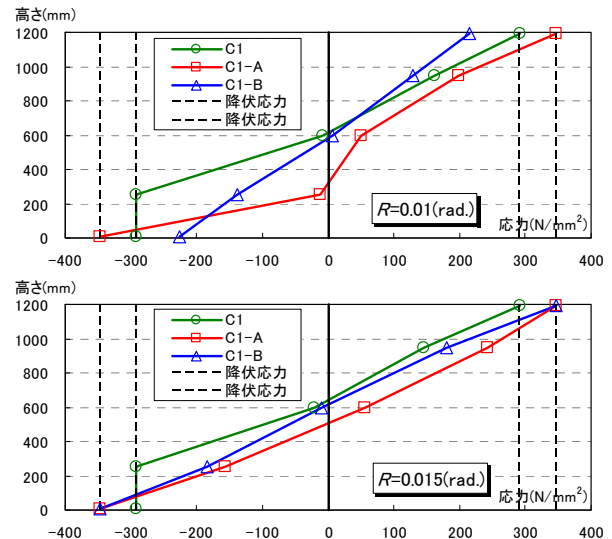
図－9に各試験体の $R=0.02\text{rad}$ のサイクルまでの接合部の挙動（ここでは既存柱部、補強柱部と既存梁部、補強梁部との角度の変化を、図－10に示す柱の左右の変位計を用いて曲率で表記）を示す。

この結果、試験体 C1-A では既存 RC 部と CES 補強部がほぼ同じ値を示していることがわかる。一方、試験体 C1-B に関しては、既存 RC 部は試験体 C1-A とほぼ同じ値を示しているのに対し CES 補強部では値が小さく 60%程度の曲率となっている。これは、既存梁部と補強梁部が乖離してしまい、両者の一体性が失われたためと推察される。これらの結果は、実験時の状況観察とも一致しており、 $R=0.004\text{rad}$ 程度から曲率の差が大きくなる現象は、(1)節の梁部の破壊性状とも対応している。

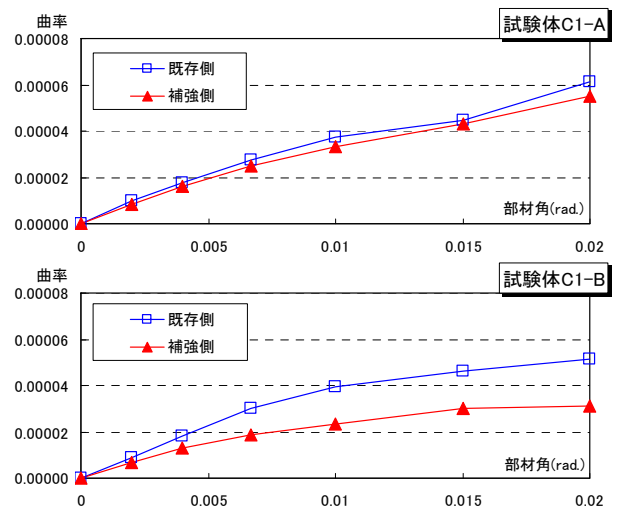
したがって、補強梁部の小さい試験体 C1-B に関しては、既存梁部と補強梁部の接合部で変形（ずれ）が発生し、補強梁部の大きい試験体 C1-A に比べ、水平力の伝達能力が低下したものと判断できる。

4. 接合部の耐力

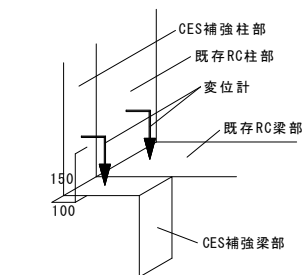
接合部の耐力を算定するにあたり、図－11に示すように、水平力 P が補強柱に作用したときの水平反力 R



図－8 内蔵鉄骨フランジの応力分布



図－9 接合部の挙動



図－10 変位計測位置

と鉛直反力 N による力の釣り合う状態を考慮する。ここで、水平反力 R は中央斜線部分で、鉛直反力 N は左右斜線部分でそれぞれ負担する反力と仮定する。力の釣り合いから以下の式が導かれる。記号は図を参照されたい。

$$P = R = 2L/H \times N \quad (1)$$

次に、接合部の応力伝達機構として、せん断摩擦理論を採用する。これは、ひび割れ面に対して水平にせん断力が作用する場合、噛み合いの影響でひび割れ面の凹凸

を乗り越えようとした時に、その部分に存在する接合筋には引張力が生じることになり、その時の内力の釣り合いからひび割れ面に圧縮力が生じることになるため、その圧縮力による摩擦抵抗力でせん断力に抵抗するという考えに基づく理論である。

この考えは、ACI 基準⁹⁾や現場打ちプレキャスト指針¹⁰⁾等に用いられている。ACI 基準で示されているせん断摩擦式は、接合筋の引張力にみかけの摩擦係数 μ を乗じたもので表されている。こうしたせん断摩擦理論では、みかけの摩擦係数 μ の値が評価に大きく影響し、ACI 基準では、接合面に目荒らしを施した場合には $\mu=1.0$ を採用している。一方、Mattock¹¹⁾は、既往の実験結果を再評価し、ACI 式にあるように一つの摩擦係数 μ の値で $A_{an}\sigma_y$ の全ての領域の傾向を捉えているとはいえないことを指摘し、折れ線のある次式を提案している。範囲は $0.3\sigma_B A_C$ かつ $16.5A_C(N)$ 以下である。本論では、この Mattock の式を採用する。

$$V_n = 2.25A_{an}\sigma_y \begin{cases} A_{an}\sigma_y \leq A_C K_1 / 1.45 \\ A_{an}\sigma_y \geq A_C K_1 / 1.45 \end{cases} \quad (2)$$

$$K_1 = 0.1\sigma_B \leq 5.5 \quad (3)$$

ここで、 V_n はせん断耐力(N)、 A_{an} はあと施工アンカーの全断面積(mm^2)、 σ_y はあと施工アンカーの降伏強度(N/ mm^2)、 σ_B はコンクリートの圧縮強度(N/ mm^2)、 A_C は接合面の面積(mm^2)

また、試験体では図-12 に示すように、補強材の軸心に作用するせん断力 V_m と接合面に作用する水平反力は偏心しており、偏心モーメントが発生する。この偏心モーメントによって、接合面ではあと施工アンカーの引張力 ΔT とコンクリートの圧縮力 ΔC といった偶力が作用する。この結果、引張側ではせん断摩擦で有効な圧縮力が減少することになり、圧縮側では有利に働くことになる。しかし、引張力 ΔT と圧縮力 ΔC は釣り合っていることから、偏心モーメントが作用したとしても接合面のせん断耐力は変化しないと仮定できる。したがって、本試験体での耐力評価にあたって、せん断摩擦理論を用いて評価しても問題ないと考察される。

ただし、引張力 ΔT の値があと施工アンカーの引張強度を超えた場合にも、接合部破壊が発生することになるため、同時に検討が必要である。接合部破壊する時の接合部のせん断力は次式で表される。

$$V_m = T_t \cdot j / e \quad (4)$$

ここで、 V_m は曲げ降伏によるせん断終局強度(N)、 T_t はあと施工アンカーの引張強度の合計(N($=2T_a$))、 j は応力中心間距離(mm)($=78d$)、 d は圧縮側の縁からあと施工アンカーまでの距離(mm)、 e は偏心距離(mm)、 T_a はあと施工アンカーの引張強度(N)

次に、本試験体における接合部の耐力を算出する。算出にあたり、図-11 における水平反力の負担幅を柱幅である 400(mm)に、左右の斜線部分の鉛直反力中心間距離 L を梁補強部のあと施工アンカー間距離の 690(mm)と

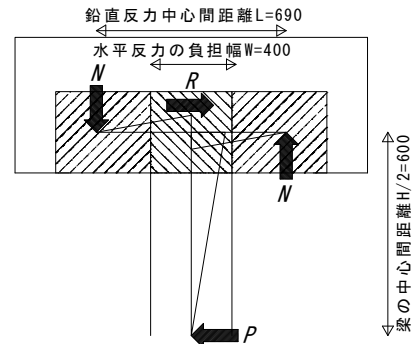


図-11 水平力と反力の関係

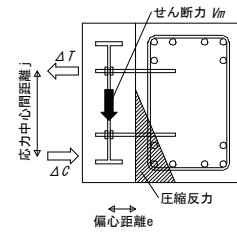


図-12 接合部での偏心

仮定した。また、鉛直反力に関しては、回転中心からの距離に応じた応力分布とするのではなく、左右の斜線部分が一樣に応力を負担するものと仮定している。

水平反力の負担位置、鉛直反力の負担位置のそれぞれの位置で、その接合面面積やあと施工アンカーの量から式(2)および式(4)を用いて接合部の耐力 V_n 、 V_m をそれぞれ計算する。ただし、水平反力の負担位置では式(4)で表される破壊は現実的には発生しないものとしている。そして、水平反力 R および鉛直反力 N は次式で求められる。

$$R = V_n \quad (5)$$

$$N = \min(V_n, V_m) \quad (6)$$

すなわち、水平反力 R は水平反力の負担位置での式(2)を用いて計算した接合部の耐力 V_n で、鉛直反力 N は鉛直反力の負担位置で式(2)および式(4)を用いて計算した接合部の耐力によって求められる。計算結果を表-6 に式(1)を用いて水平力に換算して示す。

この結果、試験体 C1-A に関しては CES 補強部の計算値で、試験体 C1-B に関しては接合部の耐力で評価することになる。表-7 に実験結果との比較を、図-13 に水平荷重-水平変形関係との比較を再度示す。この計算結果を用いることによって、CES 補強部の曲げ終局強度で評価した試験体 C1-A、接合部の耐力で評価した試験体 C1-B ともに、良く評価できる結果となった。

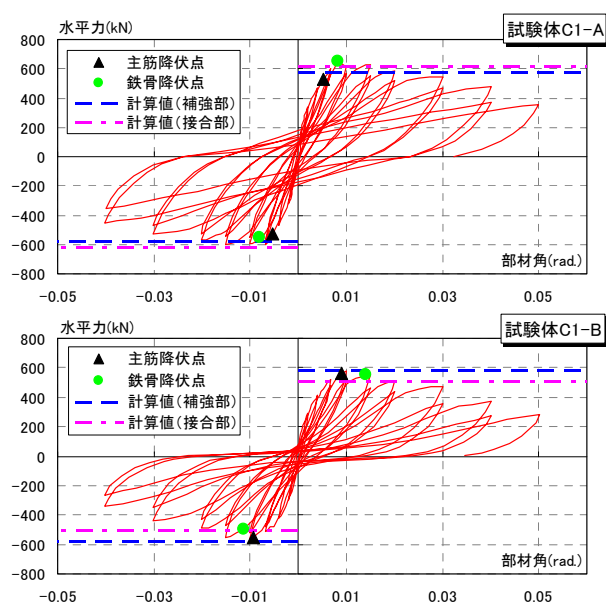
ただし、接合部耐力の計算時における水平反力の負担幅や鉛直反力の中心間距離を仮定して用いていること、偏心モーメントに関係なくせん断耐力が定まると仮定していること、採用した Mattock の式におけるみかけの摩擦係数にもバラツキがあることなどから、設計段階では何らかの余裕度(安全率)が必要であると考えられる。

表－6 計算耐力

試験体	反力	破壊形式	CES補強部 計算値(kN)	接合部耐力による 水平力(kN)	計算耐力(kN)
C1-A	水平反力	せん断摩擦 式(2)	325.3	528.0	325.3
	鉛直反力	せん断摩擦 式(2)		382.3	
	アンカー引張 式(4)			372.2	
C1-B	水平反力	せん断摩擦 式(2)	319.1	388.0	245.0
	鉛直反力	せん断摩擦 式(2)		371.9	
	アンカー引張 式(4)			245.0	

表－7 計算値と実験結果の比較

試験体	載荷 方向	実験値		実験値 /計算値	計算値内訳		
		最大耐力時 $E P_{max}$ (kN)	終局強度 $A P_{max}$ (kN)		既存RC部 せん断 (kN)	CES補強部 曲げ (kN)	接合部 (kN)
C1-A	正	649.7	574.2	1.131	249.0	325.3	372.2
	負	-604.6		1.053			
C1-B	正	576.1	502.3	1.147	257.4	319.1	245.0
	負	-564.1		1.123			



図－13 水平荷重－水平変形関係

5. まとめ

本報では CES 部材を利用した外付柱補強工法の開発を目的として静的載荷実験を行った。本研究で得た知見は以下のように要約できる。

- 1) 補強梁部の大きな試験体 C1-A は、基本とした試験体 C1 と同様な損傷が CES 補強柱部に発生するが、補強梁部の小さな試験体 C1-B では、接合部のずれが顕著に見られ、CES 補強柱部で異なる破壊性状を示した。
- 2) 試験体 C1-A は試験体 C1 と同様な紡錘型の履歴ループを描くが、試験体 C1-B ではエネルギー吸収量が少ない履歴ループを描く。
- 3) 梁部分の接合部の大きさが大きいほど、初期剛性が高くなり、最大荷重を発揮する変形も小さくなる。
- 4) 補強梁部の大きな試験体 C1-A では基本とした試験体 C1 と同様に、比較的小さな変形段階から内蔵鉄骨の降伏が発生する。
- 5) 補強梁部の大きな試験体 C1-A では、その終局耐力を一般化累加強度理論による CES 補強部の曲げ耐力と既存部の耐力の単純累加によって評価できる。
- 6) 補強梁部の小さな試験体 C1-B では、その耐力が接合部の最大耐力で定まると仮定して、せん断摩擦理論および偏心モーメントを用いた考え方を採用することで概ね評価できる。ただし、計算時には多くの仮定を含んでいることから、更なる検討が必要である。

参考文献

- 1) 倉本洋：今伝えたいトピックス CES 合成構造システム，建築雑誌，Vol.120，No.1535，pp.34-35，2005.7
- 2) 田口孝，倉本洋ほか：CES 構造を利用した架構増設型耐震補強工法の開発研究（その1～13），日本建築学会大会学術講演梗概集，2007.8-2011.8
- 3) 田口孝，倉本洋ほか：CES 構造を利用した架構増設型耐震補強工法の開発研究（その1～4），日本建築学会大会学術講演梗概集，2010.9-2012.9
- 4) 田口孝，倉本洋ほか：CES 部材を用いた外付柱補強工法の基礎研究，コンクリート工学年次論文集，日本コンクリート工学協会，Vol.34，No.2，pp.1039-1044，2012.7
- 5) 田口孝，倉本洋ほか：CES 構造による柱単独の外付補強工法の開発研究（その1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，2012.9-2013.8
- 6) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2007 年版 建築物構造関係技術基準解説書，2007
- 7) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2001
- 8) 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
- 9) ACI Committee 318，"Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI318-11) and Commentary"，American Concrete Institute，Farmington Hills，2011
- 10) 日本建築学会：現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説，pp.59-67，2002
- 11) Matlock, A. H., "Shear Friction and High-Strength Concrete", ACI Structural Journal, V.98, No.1, pp.50-59, Jan-Feb, 2001

AN EXTERNAL SEISMIC RETROFITTING METHOD FOR COLUMNS USING CES MEMBERS

Takashi TAGUCHI and Hiroshi KURAMOTO

Concrete encased steel (CES) structures are composite structural systems consisting of steel and concrete. Existing studies have indicated that CES structures showed better hysteresis characteristics and damage reduction effects than those of steel reinforced concrete (SRC) structures. Then, a seismic retrofitting method by attaching the CES columns to existing RC columns is proposed by the authors. One of key issues in this method is how to design the connection between the CES and RC parts in the beam-column joints of a retrofitted frame. In this paper, a static loading test of existing RC columns retrofitted by CES columns was carried out with variables of the connection detail. Based on the test results, the design method of the connection is also discussed.