

論文 CES 部材を用いた外付柱補強工法の基礎研究

田口 孝*¹・乃村 亮*²・Juan Jose CASTRO*³・倉本 洋*⁴

概要：鉄骨と繊維補強コンクリートのみからなる CES 部材を利用した外付柱補強工法による耐震補強効果を把握することを目的とし、CES 補強された RC 柱試験体の静的載荷試験を行った。本論では CES 補強部材の応力を伝達する梁部分の接合部が重要であると考え、その大きさやあと施工アンカーの本数を実験変数とした。実験結果の比較から、梁の接合部部分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する。

キーワード：CES, 繊維補強コンクリート, 外付耐震補強, 柱補強, 接合部

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 (以下、CES (Concrete Encased Steel) 構造¹⁾) を、既存 RC 建造建築物の外付耐震補強に適用するための技術開発研究を継続的に行ってきた^{2~4)}。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^{2~3)}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⁴⁾の耐震有効性を確認してきている。

しかし、これまでの直付け型補強では、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となり、コストや工期といった面で改善が求められている。さらには様々な既存建築物に対応できるように、他の補強型の工法の開発を行うことは、耐震補強を推進するためにも必要である。そこで、CES 構造を利用した新たな補強工法として、柱のみを補強する工法の開発研究を進めることとした。

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。そのため、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試験を行った。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設計法について検討する。

2. 実験概要

2.1 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-1 に試験体形状を、表-1 に試験体一覧を基本とした試験体 C1 とともに示す。

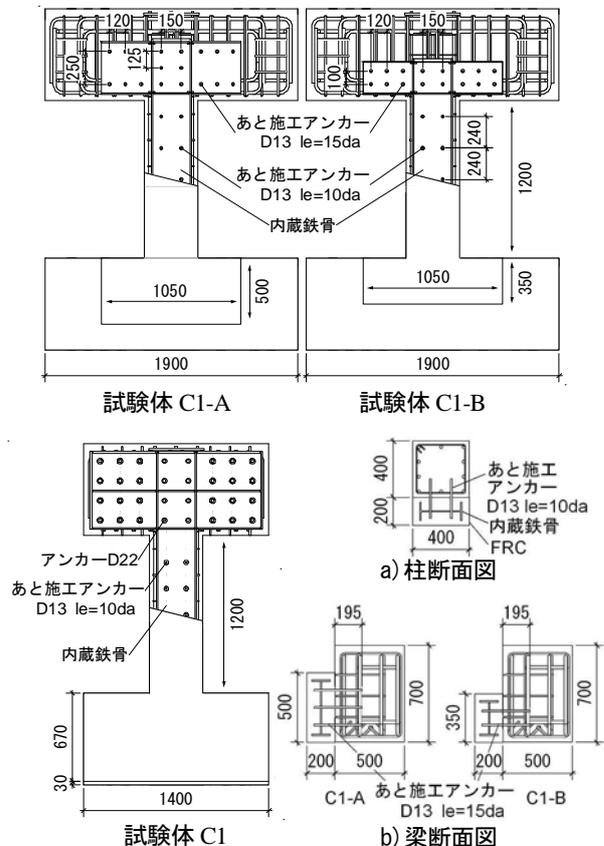


図-1 試験体形状

*1 矢作建設工業 (株) 地震工学技術研究所主席研究員 博士 (工学) (正会員)
 *2 元 大阪大学大学院 工学研究科 地球総合工学専攻 大学院生 (非会員)
 *3 大阪大学 国際教育交流センター 特任准教授 博士 (工学) (正会員)
 *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)

すべての試験体の既存 RC 柱部分は同じ形状であり、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-6 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、梁部分の接合部となる CES 補強梁部は幅が 1050mm でせいが 500mm である。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、あと施工アンカーのパネルゾーンでの本数も 2 本少ない。補強梁部の大きさやアンカーの本数に関して、その設計は 4.2 節で後述する考えに基づき行なっている。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-1 に示す試験体の上部から柱の下側に向かって FRC を打設した。

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 FRC の材料試験結果を示す。本実験で用いた普通コンクリートおよび FRC の調合に関しては、試験体 C1 と同様であり、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。FRC 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。

2.3 載荷方法

図-2 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

表-1 試験体概要

試験体	C1	C1-A	C1-B
概要	—	梁補強大	梁補強小
既存部破壊モード	せん断破壊型		
柱内法高さ(mm)	1200		
せん断スパン比 (M/QD)	1.5		
コンクリート種類	普通コンクリート (Fc15)		
断面 $b \times D$ (mm)	400×400		
主筋	10-D19(SD295A)		
帯筋	2-D6@200(SD295A)		
コンクリート種類	FRC (Fc30)		
断面 $b \times D$ (mm)	200×400		
内蔵鉄骨(mm)	H-300×130×6×9(SN400B)		
コンクリート種類	繊維補強コンクリート (Fc30)		
断面 $b \times D$ (mm)	—	200×500	200×350
内蔵鉄骨断面積(mm ²)	—	H-400×130 ×6×9 (SN400B)	H-250×130 ×6×9 (SN400B)
導入軸力比	0.2		

表-2 鉄筋材料試験結果

試験片	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	備考
D6(SD295A)	327.1	482.3	180.1	帯筋
D13(SD295A)	354.8	498.1	193.4	柱部アンカー
D13(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	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	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

試験体名	普通コンクリート		FRC	
	圧縮強度 (MPa)	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)	材齢 (日)
C1	23.0	29	35.3	28
C1-A	15.2	72	44.0	28
C1-B	17.1	58	31.6	42

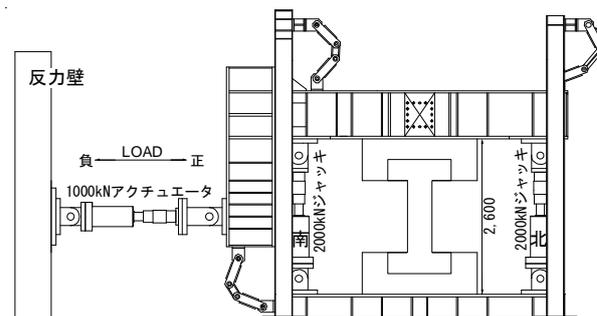


図-2 載荷装置

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 $R (= \delta / h)$ 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 $R=0.05\text{rad}$ を正方向に半サイクルとした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

写真-1 に各試験体の正面、裏面および梁接合部の最終破壊状況を示す。補強試験体は正面が CES 補強柱

面で、裏面が既存 RC 柱面である。

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-3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-4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、 $R=0.002\text{rad}$ のサイクルで柱頭および柱脚に曲げひび割れが発生し、 $R=0.004\text{rad}$ のサイクルで柱頭にせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=0.01\text{rad}$ のサイクルの途中、 $R=0.008\text{rad}$ 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張が顕著となり、 $R=0.02\text{rad}$ 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。 $R=0.03\text{rad}$ 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、その後の载荷により、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、 $R=0.002\text{rad}$ 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。 $R=0.015\text{rad}$ 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、 $R=0.02\text{rad}$ 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、 $R=0.004\text{rad}$ 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 $R=0.03\text{rad}$ 、試験体 C1-B においては $R=0.02\text{rad}$ のサイクルで既存 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 $R=0.0067\text{rad}$ のサイクルでひび割れが確認され、 $R=0.04\text{rad}$ で顕著なずれが確認された。試験体 C1-B では $R=0.004\text{rad}$ のサイクルでひび割れが確認され、 $R=0.01\text{rad}$ 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

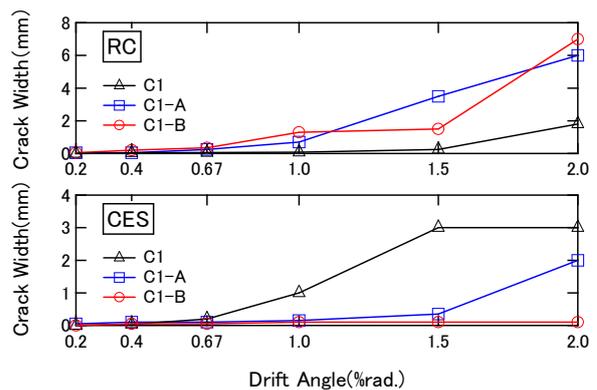
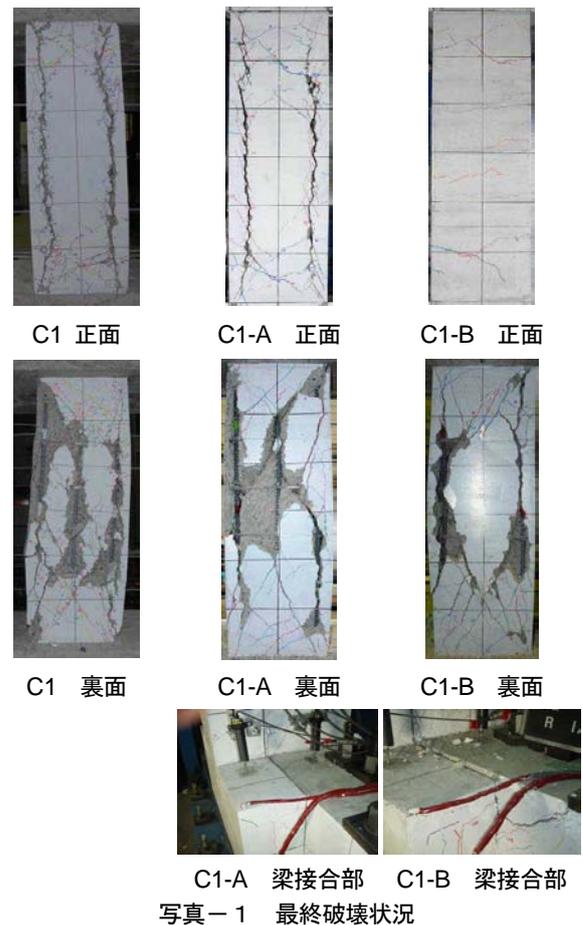


図-3 最大残留ひび割れ幅

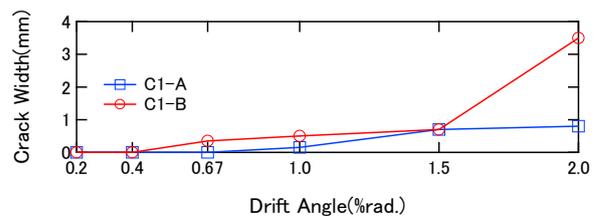


図-4 既存梁部と補強梁部の残留開き幅

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。

3.2 水平荷重—水平変形特性

表-5 に実験結果の一覧を、図-5 に水平荷重—水平変形関係をそれぞれ示す。図中の●印および○印は、試験体に貼付したひずみゲージによって計測された主筋および内蔵鉄骨が最初に降伏した時点を示している。また、表の Q_{cal} および図中の点線は 4.1 節で後述する各試験体の終局強度計算値を示している。

試験体 C1 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。また、最終変形角まで紡錘型の大きな履歴ループを描いている。

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 $R=0.009rad.$ で、内蔵鉄骨は $R=0.011rad.$ で降伏し、 $R=0.01rad.$ 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。

初期剛性に関しては、試験体 C1-A および試験体 C1-B の順に試験体 C1 に比べて低い結果を示した。また、最大耐力を発揮する相対部材角も試験体 C1-A および C1-B の順に試験体 C1 に比べて大きくなっている。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。

3.3 鉄骨フランジの応力分布

図-6 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。この応力の値は、同図縦軸に示す高さのフランジ位置に貼付したひずみゲージの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行った。図中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 $R=0.01rad.$ 、 $R=0.015rad.$ とした。

この結果、 $R=0.01rad.$ のサイクルで試験体 C1 は内蔵鉄骨の柱頭および柱脚で降伏が見られ、試験体 C1-A は柱頭が降伏している。一方、試験体 C1-B では降伏が見られなかった。また $R=0.015rad.$ のサイクルでは、試験体 C1 および試験体 C1-A は柱頭、柱脚で降伏がみられるのに対し、試験体 C1-B は柱頭のみで降伏が見られる。したがって、基本とした試験体 C1 および補強梁部の大きい試験体 C1-A に関しては、CES 補強部が水平力を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、十分に水平力を負担していないと考えられる。

表-5 実験結果一覧

試験体	載荷方向	主筋降伏時		鉄骨降伏時		最大耐力		計算値 Q_{cal} (kN)	P_{max}/Q_{cal} (%)
		R_y (rad.)	P_y (kN)	R_y (rad.)	P_y (kN)	R_{max} (rad.)	P_{max} (kN)		
C1	正	0.004	526.6	0.004	515.4	0.007	653.4	572.6	114.1
	負	-0.005	-527.4	-0.003	-431.4	-0.010	-633.9		
C1-A	正	0.005	531.1	0.008	649.7	0.008	649.7	574.2	113.1
	負	-0.005	-529.6	-0.008	-550.6	-0.015	-604.6		
C1-B	正	0.009	558.1	0.014	554.4	0.010	576.1	576.5	99.9
	負	-0.009	-549.9	-0.011	492.9	-0.010	-564.1		

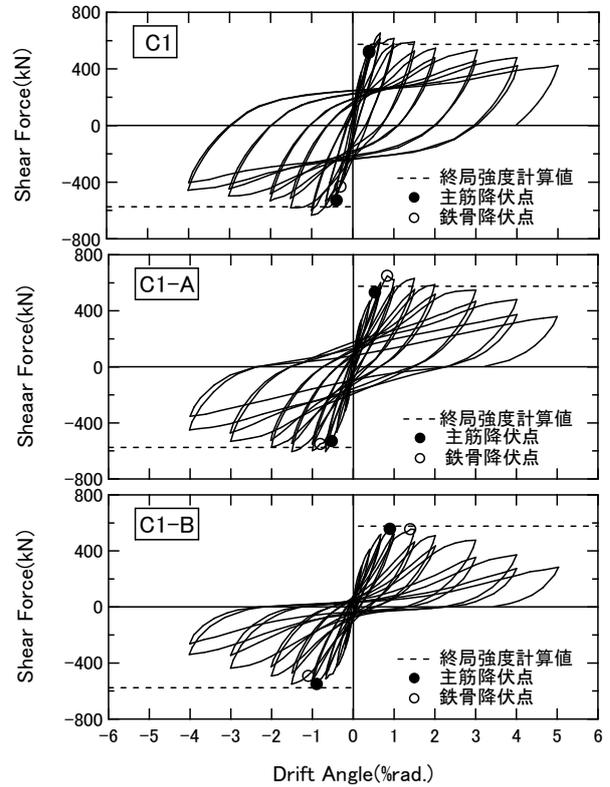


図-5 水平荷重—水平変形関係

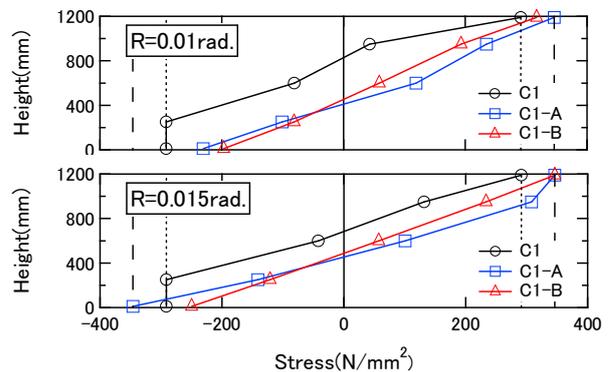


図-6 内蔵鉄骨フランジ応力分布

3.4 接合部での挙動

図-8 に各試験体の $R=0.02rad.$ のサイクルまでの接合部の挙動（ここでは図-7 に示す既存柱部、補強柱部と既存梁部、補強梁部との角度の変化を、図に示す柱の左右の変位計を用いて曲率で表記）を示す。同図より、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のに対し、試験体 C1-B に関しては、既存 RC 部は試験体 C1-A とほぼ同じ値であるのに対し 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。こうした結果は、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、3.1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、水平力を負担できなかつたものと判断できる。

4. 終局耐力評価

4.1 計算値との比較

図-9に試験体 C1-A および試験体 C1-B の計算耐力と実験値の関係を $N-Q_c$ 相関曲線上で比較したものを示す。また、表-6に試験体 C1 を加えた計算耐力一覧を示す。なお耐力算定において、既存 RC 柱部のせん断耐力 εQ_{su} を荒川式 (mean 式)⁵⁾により算定し、CES 補強柱部の曲げ終局耐力 RQ_{mu} を実験と同様に $N=0\text{kN}$ の条件下で一般化累加強度理論⁶⁾により算定した。また、補強試験体の耐力は、既存 RC 柱部の耐力に CES 補強柱部の耐力を単純累加することによって算定した。

この結果、試験体 C1-A の最大耐力は、理論上の相関曲線以上の値を示しており、補強柱の耐力は、基本とした試験体 C1 と同様に累加強度理論によって 105.3~113.1%と概ね評価できるといえる。また、試験体 C1 でも見られたように²⁾、CES 補強を施すことによって既存部がせん断破壊型から曲げ降伏型に移行している傾向も認められることから、せん断耐力で頭打ちせず算出した耐力によっても、89.3~95.9%と概ね評価が可能である。一方、試験体 C1-B ではこうした結果は得られず、既存部のせん断耐力で頭打ちした曲線で確認しても、97.9~99.9%と若干満足しない結果となった。

4.2 接合部の耐力評価

図-10に示すように、水平力 P が補強柱に作用したとき、水平反力 R と鉛直反力 N によって力とモーメントが釣り合う状態を考える。ここで、水平反力 R は中央斜線部分による反力、鉛直反力 N は左右斜線部分による反力と仮定する。力の釣り合いから以下の式(1)、(2)が導かれる。ここで、式中の記号は図による。

$$P = R \quad (1)$$

$$P = \frac{2l}{h} \times N \quad (2)$$

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。この理論は、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

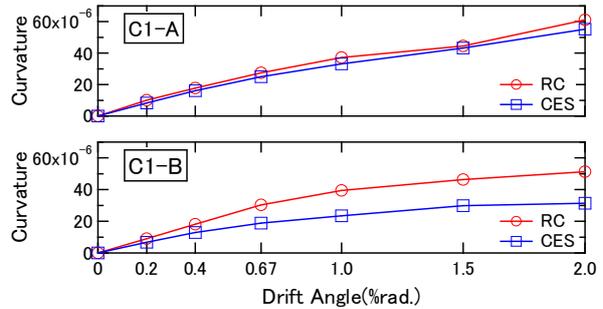


図-8 接合部での挙動

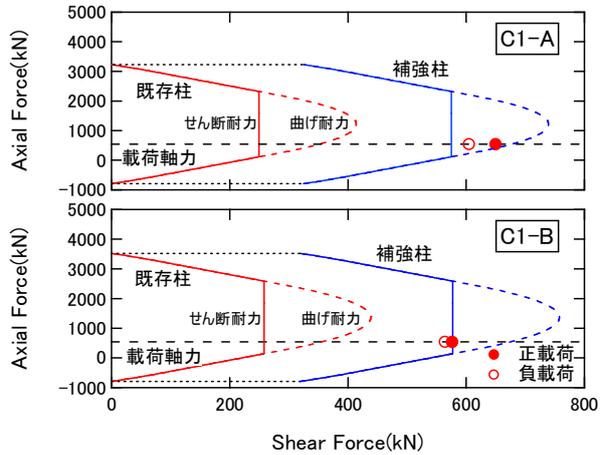


図-9 累加強度理論による計算値

表-6 試験体耐力一覧

試験体	載荷方向	既存RC柱		CES補強柱		計算値		実験値		比較	
		曲げ	せん断	曲げ	せん断	①曲げ+曲げ	②せん断+曲げ	P_{max} (kN)	$P_{max}/①$ (%)	$P_{max}/②$ (%)	
		εQ_{mu} (kN)	εQ_{su} (kN)	$R Q_{mu}$ (kN)	εQ_{su} (kN)	$\varepsilon Q_{mu} + R Q_{mu}$ (kN)	$\varepsilon Q_{su} + R Q_{mu}$ (kN)				
C1	正	364.6	290.4	282.2		646.8	572.6	653.4	101.0	114.1	
	負							-633.9	98.0	110.7	
C1-A	正	352.2	249.0	325.3		677.4	574.2	649.7	95.9	113.1	
	負							-604.6	89.3	105.3	
C1-B	正	356.6	257.4	319.1		675.7	576.5	576.1	85.3	99.9	
	負							-564.1	83.5	97.9	

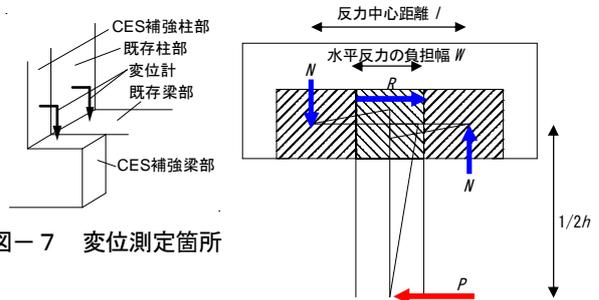


図-7 変位測定箇所

図-10 水平力と反力の関係

ため、その圧縮力による摩擦抵抗力でせん断耐力に抵抗するという考え方に基づく理論である。この考えは、ACI基準⁷⁾や現場打ちプレキャスト指針⁸⁾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 を乗じたものであり、式(3)で表される。範囲は $0.2\sigma_B$ かつ $5.5(\text{N/mm}^2)$ 以下である。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する。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。

$$\tau_u = \frac{V_u}{A} = \mu P_w \sigma_y \quad (3)$$

ここで、 τ_u はせん断耐力(N/mm²)、 V_u はせん断耐力(N)、 A は接合面の面積(mm²)、 μ はみかけの摩擦係数(=1.0)、 P_w は接合部の接合アンカー筋比(=Σ A_{am} /A)、 A_{am} はあと施工アンカーの全断面積(mm²)、 σ_y はあと施工アンカーの降伏強度(N/mm²)、 σ_B はコンクリートの圧縮強度(N/mm²)

一方、Mattock⁹⁾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 $P_w \sigma_y$ の全ての領域の傾向を捉えているとは言いがたいことを指摘し、折れ線のある式(4)、(5)を提案している。範囲は $0.3\sigma_B$ かつ $16.5(N/mm^2)$ 以下である。

$$\tau_u = \frac{V_u}{A} = 2.25 P_w \sigma_y \quad \left[P_w \sigma_y \leq K_1 / 1.45 \right] \quad (4)$$

$$= K_1 + 0.8 P_w \sigma_y \quad \left[P_w \sigma_y > K_1 / 1.45 \right]$$

$$K_1 = 0.1 \sigma_B \leq 5.5 \quad (5)$$

また、試験体では、補強材の軸芯に作用するせん断力 P と接合面に作用する水平反力 R 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、接合面の水平反力(せん断耐力)は変化しない。したがって、本試験体においても、「せん断摩擦理論」を用いて評価できると考察される。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。

次に、本試験体における接合部の耐力を算出する。反力の計算にはせん断摩擦理論(Mattockの式)を採用して水平反力 R と鉛直反力 N を計算する。算出方法は、図-10における水平反力を負担する幅 W を柱幅である400(mm)に仮定し、式(4)から計算したせん断耐力 V_u が水平反力 R となる。また、左右の斜線部分の図の中心間距離を反力中心距離 l (=725(mm)) と仮定し、それぞれ左右の斜線部分で計算したせん断耐力 V_u が鉛直反力 N となる。あと施工アンカーは、水平反力 R 算定用として中央斜線部分の6本(CI-A)もしくは4本(CI-B)を、鉛直反力 N の算定用として左右斜線部分のそれぞれ6本を考慮し、その引張耐力はアンカーの降伏耐力で決まるものと仮定した。算出結果を表-7に示す。なお、比較で用いた補強部耐力は、実験結果の最大値から、既存柱計算値を差し引くことで求め、接合部耐力は式(1)、(2)もしくは引張力 ΔT の値があと施工アンカーの引張強度を超えた場合の最も小さい値とした。

この結果、接合部耐力はどちらの試験体においても実験結果より小さな結果となり、本算出方法では安全側

表-7 接合部の耐力と実験結果の比較

試験体	接合部耐力 (kN)	実験最大値 P_{max} (kN)	既存柱計算値 (kN)	補強部耐力 (kN)	補強部耐力/接合部耐力
C1-A	336.3	649.7	249.0	400.7	1.2
C1-B	224.2	576.1	257.4	318.8	1.4

の評価となるのが分かる。特に試験体 C1-B では40%も安全側である。これは、実際に補強部が負担していた耐力が未知なこと、耐力計算時の水平反力の負担幅を柱幅で仮定していること、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が理由として考察され、これらの検討は今後の課題としたい。

5. まとめ

本論では 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、最大荷重を發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、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。
- 5)試験体の接合部の最大耐力を、せん断摩擦理論を用いた考え方で算出すると、十分安全側の評価となる。

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)芳賀亮祐、田口孝、松井智哉、倉本洋：CES 外付耐震補強を施した RC 柱の耐震性能、コンクリート工学年次論文集、Vol.29、No.3、pp.1183-1188、2007.7
- 3)倉本洋、芳賀亮祐、松井智哉、田口孝：CES 外付耐震補強 RC フレームの動的載荷実験、日本建築学会構造系論文集、Vol.73、No.630、pp.1265-1272、2008.8
- 4)田口孝、神谷隆、石鈞吉、倉本洋：架構増設型 CES 耐震補強工法に関する実験的研究、構造工学論文集、日本建築学会、Vol.57B、pp.543-550、2011.3
- 5)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
- 6)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
- 7)ACI Committee 318, "Building Code Requirement for Structural Concrete (ACI318-08) and Commentary", American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008
- 8)日本建築学会大会：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
- 9)Mattock, A. H., "Shear Friction and High-Strength Concrete", ACI Structural Journal, V.98, No.1, pp.50-59, Jan.-Feb., 2001