

論文 プレキャスト CES 柱の構造性能に及ぼすパネル接合方法の影響

藤本 利昭^{*1}・永田 諭^{*2}・松井 智哉^{*3}・倉本 洋^{*4}

要旨：プレキャスト CES 柱における繊維補強コンクリートパネルとコアコンクリートの一体性の確保を目的として、外殻プレキャストパネルの接合方法が異なる 3 体の試験体を用いた曲げせん断実験を実施した。その結果、接着接合とスタッドボルト、またはボルト接合を併用することにより、接着接合のみによる場合と比べて、内部コンクリートとの一体性が向上し、優れた構造性能を有することが PCa-CES 柱においても確認された。

キーワード：鉄骨コンクリート柱、FRC、プレキャストパネル、接合方法、構造実験

1. はじめに

筆者らは内蔵鉄骨と被覆コンクリートで構成される合成構造 (Concrete Encased Steel Structure, 以下 CES 構造) に関する研究を継続的に行っている^{1)~5)}。これまでの研究³⁾で、被覆コンクリートに繊維補強コンクリート (Fiber Reinforced Concrete, 以下 FRC) を用いることにより、軸力比 $\eta=0.6$ ($\eta=N/bD\sigma_B$, ここで、 N : 載荷軸力, b, D : 柱断面幅およびせい, σ_B : コンクリート圧縮強度) の高軸力下においても安定した挙動を示すことを確認している。一方、これらの研究では、繊維補強コンクリートの施工性に若干の課題が残されたことから、文献⁴⁾⁵⁾の研究においては、プレキャストの繊維補強モルタルパネル、及び繊維補強コンクリートパネルで内蔵鉄骨を囲み、内部に普通コンクリートを打設する工法 (PCa-CES 柱) を考案し、施工性改善に成功した。

しかしながら、大変形時におけるパネル部分と内部コンクリートの一体性に問題が残されていることから、本研究では、パネルの接合方法を変数とした PCa-CES 柱部材の曲げせん断加力実験を行い、パネルと内部コンクリートの一体性、およびその構造性能の検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体形状および寸法を図-1、図-2 にそれぞれ示す。試験体は、FRC パネルで内蔵鉄骨を被覆し、パネル内部に普通コンクリートを充填した PCa-CES 柱部材

で、断面が $b \times D=400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ 、内法高さ $h=1,600 \text{ mm}$ (せん断スパン比 $M/QD=2$) である。

試験体は 3 体製作し、CES-S は直交するパネル間をエポキシ系接着剤による接着接合とし、パネルの内面にスタッドボルト

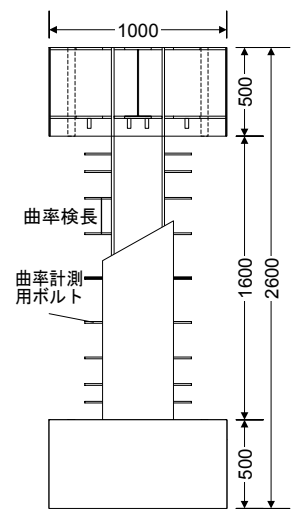


図-1 試験体形状

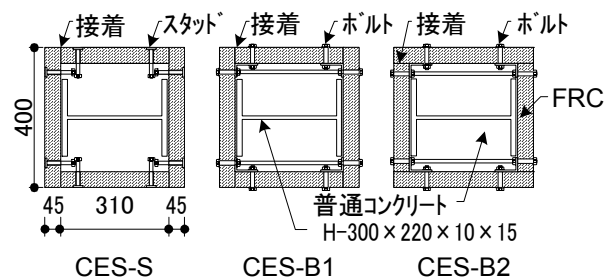


図-2 試験体断面

*1 安藤建設技術研究所 振動・基礎研究室 博士 (工学) (正会員)

*2 豊橋技術科学大学 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

*3 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 助手 博士 (工学) (正会員)

*4 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 助教授 博士 (工学) (正会員)

を@150mm で取り付けることで、パネルと内部コンクリートとの一体性の確保を試みた試験体である。CES-B1、CES-B2 は、直交するパネル間を CES-S と同様に接着接合とし、更にパネル内面の四隅にアングルを取り付け、アングルにボルトと長締めボルトを材端より 500mm の範囲は@200mm、中央部 600mm の範囲は@300mm で接合することで、パネル間ならびに内部コンクリートとの一体性の確保を試みた試験体である。なお、CES-B1 と CES-B2 は同様の接合方法だが、図-2 に示されるようにパネルの向きが異なる。

2.2 使用材料

FRC パネルの繊維は、繊維直径が 0.66mm、長さが 30mm のビニロンファイバー (RF4000) を使用し、体積混入率で 1.5%混入した。水セメント比は 53.0%である。表-1 に FRC の調合表を示す。また、表-2 に FRC および普通コンクリート、表-3 に鉄骨の材料試験結果を示す。

2.3 載荷方法

載荷は図-3 に示す載荷装置を用いて、各試験体ともに 1,500kN (軸力比 $\eta=0.3$) の一定軸力の下で、正負逆対称曲げせん断加力とした。水平力の載荷は変形制御とし、柱上下端の相対水平変位 δ と柱長さ h で与えられる相対部材角 ($R=\delta/h$) で、 $R=0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03rad$.

および $R=0.04rad$.を 2 サイクルずつ繰り返した後、 $R=0.05rad$.まで載荷を行い、実験を終了した。

3. 実験結果概要

各試験体の破壊状況を、 $R=0.015rad$.および実験終了時について写真-1, 2 にそれぞれ示す。また、部材降伏時と最大耐力時の部材角およびせん断力を表-4 に、荷重-変形関係を図-4 にそれぞれ示す。なお、表-4 に示す部材降伏時(図-4 中の○) は、鉄骨の柱頭柱脚部に貼付したひずみゲージが降伏ひずみに達した点とし、図-4 に示す破線は、後述する一般化累加による終局曲げ耐力⁶⁾を示している。

3.1 CES-S

CES-S は、部材角 $R=0.005rad$.まで剛性の低下は少なく弾性的な挙動を示し、 $R=0.005rad$.で柱頭・柱脚部の引張側でスタブと柱の境界にひび割れが発生し、2 サイクル目終了時には、ほぼ全面で確認された。 $R=0.01rad$.の載荷で鉄骨フランジが降伏し、FRC パネルの柱頭・柱脚部の圧縮側において圧縮破壊によるひび割れが発生した。また、柱頭・柱脚部のパネル接合部にもひび割れが発生し、柱長さ中央に向かって伸展した。 $R=0.015rad$.で柱頭・柱脚部の圧縮破壊が進行し、パネル表面の剥離が確認されたが、

表-1 繊維補強コンクリート調合表

水セメント比 W/C (%)	繊維混入量 Vol. (%)	所要量				
		水 W(kg/m ³)	セメント C(kg/m ³)	細骨材 A(kg/m ³)	粗骨材 S(kg/m ³)	繊維 Vf(kg/m ³)
53	1.5	182	343	1282	536	19.5

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体名	種類	圧縮強度 σ_B (MPa)	材令(日)
CES-S	FRC	37.0	77
	NC	25.3	45
CES-B1	FRC	38.6	81
	NC	27.4	49
CES-B2	FRC	39.1	88
	NC	29.6	56

FRC: 繊維補強コンクリート, NC: 普通コンクリート

表-3 鉄骨材料試験結果

	部位	降伏強度 σ_y (MPa)	引張強度 σ_u (MPa)
H-300×220×10×15 (SS400)	フランジ	289	451
	ウェブ	299	455

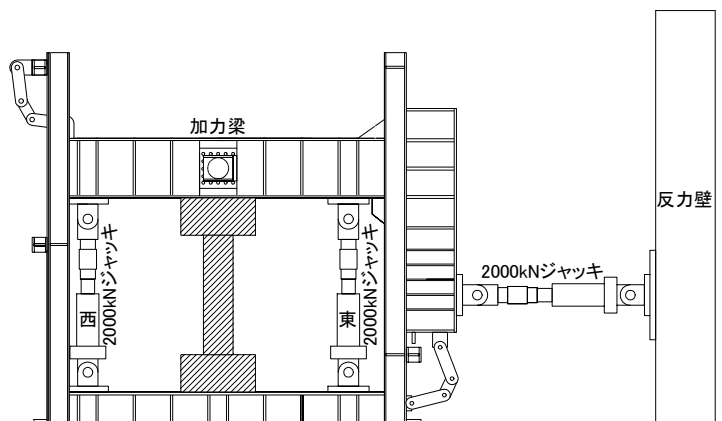


図-3 載荷装置

$R=0.025\text{rad.}$ まで徐々に耐力上昇を示し、最大耐力 732kN を記録した。それ以降、部材角の増加とともに、耐力は緩やかに低下し、パネルのひび割れやパネル接着面のひび割れが発生した。 $R=-0.03\text{rad.}$ では、パネル接着部のひび割れが柱頭部から柱脚部まで繋がり、 $R=-0.04\text{rad.}$ で柱頭・柱脚部のパネル表面がほとんど剥落したが、部材長さ中央部におけるパネルのひび割れはなく、破壊のほとんどは端部に集中した。

3.2 CES-B1

CES-B1 も CES-S と同様に $R=0.005\text{rad.}$ で上下スタブと柱の境界全体にひび割れが発生した。 $R=0.01\text{rad.}$ で鉄骨フランジが降伏し、柱頭・柱脚部のパネル接着部で発生したひび割れは、部材長さ中央部に向かうにつれてせん断ひび割れに移行していった。また、パネルの柱頭・柱脚部では圧縮破壊によるひび割れが確認された。その後も部材角の増加とともにせん断ひび割れお

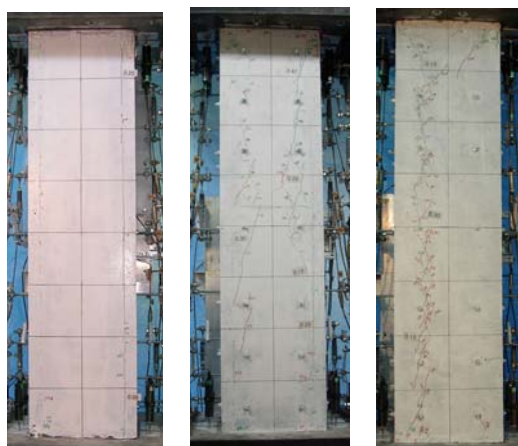
よびパネル接着部でのひび割れが発生し、 $R=0.03\sim 0.04\text{rad.}$ でパネルに若干の曲げひび割れが確認され、 $R=0.04\text{rad.}$ で最大耐力 737kN を記録した。最大耐力以降も耐力はほとんど低下することなく最終破壊状況に達した。

3.3 CES-B2

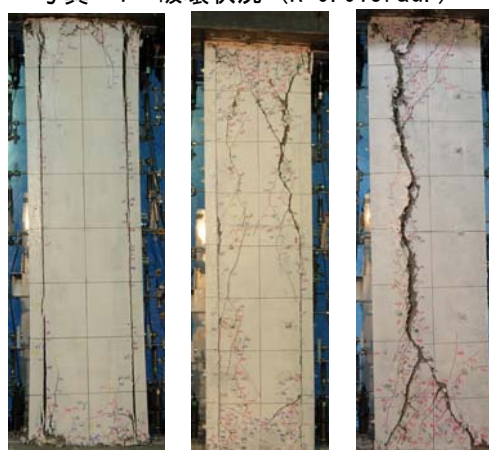
CES-B2 も同様に $R=0.005\text{rad.}$ で柱部材と上下スタブとの境界全体にひび割れが発生した。 $R=0.01\text{rad.}$ で柱頭部に圧縮破壊によるひび割れが、柱脚部に曲げひび割れが確認された。 $R=-0.01\text{rad.}$ ではひび割れ観察面の左側半分にせん断ひび割

表—4 実験結果一覧

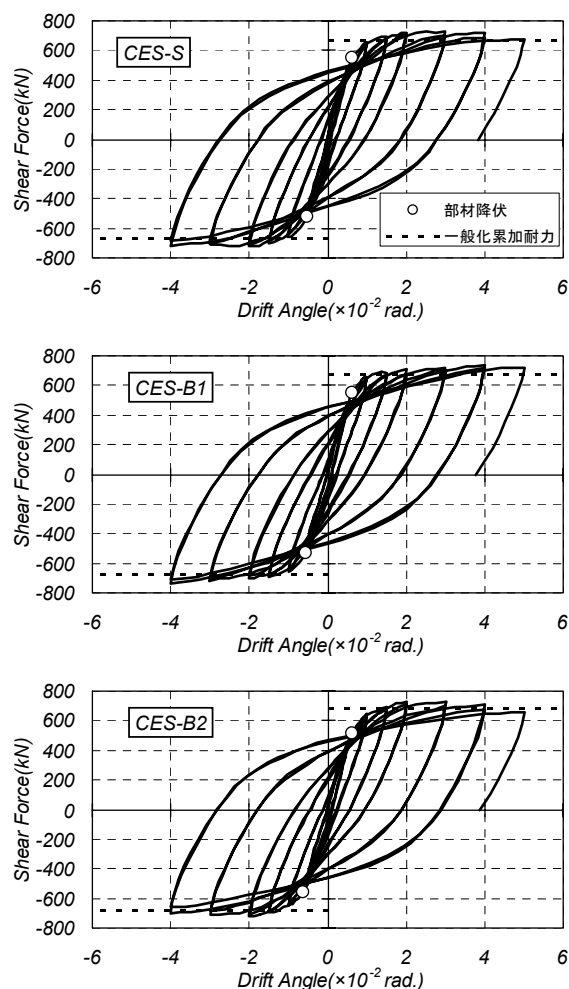
試験体		部材降伏時		最大耐力時	
		R_y (rad.)	P_y (kN)	$R_{\max}$ (rad.)	$P_{\max}$ (kN)
CES-S	正	0.0063	546	0.025	732
	負	-0.0051	-519	-0.020	-724
CES-B1	正	0.0063	548	0.040	737
	負	-0.0057	-533	-0.040	-740
CES-B1	正	0.0063	513	0.030	733
	負	-0.0063	-557	-0.020	-722



写真—1 破壊状況 ($R=0.015\text{rad.}$)



写真—2 最終破壊状況



図—4 荷重—変形関係

れが発生した。これは、スタブに対してパネルが僅かに傾いて接していたことから、パネル左側に偏荷重が作用したものと推察される。特に CES-B2 では CES-B1 と比較して、その影響が大きい。 $R=0.015\text{rad.}$ で試験体全体にせん断ひび割れが発生するとともに、パネル接着部にもひび割れが発生した。それ以降、変形角の増加とともにせん断ひび割れ、およびパネル接着部でのひび割れは伸展し、 $R=0.03\text{rad.}$ で最大耐力 733kN を記録した。 $R=0.03\sim 0.04\text{rad.}$ にかけて、若干の曲げひび割れが確認され、変形角の増加とともに若干の耐力低下が確認された。

4. 考察

4.1 ひび割れ性状

実験結果に示したように、軸力と曲げモーメントとせん断力が作用する PCa-CES 柱の損傷の特徴として、a) FRC パネルとスタブ間のひび割れが卓越し、パネルの曲げひび割れが僅かであること、b) パネル材端に圧壊によるひび割れが生じるが、パネルの剥落は生じないこと、c) パネル間接着接合部のひび割れが卓越する場合にはパネルのせん断ひび割れが僅かとなるが、パネル間のひび割れが小さい場合、試験体全体にせん断ひび割れが生じることが挙げられる。

3 体の損傷状況を比較した場合、まずスタブとパネル材端間のひび割れに関しては、試験体による差異は僅かで、小変形（部材角 $R=0.005\text{rad.}$ ）で発生し、部材角の増大に伴いひび割れ幅が拡大する。そのため CES-B1、CES-B2 のパネルに僅かな曲げひび割れが生じた程度であり、CES-S では曲げひび割れは発生していない。

一方、パネル圧縮縁での圧縮破壊は、各試験体ともに $R=0.01\text{rad.}$ でひび割れを確認しているが、その後もパネル表面のコンクリートが僅かに剥落する程度であり、既往の鉄骨コンクリート柱に関する研究⁷⁾で報告されているような圧縮コンクリートの破壊および剥落は発生しなかった。これはパネルに FRC を適用した効果と考えられる。

次にパネル間接合部のひび割れとパネルのせん断ひび割れに関しては、CES-S では、材端部においてパネル接着部でひび割れが発生し、接着面に沿って柱中央に伸展し、柱頭から柱脚部まで繋がっている。一方、パネルのせん断ひび割れは僅かで、ひび割れは端部に集中している。

CES-B1 では、柱頭・柱脚部で発生したパネル接着部のひび割れは、中央部に向かうにつれてパネルのせん断ひび割れに移行し、変形角の増大とともにパネルおよび接着部のひび割れが増加している。

また、CES-B2 ではパネルの接着部の向きが他の 2 体と異なり、载荷方向と並行の面には接合部が無いいため、せん断ひび割れが卓越し、各所にせん断ひび割れが発生するとともに、パネル接着部にもひび割れが発生している。

クラックスケールを用いて測定した各部材角の第 1 サイクル除荷時における最大残留せん断ひび割れ幅の推移を図-5 に示す。パネルのせん断ひび割れ幅は、 $R\leq 0.02\text{rad.}$ では CES-B1 が若干大きく、 $R\geq 0.02\text{rad.}$ では CES-B2 のひび割れ幅が大きく広がり、CES-S が最もパネルのせん断ひび割れ抑制効果が高い。

よって、パネル間の接合が弱い場合には、損傷がパネル間接合部に集中し、パネルの損傷が抑制され、一方でパネル間の接合を剛強にするとパネルの損傷が大きくなるものと考えられる。

4.2 パネルと内部コンクリートの一体性

パネルと内蔵鉄骨ならびに内部コンクリートとの一体性を確認するため、試験体高さ中央部

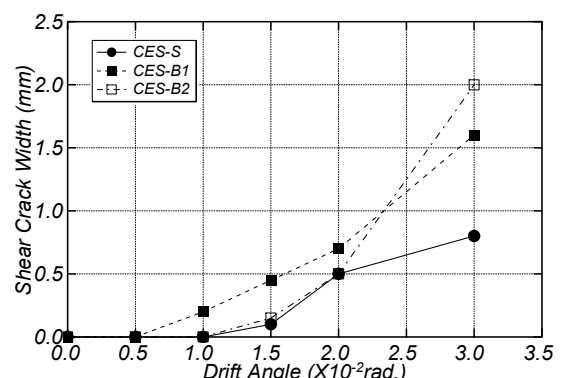


図-5 最大残留せん断ひび割れ幅

におけるパネルと鉄骨間の軸方向の相対変位を図-6に示す。図中には、文献⁵⁾で行ったパネル間を接着接合とし、内部コンクリートとパネル間に機械的な接合材を設けていない試験体(FCCES3)の結果も併せて示している。

パネルと鉄骨間の相対変位は、部材角の増大に伴い徐々に増加するが、 $R=0.015\text{rad.}$ までは、いずれの試験体も相対変位は僅かである。本研究の3体は、FCCES3と比較して $R=0.02\text{rad.}$ で1/2程度の値に収まり、変形角が大きくなった時の挙動が顕著に向上しており、パネルと内部コンクリートの一体性が改善されている。

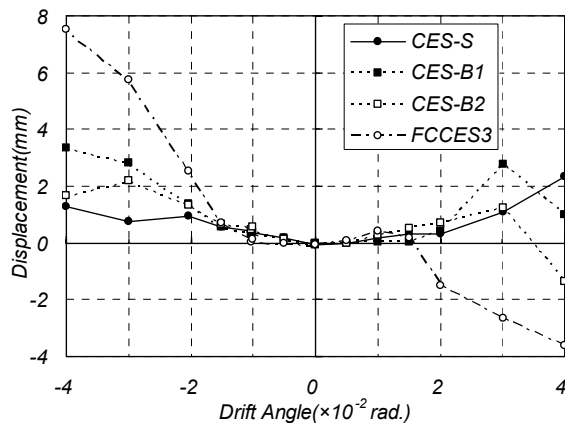


図-6 鉄骨とパネルの相対変位

4.3 変形状

図-7に処女載荷時の荷重-変形関係を結んで作成した骨格曲線を比較して示す。

3体とも $R=0.005\text{rad.}$ 程度までは剛性の低下は少なく弾性的な挙動を示し、 $R=0.01\text{rad.}$ で鉄骨フランジの降伏により剛性が低下する。降伏以前の剛性は、CES-B2が若干低い、その差異は僅かである。また、最大耐力以降の耐力低下はCES-B1が最も小さく、CES-B2が最も大きい、その割合は最大耐力の8%程度と僅かである。

図-8に $R=0.015$ 、 $R=0.02\text{rad.}$ における曲率分布を比較して示す。ひび割れ性状では、損傷がCES-B1、CES-B2では部材全体に分布し、CES-Sは材端に集中するという差異が現れたが、曲率分布に差異は認めらず、材端に変形が集中し、曲げヒンジが形成されていることが確認できる。

図-9に各変形角のサイクル除荷時における

部材の平均軸方向ひずみを示す。なお、平均軸方向ひずみは上下スタブ間の相対変位を部材内法高さで除して求めた値であり、伸びを正、縮みを負で表している。

CES柱の特徴的な点として、繰り返しの水平力を受けても軸縮みが小さいことが挙げられる。特にCES-B1では $R=0.02\text{rad.}$ 、CES-Sでは $R=0.03\text{rad.}$ まで軸縮みが進行していない。一方、CES-B2は、部材角の増加に伴い徐々に軸縮みが

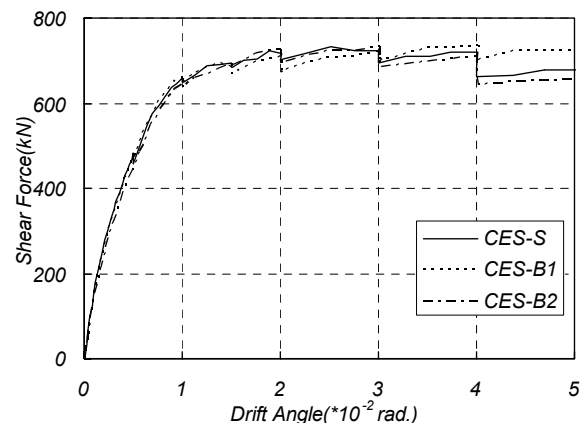


図-7 骨格曲線による比較

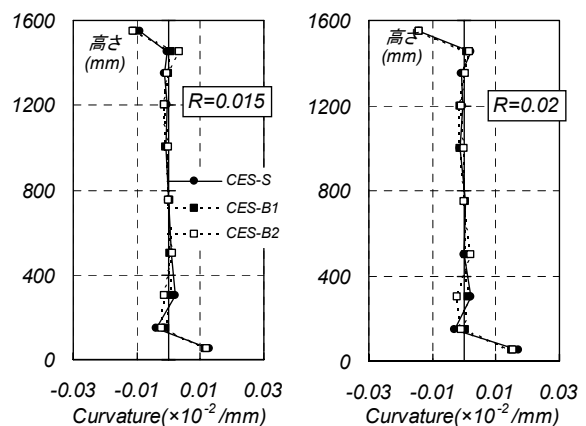


図-8 曲率分布の比較

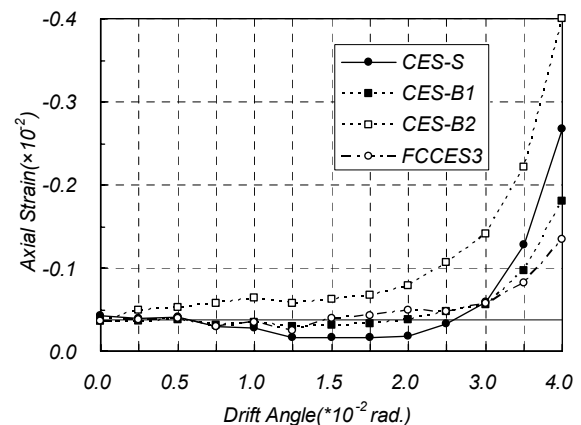


図-9 平均軸方向ひずみの推移

進行しているが、その割合は緩やかであり、 $R=0.04\text{rad}$.においても、0.4%程度と僅かである。

4.4 終局耐力時の耐力分担

実験より得られた最大耐力と SRC 規準⁶⁾に基づき計算した曲げ耐力の一覧を表-5 に示す。なお計算曲げ耐力は、図-10 に示す材料強度を用いた一般化累加耐力である。図中の M-N 相関曲線には、鉄骨、コンクリート、FRC パネルの耐力曲線も示している。実験結果は 3 体共に計算耐力を上回り、PCa-CES 柱が、鉄骨、コンクリート、パネルによる合成部材としての耐力を充分に有していると言える。

また、計算による終局耐力時の鉄骨、コンクリート、パネル各部の負担軸力、曲げモーメントは、図-11 に示す通り、本実験条件（軸力比 $\eta=0.3$ ）下では、断面の中立軸が圧縮縁から 0.36～0.38D 程度と圧縮側にあるため、鉄骨ウェブに引張軸力が作用し、圧縮軸力はコンクリートおよびパネルが負担することになる。また、曲げモーメントは、鉄骨、コンクリート、FRC パネルで負担するが、コンクリートに比べパネルの負担が大きい。よって、パネルはコンクリートに比べ、大きな軸力と曲げモーメントを負担するという厳しい応力状態となるため、本工法で

提案するようにパネルに FRC を用いることは構造性能上、非常に合理的であると考えられる。

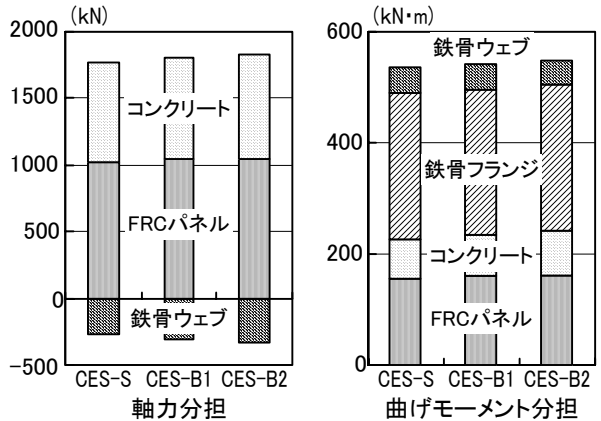


図-11 計算による断面各部の負担力

5. まとめ

パネルの接合方法を変数とした PCa-CES 柱部材の曲げせん断実験を実施し、パネルの一体性および構造性能の検討を行った。

その結果、新たに提案した接合方法を用いることにより、PCa-CES 柱の一体性が改善されることを明らかにした。また、PCa-CES 柱は、内蔵鉄骨、コンクリート、FRC パネルによる合成断面としての耐力を充分に有しており、特に応力状態の厳しい外殻部に FRC パネルを用いた構造的に合理的な構造であることを明らかにした。

謝辞

本研究は建築研究開発コンソーシアムの共同研究「鉄骨コンクリート構造システムに関する研究開発」（委員長：倉本洋・豊橋技術科学大学助教授）の一環として実施されたものである。ここに記して関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 高橋宏行, 前田匡樹, 倉本洋: 高靱性型セメント系材料を用いた鉄骨コンクリート構造柱の復元力特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.3, pp.1075-1080, 2000.7
- 2) 足立智弘, 倉本洋, 川崎清彦: 繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.271-276, 2002.7
- 3) 足立智弘, 倉本洋, 川崎清彦, 柴山豊: 高軸力を受ける繊維補強コンクリート-鋼合成構造の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, vol.25, No.2, pp.289-294, 2003.7
- 4) 柴山豊, 倉本洋, 川崎清彦, Fauzan: 繊維補強モルタルパネルで被覆した CES 構造柱の構造性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.157-162, 2004.7
- 5) 柴山豊, 倉本洋, 永田諭, 川崎清彦: 繊維補強コンクリートパネルで被覆した鉄骨コンクリート柱の復元力特性に関する研究, Vol.27, No.2, pp.241-246, 2005.7
- 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, 1987 年
- 7) 横尾, 若林, 末永, 宮村: H 形鋼を用いた鉄骨コンクリートに関する研究-No.4-1・曲げと軸方向力を受ける柱の研究(一方偏心の場合) 実験について, 日本建築学会論文報告集, 第 135 号, 昭和 42 年 5 月, p.20~25

表-5 実験値と計算耐力の比較 (単位: kN)

試験体	最大耐力 P_{max}	計算曲げ耐力 Q_{mu}	$\frac{P_{max}}{Q_{mu}}$
CES-S	732 -724	669	1.09 1.08
CES-B1	737 -740	679	1.09 1.09
CES-B2	733 -722	684	1.07 1.06

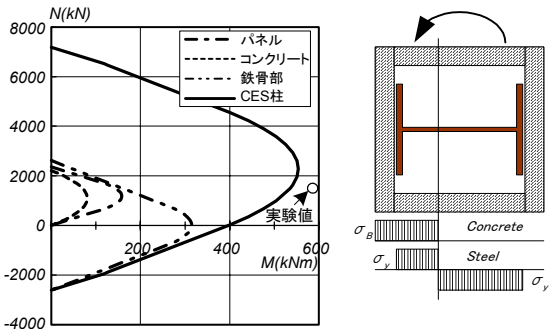


図-10 M-N 相関曲線 (CES-S)