

論文 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

柴山 豊^{*1}・倉本 洋^{*2}・川崎清彦^{*3}・FAUZAN^{*4}

要旨: 鉄骨とコンクリートのみから構成される CES 構造の施工性の改善を目的として、繊維補強モルタルパネルで被覆した CES 柱の曲げせん断実験を行った。また、内蔵鉄骨の違いによる構造性能の差異を把握するためにこれまでのダブル H 型鋼からシングル H 型鋼に変更した。CES 柱は、軸力比 ($N/bD\sigma_B$) で 0.3 の一定軸力および -0.18~0.53 の変動軸力下においても、相対部材角で 1/20rad. 程度の大変形に至るまで安定した構造性能を示した。

キーワード: 繊維補強モルタル, 内蔵鉄骨, 変動軸力, 構造性能

1. はじめに

筆者等は鉄骨鉄筋コンクリート構造から鉄筋を省略したコンクリート鋼合成構造（以下、CES 構造）に関する研究を継続的に行ってきた^{1)~3)}。これまでの研究により CES 構造に高靱性セメント系材料を用いることによってひび割れや圧壊などが大変形時まで小さなレベルにとどまり¹⁾、さらに骨材を投入した繊維補強コンクリートを用いることで初期剛性が上昇し、軸力比 ($N/bD\sigma_B$) で 0.6 という高軸力下においても安定した挙動を示すことが確認されている^{2), 3)}。しかし、文献³⁾に示した実験では、打設の際に柱脚部にジャンカ

が生じ繊維補強コンクリートの施工性には若干の課題が残った。

そこで、本研究では CES 構造の施工性を改善する目的で鉄骨を繊維補強モルタルパネルで被覆し、普通コンクリートを打設した CES 柱の構造性能を検討することにした。さらに内蔵鉄骨をこれまでのダブル H 型鋼からより施工が容易で、実建築物に対する適応頻度が高いと考えられるシングル H 型鋼に変更した。本論では、作用軸力レベルをパラメータとした繊維補強モルタルパネルで被覆した CES 柱の実験の概要および構造性能に関する検討結果を述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体形状および寸法を図-1 および図-2 に示す。試験体の柱部分は断面が $b \times D = 400\text{mm} \times 400$

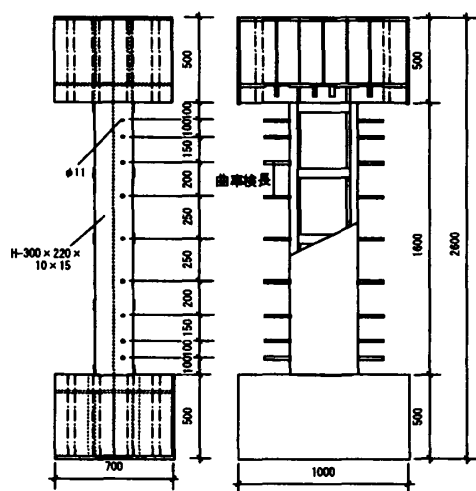


図-1 試験体形状

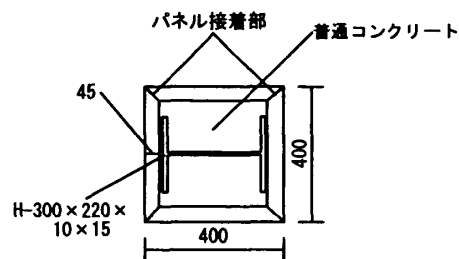


図-2 柱断面

^{*1} 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)
^{*2} 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 助教授 工博 (正会員)
^{*3} 株式会社フジミ工研滑川工場 技術担当部 部長 (正会員)
^{*4} 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科機械・建設システム工学専攻 工修 (正会員)

表－１ 繊維補強モルタル配合表

水セメント比 W/C (%)	繊維混入量 Vf vol(%)	所要量			
		水 W(kg/m ³)	セメント C(kg/m ³)	細骨材 S(kg/m ³)	繊維 Vf(kg/m ³)
31	1.5	325	1004	821	19.5

表－２ 繊維補強モルタル試験結果

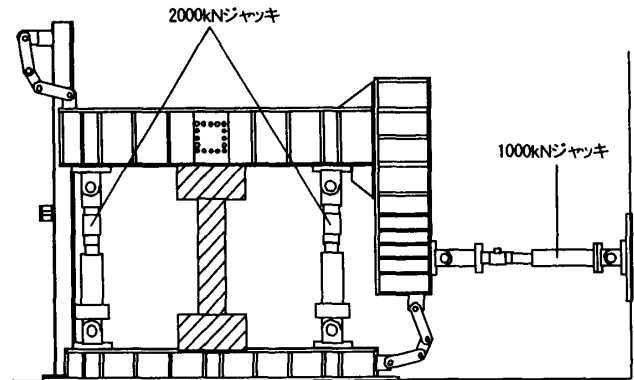
試験体名	圧縮強度(MPa)	曲げ強度(MPa)
CES3S	39.6	7.97
CESVS	37.8	7.97

表－３ 普通コンクリート試験結果

試験体名	圧縮強度(MPa)	材齢(日)
CES3S	35.0	34
CESVS	36.0	46

表－４ 鉄骨試験結果

	ヤング係数 (GPa)	降伏応力度 (MPa)	備考
H-300×220× 10×15	199.2	353.4	フランジ
	176.7	398.4	ウェブ



図－３ 載荷装置

mm, 内法高さ $h=1600\text{mm}$ （せん断スパン比 $M/QD=2$ ）である。試験体は繊維補強モルタルパネルで内蔵鉄骨を被覆し、パネル同士をエポキシ系接着剤で接着した。試験体は２体製作し、一定軸力および変動軸力を載荷する試験体（以下、CES3S および CESVS）とした。

２．２ 使用材料

繊維補強モルタルパネルに使用した繊維は、繊維直径が 0.1mm 、長さが 12mm のビニロンファイバー（REC100L）であり、体積混入率で 1.5% 混入した。水セメント比は 31% である。表－１に繊維補強モルタルの配合表を示す。また、表－２、３および４には、それぞれ繊維補強モルタル、普通コンクリートおよび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行った。載荷は試験体CES3Sでは 1680kN （軸力比 $(N/bD\sigma_B):0.3$ ）の一定軸力の下で、試験体CESVSでは $-1008\text{kN}\sim 2968\text{kN}$ （軸力比： $-0.18\sim 0.53$ ）の変動軸力の下で、それぞれ正負逆対称曲げせん断加

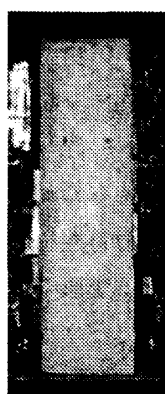
力を行った。変動軸力は 20 階相当の純フレーム建築物の下層部側柱を想定し、軸力 N を $(N=0.1N_0\pm 3Q:N_0$ は初期軸力、 Q は作用せん断力) に従い逐一変動させた。水平力載荷は変形制御とし、柱上下端の相対水平変位 δ と柱長さ h で与えられる相対部材角 $(R=\delta/h)$ で、 0.005rad. 、 0.01rad. 、 0.015rad. 、 0.02rad. 、 0.03rad. および 0.04rad. を 2 サイクルずつ繰り返した後、 0.05rad. まで載荷を行い、実験を終了した。

３．実験結果

３．１ ひび割れおよび破壊性状

試験体の $R=0.015\text{rad.}$ における破壊状況を写真－１に、および最終破壊状況を写真－２に示す。

試験体 CES3S では、 $R=0.01\text{rad.}$ において引張側の柱頭および柱脚部のスタブとの接着部にひび割れが生じ、また柱中央部にせん断ひび割れが発生した。 $R=0.015\text{rad.}$ の 2 サイクル目において柱頭部に圧縮ひび割れが生じた。 $R=0.02\text{rad.}$ で引張側の柱隅角部のパネル接着部にひび割れが生じた。また、柱頭、柱脚部に多くのせん断、曲げひび割れが生じた。その後、 $R=0.04\text{rad.}$ でモルタルパネルが剥離した。

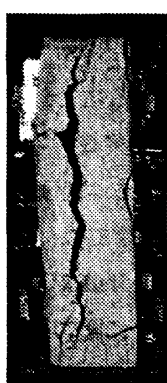


CES3S



CESVS

写真-1 破壊状況 (R=0.015rad.)



CES3S



CESVS

写真-2 最終破壊状況

試験体 CESVS では、変動軸力を作用させており、 $R=0.005\text{rad.}$ では軸力は CES3S と同程度であり、目立ったひび割れは見られなかった。負荷荷側では、引張軸力となるためひび割れが多数確認された。 $R=0.01\text{rad.}$ において柱中央部にせん断ひび割れが発生した。 $R=0.015\text{rad.}$ の 1 サイクル目において柱頭部に圧縮ひび割れが生じ、さらに高軸力によって柱に縦に大きなひび割れが生じている。なお、 $R=0.02\text{rad.}$ 以降に新たなひび割れは発生しなかった。これは、写真-1 に生じているひび割れに変形が集中したためと考えられる。

最終破壊状況ではどちらの試験体も大きなひび割れが生じている。また、大変形時においてパネルと内部コンクリートが剥離し、その一体性が問題となった。さらに試験体 CESVS においてはフランジの座屈が確認された。

本実験では両試験体の各変形、第 1 サイクルピ

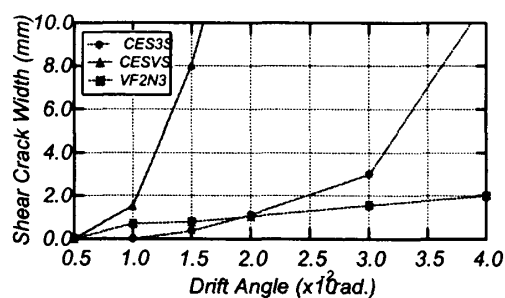


図-4 最大残留せん断ひび割れ幅

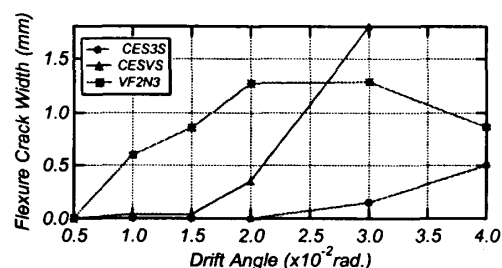


図-5 最大残留曲げひび割れ幅

ーク後の除荷後におけるひび割れ幅をクラックスケールにより測定した。両試験体の最大残留せん断ひび割れ幅の推移を図-4に、最大残留曲げひび割れ幅の推移を図-5に示す。なお、比較のため文献³⁾に示した繊維補強コンクリート（使用繊維 RF4000）を一体打ちした試験体 VF2N3³⁾の結果も併せて示す。

せん断ひび割れにおいてはひび割れ抑制の効果は認められなかった。特に試験体 CESVS においては、高軸力により大きなひび割れが生じている。

曲げひび割れ幅においては $R=0.015\text{rad.}$ まではひび割れはあまり進展しておらず、抑制の効果があったが、試験体 CESVS では大きく開いている。

今回使用した繊維は文献³⁾のもの（繊維直径 0.6 mm、繊維長 30 mm）と比べて細く短かったため、ひび割れの抑制効果を得ることが出来なかった。

3.2 荷重-変形特性

実験結果一覧を表-5に、荷重-変形関係を図-6に、軸方向-変形関係を図-7にそれぞれ示す。なお、部材降伏点は柱頭、柱脚部の内蔵鉄骨フランジに貼付した歪ゲージが降伏ひずみに達した点（図-6中の▼）とした。なお図-6中の点線は平面保持の仮定による曲げ強度計算結果を示している。

表-5 実験結果一覧

試験体		部材降伏時		最大耐力時	
		Ry (rad.)	Py (kN)	Rmax (rad.)	Pmax (kN)
CES3S	正	0.01	694.5	0.03	817.5
	負	-0.01	-687.5	-0.015	-792.0
CESVS	正	0.009	761.0	0.015	779.0
	負	-0.011	-437.5	-0.03	-510.0

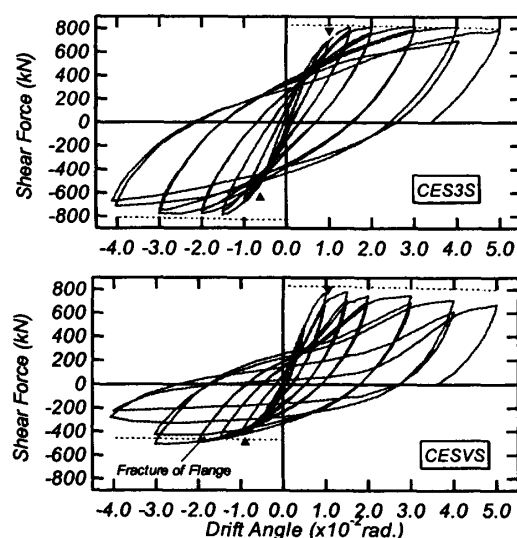


図-6 荷重-変形関係

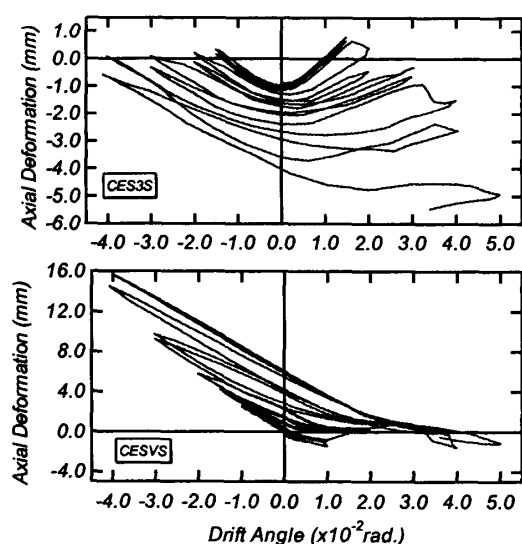


図-7 軸方向変形

試験体 CES3S では、荷重-変形関係において、 $R=0.005\text{rad.}$ 程度までは変位振幅の増大に伴う剛性の低下は少なく弾性的な挙動を示した。 $R=0.01\text{rad.}$ 以降せん断ひび割れが多く認められたが、 $R=$

0.015rad. までは剛性は低下するもの耐力は増加していった。その後、振幅の増大に伴い耐力が若干増加し、 $R=0.03\text{rad.}$ で最大耐力 817.5kN を記録した。また、最大耐力後の耐力低下も少なく、 $R=0.05\text{rad.}$ の最終サイクルまで合成構造部材特有のエネルギー消費能力の大きな安定した復元力特性を示した。軸方向変形では、 $R=0.015\text{rad.}$ までは変形の復元性が認められるが、 $R=0.02\text{rad.}$ においてパネル接着面にひび割れが生じたため、正載荷において圧縮変形が増加している。その後水平変形の進行に伴い、パネルの剥離が顕著となり、圧縮変形が大きく増加した。

変動軸力を作用させた試験体 CESVS では、正載荷時において圧縮軸力が増加するにつれて逆 S 字型になり、引張軸力が増加する負載荷時には紡錘型の履歴ループを描いている。なお、鉄骨は正載荷で $R=0.009\text{rad.}$ 付近で、負載荷では、 $R=-0.011\text{rad.}$ 付近で降伏している。 $R=0.015\text{rad.}$ で最大耐力 779.0kN を記録し、その後緩やかに耐力が低下している。なお、鉄骨が $R=0.03\text{rad.}$ の 2 サイクル目においてフランジのスタブとの溶接面が破断したため、その後耐力が低下している。しかし、正載荷時においては、耐力はほとんど低下しておらず、フランジ破断の影響はあまり見られなかった。軸方向変形では圧縮変形より引張変形が大きいのが確認できる。 $R=0.01\text{rad.}$ までは、復元性が確認されるが、その後、水平変形の進展に伴い引張変形が増加している。圧縮側では最大 1.5mm であるが引張側では最大 15mm に達している。 $R=0.03\text{rad.}$ から $R=0.04\text{rad.}$ にかけて引張変形が増大しているがこれはフランジが破断したためである。フランジ破断後の $R=0.04\text{rad.}$ において圧縮変形がやや増大している。

図-8 に試験体 CES3S および CESVS の包絡線、および文献³⁾の試験体 VF2N3 との比較を示す。なお、試験体 VF2N3 (軸力比: 0.3) は、柱断面およびコンクリート強度が異なるため縦軸を無次元化せん断力 (Q/Q_{max}) で表現している。

変動軸力を作用させた試験体 CESVS は軸力がせん断力に依存するため、初期剛性が試験体

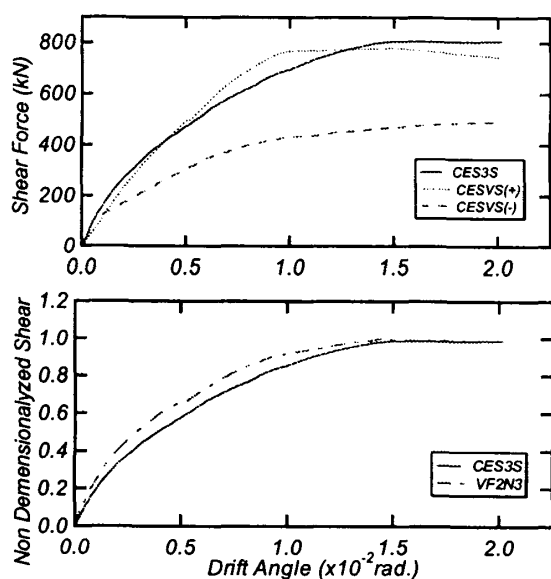


図-8 せん断力-部材変形角における包絡線の比較

CES3S より低くなっている。しかし、 $R=0.005$ rad. 以降では軸力は試験体 CESVS の方が高くなり、剛性も高くなっている。また、正載荷時と負載荷時を比較すると剛性に大きな違いが見られた。試験体 VF2N3 と比較すると軸力比が同じ 0.3 の試験体 CES3S と試験体 VF2N3 では、試験体 VF2N3 の方が高くなっている。これはモルタルパネルを接着剤によって接着しており、そのため剛性が低くなったものと考えられる。

3.3 鉄骨応力状態

図-9 に試験体 CES3S および CESVS の西側フランジの応力状態を示す。これは歪ゲージの測定値をバイリニアモデルを用いて応力に換算し、その値を柱の高さごとに示したものである。

試験体 CES3S では、 $R=0.01$ rad.において柱脚部が、 $R=0.01$ rad.において柱頭部が降伏応力に達している。 $R=\pm 0.015$ rad.では、柱頭、柱脚部とも降伏応力に達している。試験体 CES3S においては、柱の応力分布はほぼ柱の中央部を境に圧縮と引張が生じている。また、正載荷と負載荷において大きな違いは見られず、対称に推移している。

試験体 CESVS では、正載荷においては $R=\pm 0.015$ rad.で柱脚部が降伏応力に達している。柱頭部が降伏応力に達したのは $R=0.03$ rad.であり、柱

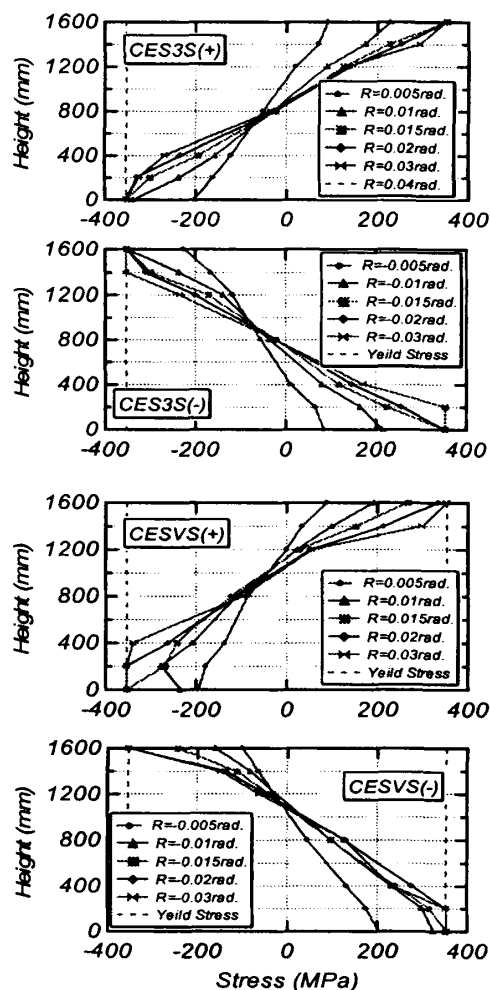


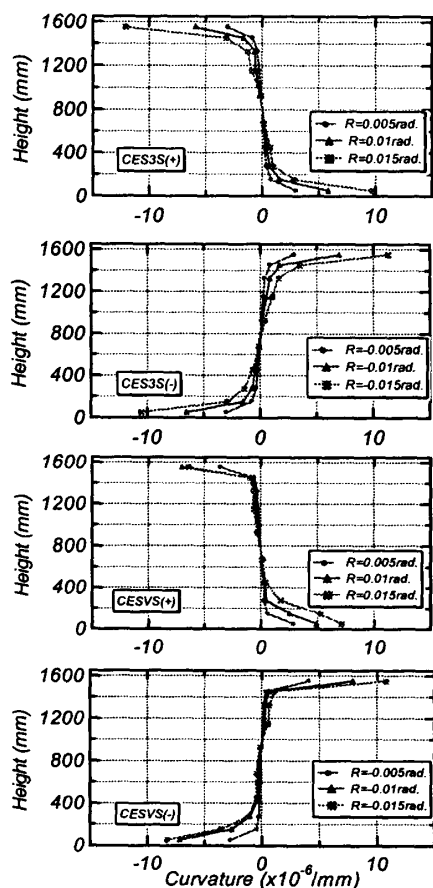
図-9 フランジ応力分布

脚部が先に降伏している。負載荷時ではまず、 $R=0.015$ rad.で柱脚部が降伏し、その後 $R=0.02$ rad.で柱頭部が降伏している。また、柱頭部において降伏したのは柱最上部のみである。試験体 CES3S では応力分布はほぼ対称だったが、試験体 CESVS では、柱中央部よりやや上の部分を境に変動している。また、柱頭部より柱脚部の方が応力の変動が大きいことが分かる。

3.4 曲率

図-10 に試験体 CES3S および CESVS の実験値から得られた曲率の推移を示す。なお、実験値は柱側面の変位計から得られたものである (図-1 参照)。

試験体 CES3S では、柱の上下端に変形が集中しているのが確認できる。特に、上下スタブから 300mm の範囲で変形が大きく、それ以降の区間で



図－１０ 曲率推移

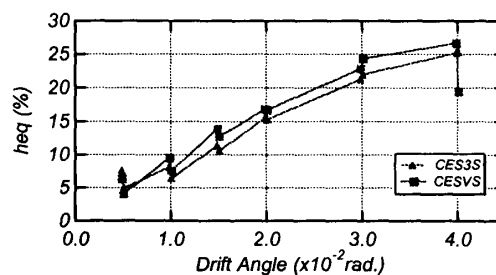
は大きな変形はなく一様に推移している。これは、既往の研究においてもこの傾向は認められたが、今回の実験ではスタブとパネルを接着剤で接着しており、よりその傾向が顕著に現われたものと推察される。曲率の推移は正載荷、負載荷ともにほぼ対称である。

試験体 CESVS においては、曲率の推移は試験体 CES3S とほぼ同じで柱上下端に変形が集中している。正載荷時においては、試験体 CES3S よりも値が小さくなっている。負載荷時では、正載荷時に比べて、 $R=0.015\text{rad.}$ において柱頭部の変位が大きくなっている。

3.5 等価粘性減衰定数

各試験体の荷重－変形関係から得られた等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を図－１１示す。

2体を比較すると $R=0.005\text{rad.}$ では試験体 CES3Sの方が高くなっているが、その後、変形が進むにつれ軸力が増加し、試験体 CESVSの方が高くなっている。また、第1および第2サイクルにおける



図－１１ 等価粘性減衰定数

値の差はあまり見られず、変形に伴う増加傾向は類似している。なお、CES 柱では、 $R=0.01\text{rad.}$ では、7%であるが、 $R=0.03\text{rad.}$ では20%程度の履歴減衰が期待できる。

4. まとめ

CES 構造の施工性を改善するために、繊維補強モルタルパネルで被覆し、内蔵鉄骨を変更した2体のCES構造柱の曲げせん断実験を行った。内蔵鉄骨をシングルH型钢に変更しても優れた耐力・履歴性状が得られた。また、剛性においてもダブルH型钢と比較してほとんど変わらなかった。しかし、モルタルパネルと内部コンクリートが大変形時に剥離したため、パネルとコンクリートの一体性が問題となった。また、今回使用した繊維補強モルタルパネルでは、ひび割れの進展を抑制することができなかった。パネルの構造性能の改善が今後の課題である。

謝辞

本研究の一部は平成14年度科学研究補助金（基礎研究（C）（2）：課題番号14550566）によった。また、試験体に用いた鉄骨は（社）鉄鋼連盟より供給された。関係各位に記して謝意を表する次第である。

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報告集, 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報告集, 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報告集, vol.25, No.2, pp.289-294, 2003.7