780N/mm²級鋼とFc150コンクリートを用いた超高強度CFT柱の構造性能評価

佐藤 英佑[*1]・安田 聡[*1]・成原 弘之[*1]・松本 修一[*2]

Keywords : CFT, super-high-strength steel, high-strength concrete, structural experiment, variable axial force, biaxial loading
CFT，超高強度鋼，高強度コンクリート，構造実験，変動軸力，45°方向加力

1. はじめに

コンクリート充填鋼管構造（CFT）柱は，圧縮に強いコンクリートと曲げに強い鋼管の特徴を生かした構造性能に優れた柱部材であり，現在多くの建物に採用されている。引張強さ780N/mm²級の超高強度鋼材と圧縮強度150N/mm²の高強度コンクリートを用いたCFT柱を採用することにより，従来強度のCFT柱を使用した場合に比べ，以下の利点が挙げられる。

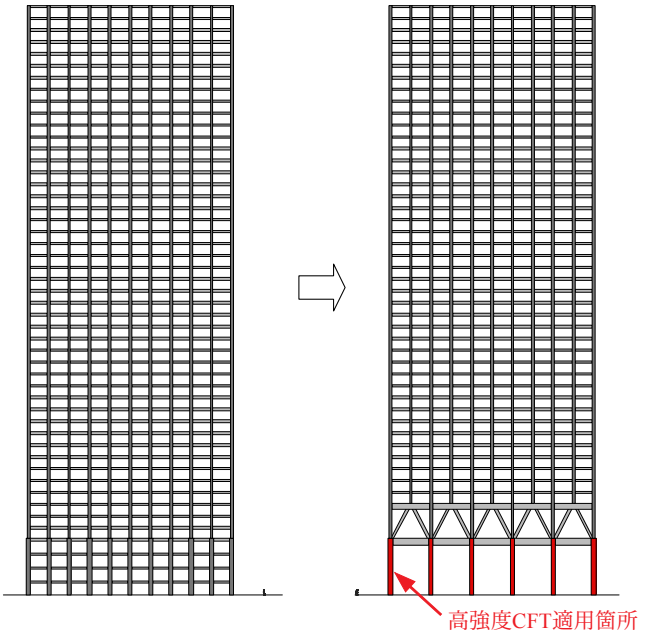
・柱断面の縮小化および高耐力化
・部材の弾性ひずみが大きいことによる大地震時における弾性（無損傷）の維持
・軽量化による製造・運搬・施工の合理化
・780N/mm²鋼とFc150コンクリートの限界ひずみがほぼ等しいことによる両者の力学性能の最大限の発揮

以上の利点を生かすことで，図－1に示すように下層階での柱断面の縮小化や柱本数の集約が可能となる。

しかし，これらの高強度材料を用いたCFT柱に関しては，日本建築学会や新都市ハウジング協会による設計式における材料強度の適用範囲（鋼材強度：590N/mm²以下，コンクリート設計基準強度：90N/mm²以下）を超えており，適用範囲を超えるCFT柱の構造性能に関する既往の研究も少ない。そのため，超高強度CFT柱の実用化に際して基本的な構造特性を把握する必要がある。

前年度[1,2]に続き，超高強度CFT柱の構造性能を把握するために縮小模型試験体を用いた構造実験を行った。今年度は前年度の試験体から鋼管角溶接の変更を行ない，追加の検討として，部材製作の簡素化を目的とした，溶接材料強度が母材強度を下回る場合の短柱圧縮実験，地震時の外柱を想定した変動軸力時および加力方向を45°とした場合の曲げせん断実験を行った。

＊1　技術センター 建築技術研究所 建築構工法研究室
＊2　設計本部 構造グループ



(a)　従来のCFT柱を用いた場合　(b)　超高強度CFT柱を用いた場合

図－1　超高強度CFT柱の適用例
Fig.1　Proper example of super-high-strength CFT column

2. 実験計画

2.1 試験体

表－1に試験体一覧を示し，図－2に試験体形状・寸法を示す。試験体は780N/mm²級鋼の溶接組立箱形断面柱に，圧縮強度150N/mm²ないし200N/mm²の超高強度コンクリートを充填したCFT柱である。実験は圧縮特性を把握することを目的とした，径高さ比h_0/D（h_0：試験体高さ，D：断面柱せい）3の柱を用いた短柱圧縮実験，曲げ剛性・変形性能を把握することを目的としたh_0/D=4または6の柱を用いた曲げせん断実験の2種類とした。

短柱圧縮実験の試験体断面形状は□-240×240または□-180×180とした。実験変数は鋼管幅厚比（22.5，30），充填コンクリート強度（150～200N/mm²）および溶接材料とした。溶接材料は780N/mm²級鋼用の溶接材料

(MG-80)と，490～520N/mm^{2}級鋼用の溶接材料YGW-18(YM55C)の2種類とした。試験体数は鋼管のみの試験体S-8を含む5体とした。試験体上面は圧縮強度約170N/mm^{2}のモルタルでキャッピングを行なった。

曲げせん断実験の試験体断面形状は□-240×240，幅厚比は30とした。実験変数は径高さ比（4，6），軸力比（一定軸力，変動軸力）および加力方向（0°，45°）とした。試験体の柱部分と加力用スタブは柱通しにより接合し，コンクリートは柱部分およびスタブ内鋼管部分に充填した。柱角溶接部および柱-スタブ間の溶接材料にはMG-80を用いた。

すべての試験体で，角溶接はルートギャップ2mmの開先角度45°で，2～3パスの溶接とし，裏当て金はFB-6×15(SM490A)を使用した。

2.2　使用材料

表－2に鋼材の機械的性質を，表－3にコンクリートの圧縮試験結果を示す。コンクリートの圧縮試験は現場封緘養生（S-6試験体のみ蒸気養生）の供試体と□-250×250の角形鋼管に充填したコンクリートより採取したコア抜き供試体の2種類について行なった。後述する初期剛性計算値や耐力計算値の算定には，現場封緘養生での強度試験結果（S-6試験体のみ蒸気養生）を用いた。ただし，曲げせん断実験における導入軸力および耐力計算値は，コンクリート強度を160N/mm^{2}として算出した。

2.3　加力計画

曲げせん断実験の加力は正負交番の曲げせん断加力とした。加力プログラムは部材角R=±1/400～±1/33，以降単調載荷とした。変動軸力は図－3に示すように，せん断力Qに比例して変化させた。

表－1　試験体一覧
Table 1　List of specimens

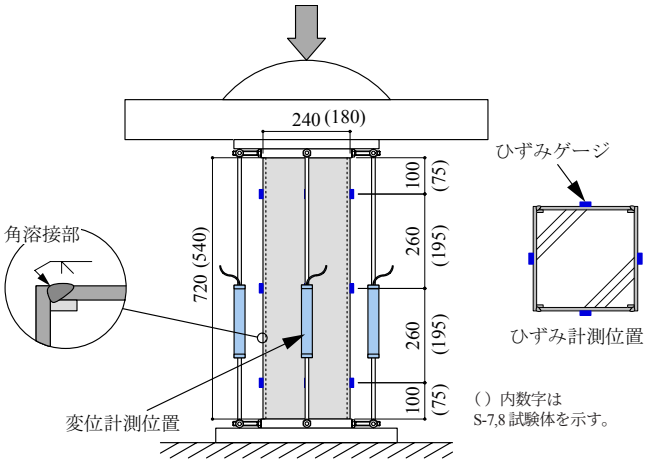
(a)　短柱圧縮実験

試験体No.	断面 $B\times D\times t$ mm	鋼材	F_c N/mm^2	高さ h_0 mm	径高さ比 h_0/B	溶接材料
S-4	240×240×8 (幅厚比30)	780N/mm^{2}級鋼 (WEL-TEN 780RE)	150	720	3	MG-80
S-5						YM55C
S-6			200			MG-80
S-7	180×180×8 (幅厚比22.5)		150	540		YM55C
S-8			–			MG-80

(b)　曲げせん断実験

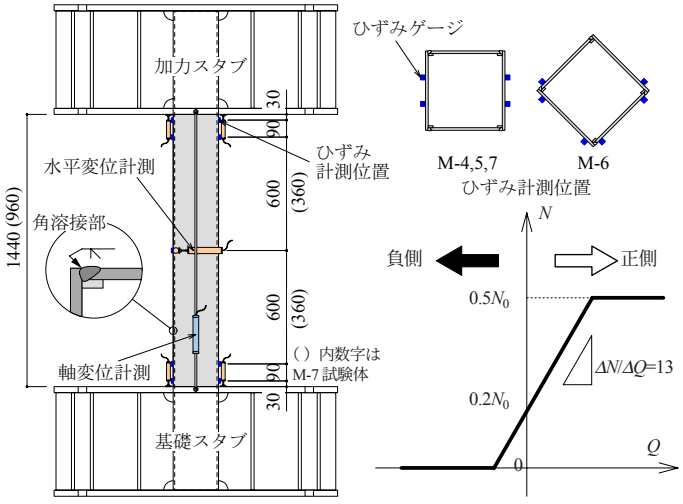
試験体No.	断面 $B\times D\times t$ mm	鋼材	F_c N/mm^2	高さ h_0 mm	径高さ比 h_0/B	軸力比※ N/N_0	加力方向
M-4	240×240×8 (幅厚比30)	780N/mm^{2}級鋼 (WEL-TEN 780RE)	150	1440	6	0.3 (一定)	0°
M-5						0-0.5 (変動)	
M-6							45°
M-7				960	4	0.3 (一定)	0°

※　$N_0={}_s\sigma_y\cdot{}_sA+F_c\cdot{}_cA$
${}_s\sigma_y$:鋼管降伏点，${}_sA$:鋼管断面積
F_c:コンクリート圧縮強度，${}_cA$:コンクリート断面積



(a)　短柱圧縮実験

図－2　試験体形状・寸法
Fig. 2　Dimensions of specimens



(b)　曲げせん断実験

図－3　変動軸力
Fig. 3　Variable axial force

表－2　鋼材の機械的性質
Table 2　Material properties of steel

鋼種	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	降伏比 YR	伸び (%)	使用部位
WEL-TEN780RE	741	845	0.88	25	S-4,M-4～7
	750	835	0.90	23	S-5～8

JIS5号試験片3本平均，降伏点は0.2%オフセット耐力

表－3　コンクリート試験結果
Table 3　Material properties of concrete

試験体	現場封緘		コア抜き	
	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング率 (10^{4}N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング率 (10^{4}N/mm^2)
S-4	171	4.52	161	4.37
S-5,7	153	4.27	147	4.07
S-6※	202	4.59	–	–
M-4	157	4.37	160	4.27
M-5	160	–	150	–
M-6	162	–	156	–
M-7	166	4.44	153	4.26

φ100×200供試体3本平均，コア抜き供試体は□250×250鋼管に充填したコンクリートより採取
※ S-6試験体の供試体は蒸気養生

3.　短柱圧縮実験結果

3.1　荷重 - 変位関係および破壊性状

図－4に短柱圧縮実験の荷重－変位関係を示す。横軸の変位は，平均軸変位δを試験体長さh_0で除した平均ひずみδ/h_0で示す。図－4中の○印は鋼管表面のひずみ計測値が降伏ひずみ${}_s\varepsilon_y$（＝降伏点${}_s\sigma_y$/ヤング率E）に到達した点を示す。図中には後述する耐力計算値${}_cN_{u1}$をあわせて示す。幅厚比の異なるS-5とS-7を比較するため，図－4(b)にはS-5の荷重－変位関係を断面積比率で補正した結果を参考として示す。

幅厚比30の試験体S-4,5,6では変位約0.3%まで弾性挙動を示す。コンクリート強度150N/mm^{2}のS-4,5試験体では変位約0.4%で，コンクリート強度200N/mm^{2}のS-6では変位0.5%で最大耐力に達した。溶接材料の異なるS-4とS-5の荷重－変位関係および最大耐力はほぼ等しく，溶接材料強度の違いによる圧縮特性への影響は見られない。写真－1に最終破壊状況を示す。最終破壊状況は鋼管の局部座屈およびコンクリートの圧縮破壊であり，S-5では鋼管角溶接部が破断した。幅厚比22.5のS-7では変位0.4%まで弾性挙動を示し，変位0.5%で最大耐力を示す。最終破壊状況は鋼管の局部座屈である。鋼管のみの試験体S-8では変位0.4%まで弾性で，0.6%で最大耐力を示した後，局部座屈の進行とともに荷重が徐々に低下した。

図－5に幅厚比30のS-6と幅厚比22.5の中空鋼管S-8の荷重－ひずみ関係を示す。横軸は材長中央のひずみ計測値を示す。図には降伏ひずみ${}_s\varepsilon_y$および後述する局部座屈発生時のひずみ${}_s\varepsilon_{cr}$をあわせて示す。幅厚比30のS-6では，局部座屈による面外変形が発生し，圧縮ひずみ計測値が降伏ひずみ${}_s\varepsilon_y$に到達する前に停滞する現象が見られる。幅厚比22.5のS-8では，ひずみ計測値が降伏ひずみ${}_s\varepsilon_y$に到達するまで弾性挙動を示し，その後局部座屈により面外変形が発生し，圧縮ひずみから引張ひずみへ転じた。局部座屈のモードはS-8のみ隣接面が互いに凹凸となり，他は4面とも外に凸のモードであった。

3.2　弾性軸剛性

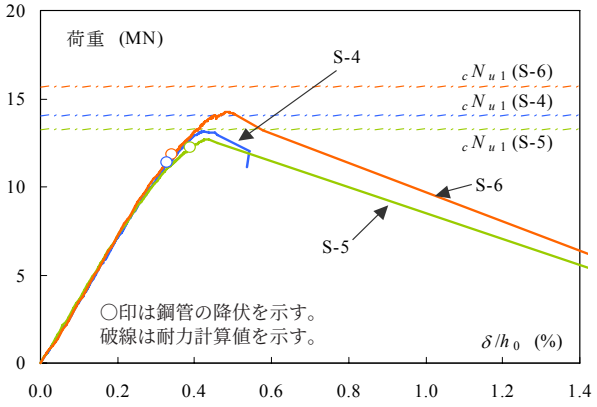
表－4に実験結果一覧を示す。初期剛性実験値${}_eK$は1/3${}_eN_u$（${}_eN_u$：最大耐力）時の割線剛性とし，弾性軸剛性計算値${}_cK$は鋼管部分とコンクリート部分の弾性剛性の和とした。コンクリートのヤング係数は表－2に示す圧縮試験結果を用いた。実験値と計算値の比${}_eK/{}_cK$は0.84～1.06であった。

3.3　耐力評価

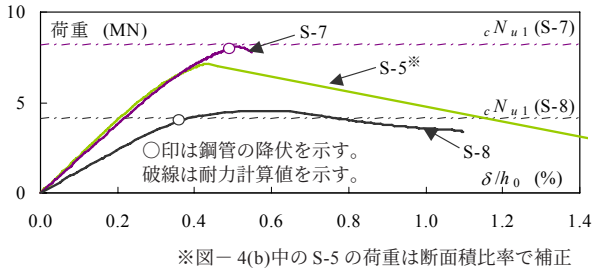
表－4に示す終局耐力計算値①は鋼材とコンクリートの累加耐力[3]で，(1)式より求めた。

$$ {}_cN_{u1}={}_s\sigma_y\cdot{}_sA+F_c\cdot{}_cA \qquad (1) $$

ここで，${}_s\sigma_y$：鋼管降伏点，${}_sA$：鋼管断面積，F_c：コンクリート圧縮強度，${}_cA$：コンクリート断面積である。幅厚比22.5のS-7試験体では実験値と計算値がほぼ一致し



(a)　S-4,5,6 試験体（幅厚比 30）



※図－4(b)中の S-5 の荷重は断面積比率で補正

(b)　S-7,8 試験体（幅厚比 22.5）

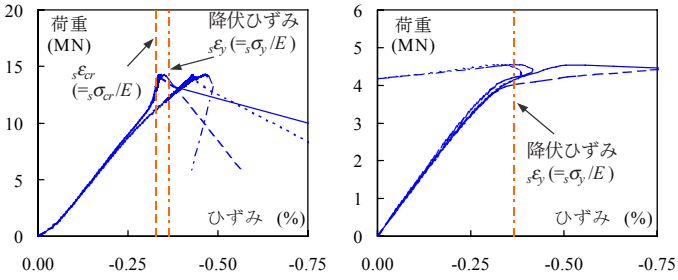
図－4　荷重－変位関係（短柱圧縮実験）

Fig. 4　Load - displacement relationships

(a)　S-4　　(b)　S-5　　(c)　S-6　　(d)　S-7　　(e)　S-8

写真－1　最終破壊状況（短柱圧縮実験）

Photo 1　Final failure pattern



(a)　S-6 試験体（幅厚比 30）　　(b)　S-8 試験体（幅厚比 22.5）

図－5　荷重－ひずみ関係

Fig.5　Load - strain relationships

ているが, 幅厚比の大きいS-4,5,6試験体では実験値が計算値を4～9%下回る。

本実験の範囲では，前述のように幅厚比30の試験体で鋼管に弾性座屈が発生し, 鋼管の軸力負担が低下したために累加耐力を下回ったと考えられる。計算値②は鋼管の座屈による影響を考慮して求めた耐力計算値である。鋼管の座屈応力 $_s\sigma_{cr}$ を鋼構造設計規準[4]の2縁支持板の幅厚比制限の(2)式より求め, (1)式中 $_s\sigma_y$ に置き換えて耐力 $_cN_{u2}$ を算定した。

$$d/t = 1.6\sqrt{E/{}_s\sigma_{cr}} \qquad (2)$$

ここで，d：鋼管の内法寸法（=B-2t），t：板厚，E：ヤング率である。(2)式により，幅厚比30の試験体の $_s\sigma_{cr}$ は672N/mm^{2}となる。局部座屈応力 $_s\sigma_{cr}$ における鋼管のひずみ $_s\varepsilon_{cr}$ は実験において局部座屈の現象が発生したひずみとほぼ一致する。幅厚比22.5の試験体では $_s\sigma_{cr}$ が $_s\sigma_y$ を上回るため, $_s\sigma_{cr}$=$_s\sigma_y$とした。局部座屈による耐力低下を考慮しない計算値①に比べ, 計算値②は実験値と良い対応を示す。

表－4　実験結果（短柱圧縮実験）

Table 4　Test results

	弾性軸剛性			終局圧縮耐力				
	実験値	計算値		実験値	計算値①		計算値②	
	$_eK$ kN/mm	$_cK$ kN/mm	$_eK/{}_cK$	$_eN_u$ kN	$_cN_{u1}$ kN	$_eN_u/{}_cN_{u1}$	$_cN_{u2}$ kN	$_eN_u/{}_cN_{u2}$
S-4	4841	5272	0.92	13125	14081	0.93	13569	0.97
S-5	5052	5098	0.99	12677	13245	0.96	12666	1.00
S-6	4916	5321	0.92	14280	15704	0.91	15124	0.94
S-7	3543	4224	0.84	8078	8243	0.98	8243	0.98
S-8	2223	2098	1.06	4543	4128	1.10	4128	1.10

4.　曲げせん断実験結果

4.1　荷重 - 変位関係および破壊性状

図－6に曲げせん断実験の荷重－水平変位関係を，写真－2に最終破壊状況を示す。変位は，上下スタブフランジの面外変形による回転成分を除いている。図には後述する耐力計算値をあわせて示す。M-4,5試験体はともに部材角R=1/150までほぼ弾性挙動を示し，M-4ではR=-1/50時に，M-5ではR=1/50時に柱頭，柱脚の圧縮側フランジに局部座屈が生じた。また, M-4ではR=-1/33時にコンクリートの脆性的な圧縮破壊の後に鋼管角溶接部が破断し，M-5ではR=-1/50載荷時に柱頭，柱脚の引張側フランジに亀裂が生じた。軸力比の大きいM-5ではR=1/75で最大荷重を示す。45°加力のM-6では, R=1/300で鋼管隅角部のひずみ計測値が降伏ひずみに到達するが剛性低下はほとんど見られず，R=1/150までほぼ弾性挙動を示す。その後R=1/70で最大荷重を示し，R=1/50時に柱頭，柱脚の圧縮側フランジに局部座屈が生じた。R=-1/50載荷中に柱脚引張側フランジに亀裂が生じ，R=1/33載荷中に鋼管角溶接部が破断した。M-5,6は加力方向によらず荷重－水平変位関係, 最大耐力ともにほぼ同じであった。径高さ比4のM-7では，R=1/120までほぼ弾性挙動を示し，R=1/50時に柱頭，柱脚の圧縮側フランジに局部座屈が生じるとともに柱頭引張側フランジに亀裂が生じた。

図－7に水平変位－軸変位関係を示す。水平載荷の繰り返しとともに圧縮軸変位は徐々に大きくなり, 局部座屈後に軸変位が増大している。

4.2　初期剛性

表－5に実験結果を示す。初期剛性実験値$_eK$は部材角1/400時の割線剛性とした。計算値$_cK$はコンクリート部分と鋼管部分の弾性剛性（曲げ剛性とせん断剛性）を累加して求めた。実験値 / 計算値は0.6～0.75であった。

4.3　耐力評価

表－5に鋼管降伏耐力および終局耐力を, 図－8にM-N相関関係を示す。各耐力実験値はP-Δ効果による付加曲げモーメントを含まない耐力と, 付加曲げモーメントを含んだ材端の最大曲げモーメントを示す。これはCFT指針[3]に基づく耐力評価において，径高さ比が4を超える柱では, P-Δ効果による耐力低下があらかじめ考慮されているが, 径高さ比が4以下の柱ではP-Δ効果による耐力低下が考慮されていないためである。鋼管降伏耐力実験値は鋼管フランジのひずみ計測値が降伏ひずみ $_s\varepsilon_y$（=降伏点 $_s\sigma_y$/ ヤング率E）到達時の耐力である。

降伏耐力計算値はCFT指針[3]に従い，短期許容耐力として求めた。0°加力のM-4,5,7では実験値と計算値は良い対応を示し, 45°加力のM-6では実験値が計算値を約3割下回る。

終局耐力計算値①はCFT指針[3]に従い求めた鋼管部分とコンクリート部分の累加耐力である。コンクリートのコンファインド効果は考慮していない。計算値②は平面保持を仮定した断面解析における耐力で, コンクリートの最外縁ひずみが0.5%到達時の耐力と引張側鋼管フラ

(a)　M-4試験体（0°加力）

(b)　M-6試験体（45°加力）

写真－2　最終破壊状況（曲げせん断実験）

Photo 2　Final failure pattern

ンジの最外縁ひずみが降伏ひずみ到達時の耐力の低い方とした。コンクリートのσ-ε関係には文献5)で提案されているプレーンコンクリートの数式モデルを用いた。鋼管によるコンクリートの拘束効果は考慮していない。計算値と実験値の比較では，M-5 試験体で軸力比 0.5 の場合（正側加力時）および径高さ比 4 の M-7 試験体で実験値が計算値①を下回る。一方で平面保持解析による計算値②は，45 ° 加力では過小評価となるが，実験値 / 計算値が 1.10 ～ 1.31 となり，安全側に評価できる。しかし，計算値②による耐力評価では *P*- Δ 効果による耐力低下を考慮する必要があり，計算が煩雑となる。そこで計算値①において鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に用いられていたコンクリート強度の補正係数${}_c\gamma_u$ を修正係数として採用する。補正係数${}_c\gamma_u$ は，単純累加による耐力評価において考慮されていない，鋼管とコンクリートのひずみの適合性や，断面内のコンクリートの応力分布形状等の様々な不確定要素を包含させることにより単純累加式と実験値との整合性を図るものである。計算値①において補正係数${}_c\gamma_u = 0.85$として耐力計算を行なうと，M-7試験体の耐力計算値は666kN・mとなり，実験値 667kN・m とほぼ一致する。

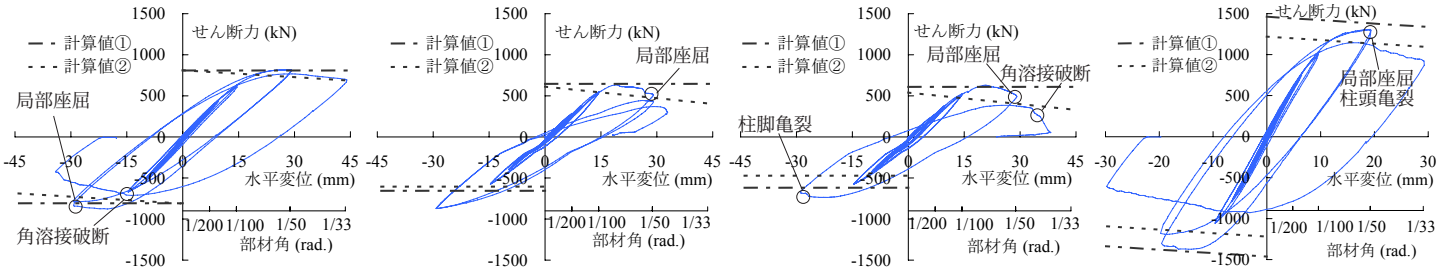
5.　まとめ

引張強さ780N/mm^2 の超高強度鋼材とFc150 コンクリートを組み合わせた超高強度CFT柱の構造実験を行い，以下の知見を得た。

1)短柱圧縮実験

・軸変位が材長の約 0.5% 時に最大荷重を示し，その後コンクリートの圧縮破壊により荷重が低下した。

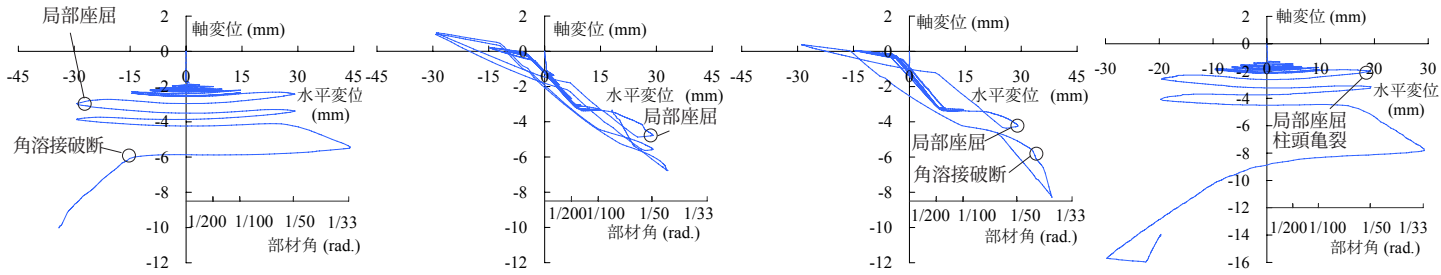
・最大圧縮耐力は，2 縁支持における鋼管の局部座屈耐力とコンファインド効果を無視したコンクリートの最



(a)　M-4 試験体　(b)　M-5 試験体　(c)　M-6 試験体　(d)　M-7 試験体

図－6　荷重－変位関係

Fig.6　Load - displacement relationships



(a)　M-4 試験体　(b)　M-5 試験体　(c)　M-6 試験体　(d)　M-7 試験体

図－7　水平変位－軸変位関係

Fig.7　Horizontal - axis displacement relationships

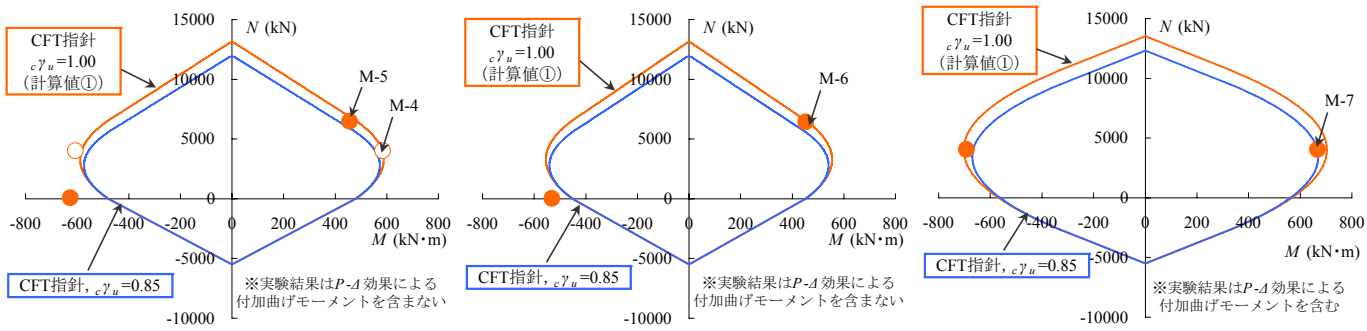
表－5　実験結果（曲げせん断実験）

Table 5　Test results

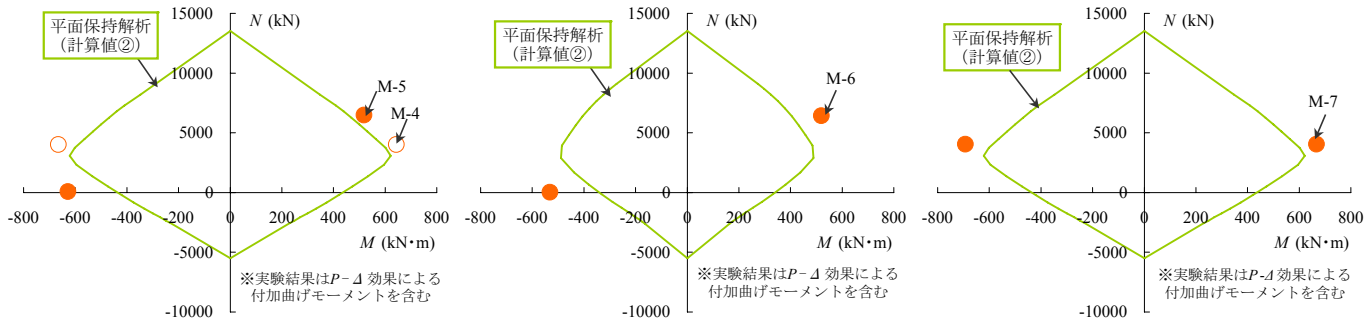
	初期剛性			鋼管降伏耐力※1				終局耐力※2					
	実験値	計算値		実験値 ${}_eM_y$ kN・m		計算値 (CFT指針)		実験値 ${}_eM_u$ kN・m		計算値① (CFT指針)		計算値② (平面保持解析)	
	${}_eK$ kN/mm	${}_cK$ kN/mm	${}_eK/{}_cK$	*P-Δ* 成分なし	*P-Δ* 成分考慮	${}_cM_y$ kN・m	${}_eM_y/{}_cM_y$	*P-Δ* 成分なし	*P-Δ* 成分考慮	${}_cM_{u1}$ kN・m	${}_eM_u/{}_cM_{u1}$	${}_cM_{u2}$ kN・m	${}_eM_u/{}_cM_{u2}$
M-4	55.7	73.9	0.75	387	411	408	0.95	585	643	582	1.01	585	1.10
M-5	48.9	74.8	0.65	256	285	238	1.07	457 -627	519 -627	465 -473	0.98 1.33	441 -436	1.18 1.44
M-6	44.1	74.8	0.59	143	156	169	0.85	452 -531	520 -531	438 -446	1.03 1.19	389 -340	1.34 1.56
M-7	135.4	213.2	0.64	430	446	460	0.97	627	667	703	0.95	585	1.14

※1　実験値 / 計算値に用いる実験値耐力
M-4,5,6：*P-Δ* 効果による付加曲げモーメントを含まない(=$Q \cdot h_0/2$)
M-7：*P-Δ* 効果による付加曲げモーメントを含む

※2　実験値 / 計算値①に用いる実験値耐力
M-4,5,6：*P-Δ* 効果による付加曲げモーメントを含まない(=$Q \cdot h_0/2$)
M-7：*P-Δ* 効果による付加曲げモーメントを含む
実験値 / 計算値②に用いる実験値耐力
全試験体：*P-Δ* 効果による付加曲げモーメントを含む



(a)　CFT 指針（計算値①）による耐力計算値との比較（左：M-4,5　中：M-6　右：M-7）



(b)　平面保持解析（計算値②）による耐力計算値との比較（左：M-4,5　中：M-6　右：M-7）

図－8　終局曲げ耐力の比較

Fig.8　Comparison of ultimate bending moment

大圧縮耐力との累加により評価できる。

2)曲げせん断実験

・径高さ比，加力方向によらず部材角 1/150 程度まで剛性低下は見られず，1/75 以上の変形能力を有する。

・いずれの試験体も柱頭および柱脚の鋼管に局部座屈や柱角溶接部の亀裂が観察され，充填コンクリートの圧縮破壊により荷重が低下した。

・*P*-*Δ*効果による付加曲げモーメントを含んだ試験体の柱脚部最大曲げモーメントは，コンクリートのコンファインド効果を無視し，平面保持を仮定した断面解析による終局耐力で精度よく評価できる。

・試験体の最大耐力は，鋼管とコンクリートのひずみの適合性や，断面内のコンクリートの応力分布形状を考慮し，コンクリート強度の補正係数0.85を適用することで，CFT 指針を準用して適切に評価できる。

参考文献

1)松本修一，成原弘之，小室努，安田聡，中尾文彦，佐藤英佑：超高強度鋼を用いたコンクリート充填鋼管柱の構造性能に関する実験的研究 その 6 Fc150 コンクリートを充填した箱形断面柱の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.1113-1114，2008 年 9 月

2)佐藤英佑，松本修一，成原弘之，小室努，安田聡，中尾文彦：超高強度鋼を用いた CFT 柱の構造性能 Fc150 コンクリートを充填した箱形断面長柱の構造実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.1117-1118，2008 年 9 月

3)日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，2008 年 10 月

4)日本建築学会：鋼構造設計規準－許容応力度設計法－，2005 年 9 月

5)小室努，今井和正，村松晃次，是永健好：100 ～ 180N/mm^2 の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性，日本建築学会構造系論文集，第 577 号，pp.77-84，2004 年 3 月