

地下階の途中で構造種別が切り替わるハイブリッド柱の構造性能

金本 清臣 山野辺 宏治 淵本 正樹
(技術研究所) (技術研究所) (生産技術本部)

Structural Performance of the Underground Hybrid Columns connecting to the aboveground Structures

Kiyo-omi Kanemoto, Koji Yamanobe and Masaki Fuchimoto

地上 25 階程度以下、地下 2 階以上の鉄骨（以下、S と略記）造または充填鋼管コンクリート（以下、CFT と略記）造建物において、地上階の CFT 造柱の軸力を地下階の柱に伝達させる場合、一般的に地下 2～3 層にわたって鉄骨鉄筋コンクリート（以下、SRC と略記）造柱に切り替えられることが多く、建設コストのアップや工期長期化の一要因となっている。著者らはこれらの解決策として、地上階から地下側に延びる CFT 造柱よりも一回り大きい断面サイズの CFT 造柱を地下 1 層に設け、この部分に地上階柱からの軸力が負担できる構法を考案した。本論では、当該構法のコンクリートの支圧強度確認実験を含む構造性能確認実験の概要と結果について述べる。

In the buildings with 25 floors or less aboveground, as sustained by concrete filled steel tube (CFT) column, the axial loads are generally transferred through 2 or 3 story columns to the underground steel-encased concrete columns. This construction may be one of the factors increasing construction cost and period in most cases. In order to solve the task, the authors proposed the hybrid column system in a single story so as to transfer the axial loads to the CFT columns with steel of large size and concrete. This paper describes the outline of experiment and results of this structure.

1. はじめに

地上 25 階程度以下、地下 2 階以上の S 造建物の地上階 CFT 造柱の軸力を地下階の柱に伝達させる場合、一般的に地下 2～3 層にわたって SRC 造柱に切り替えられることが多く、建物の規模によっては地下階の途中で柱の切替えが完了するまでに切替え高さが不足し、柱が基礎に達する可能性がある。また、地下躯体を SRC 造とした場合には工数と仮設が増え、かつ作業空間および資材搬入動線が狭隘となることから建設コストアップの一要因となっている。

上記の問題点・課題を解消するために、著者らは地下階の柱をコストメリットの大きい鉄筋コンクリート（以下、RC と略記）造とし、図-1 に示すように地下 1 層のみで地上階の CFT 造柱を地下階の RC 造柱に切り替えるために、この部分を接合鋼管によるハイブリッド構造とする構法を考案した。

本論では、本構法を構造的に成立させるために

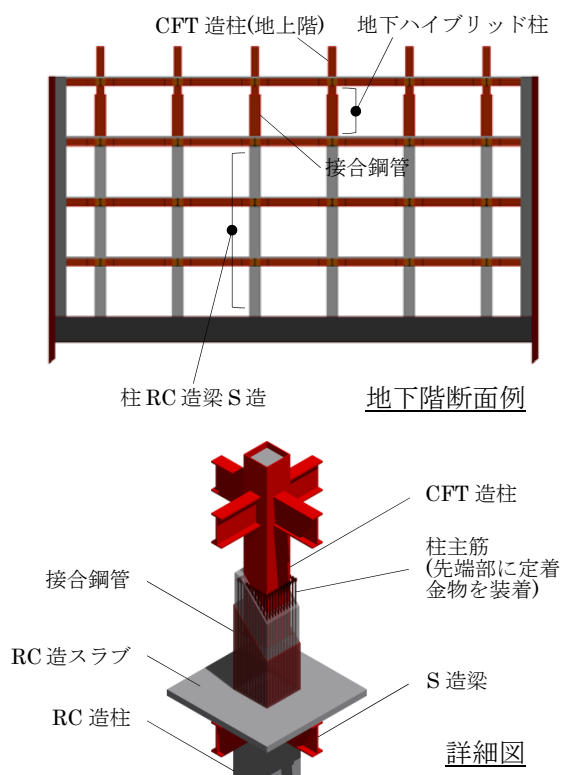


図-1 地下ハイブリッド柱の概要

実施した、コンクリートの支圧強度およびCFT造柱の軸圧縮・引抜き耐力確認実験、接合鋼管部分の曲げせん断実験の概要と結果について述べる。

2. コンクリートの支圧強度確認実験

本構法では、地上躯体から伝達される軸力を接合鋼管内のCFT造柱ベースプレート直下のコンクリート部分で支持するため、この部分の支圧強度を実験的に確認し、支圧強度式を構築する必要がある。

本節では、当該部分の支圧強度式を構築するために実施した実験の概要と結果および考察について述べる。

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体図を図-2に示す。

試験体は、コンクリートの圧縮強度およびコンクリートの一般的な支圧強度倍率を考慮して、アムスラー型6MN構造物試験機で支圧強度が確認できる縮尺(約1/4.5~1/4)とした。試験体数は7体で、接合鋼管の有無、形状寸法、柱主筋比、せん断補強筋量($p_w\sigma_y$)を実験パラメータとした。

材料試験の結果、試験体に用いたコンクリートの実圧縮強度 σ_B は67.5N/mm²、接合鋼管(板厚 $t_p=6$ mm、SS400)の降伏強度 σ_y は285N/mm²(シリーズ1、2)、せん断補強筋(S8、KSS785)の σ_y は1018N/mm²(シリーズ3)であった。

2.2 実験方法

加力はCFT造柱を模擬した鋼材柱を載荷板として、これを接合鋼管内のコンクリート天端に設置して圧縮軸力(図-2中の矢印)を与えた。加力に際しては、コンクリートの支圧強度の確認と併せて、荷重-変位関係を得るために載荷板脇のコンクリート天端の鉛直変位を測定した。鉛直変位は、試験床を不動点とした絶対変位とした。

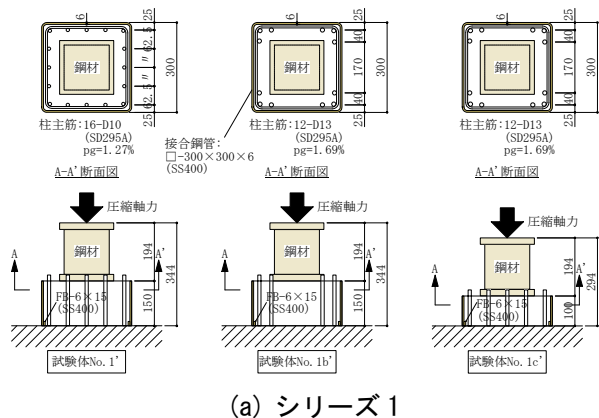
加力は、一方方向繰返し載荷としコンクリートの長期許容荷重($L N_a = \alpha A_{BS} \sigma_B / 3 = 1458 \text{ kN}$ 、ここに、 α :コンクリートの支圧強度倍率で2.0とする、 A_{BS} :支圧面積(180×180mm²)レベルで2回繰返し、コンクリート天端の鉛直変位が進行しないことを確認した上で試験機の載荷能力まで実施した。

2.3 実験結果および考察

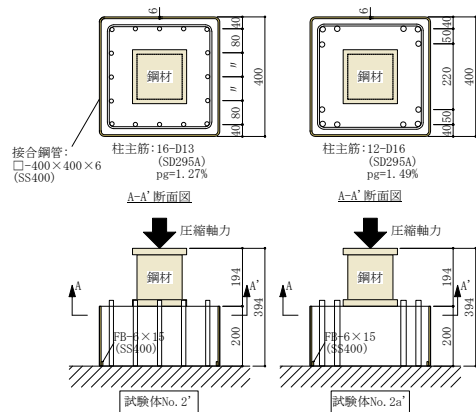
既往の研究¹⁾を参考に、各試験体のCFT造柱ベースプレート直下のコンクリートの支圧強度 σ_p が式(1)で与えられるものとする。

表-1 支圧強度確認試験体一覧

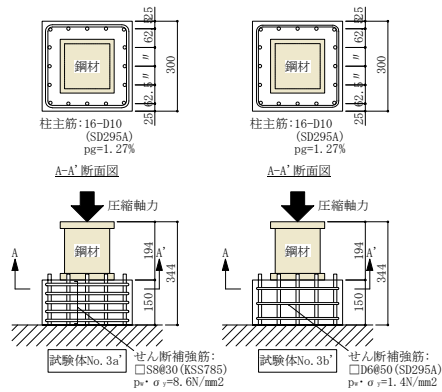
試験体	鋼材柱	接合鋼管(シリーズ1,2)		備考	
	□-B×D×H(mm)	Bp×Dp×tp(mm) (SS400) 主筋(pg)	長さ hp (mm)		Fc (N/mm ²)
	B. PL-180×180×22 (SM490) (全試験体共通)	RC造柱(シリーズ3)		Fc (N/mm ²)	
		Bc×Dc(mm) 主筋(pg)	長さ hRC1 (mm)		
【シリーズ1:3体】					
No. 1'	□-150×150×194 (SM490)	□-300×300×6 300×300 16-D10(SD295A) (pg=1.38%)	150	60	
No. 1b'	□-150×150×194 (SM490)	□-300×300×6 300×300 12-D13(SD295A) (pg=1.83%)	150	60	主筋を四隅に 集約配筋
No. 1c'	□-150×150×194 (SM490)	□-300×300×6 300×300 16-D10(SD295A) (pg=1.38%)	100	60	
【シリーズ2:2体】					
No. 2	□-150×150×194 (SM490)	□-400×400×6 400×400 16-D13(SD295A) (pg=1.35%)	200	60	
No. 2a'	□-150×150×194 (SM490)	□-400×400×6 400×400 12-D16(SD295A) (pg=1.58%)	200	60	主筋を四隅に 集約配筋
【シリーズ3:2体】					
No. 3a'	□-150×150×194 (SM490)	300×300 16-D10(SD295A) (pg=1.27%)	150	60	せん断補強筋 □S8@30(KSS785)
No. 3b'	□-150×150×194 (SM490)	300×300 16-D10(SD295A) (pg=1.27%)	150	60	せん断補強筋 □D6@50(SD295A)



(a) シリーズ1



(b) シリーズ2



(c) シリーズ3

図-2 コンクリートの支圧強度確認試験体図

$$\sigma_p = \left[c_1 + c_2 \max\left(\frac{B_{BS}}{h_p}, 0.5\right) \sigma_B + c_3 P_w \sigma_y \right] \sqrt{\frac{A_c}{A_{BS}}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1)$$

ここに、

$c_1 \sim c_3$: 実験係数

B_{BS} : CFT 造柱ベースプレートの幅(mm)

h_p : 接合鋼管の高さ(mm)

σ_B : コンクリートの実圧縮強度(N/mm²)

P_w : 接合鋼管せん断断面積の等価せん断補強筋比換算値で下式による

$$P_w = \frac{2t_p}{D_p}$$

t_p : 接合鋼管の板厚(mm)

D_p : 接合鋼管のせい(mm)

σ_y : 接合鋼管またはせん断補強筋の降伏強度(N/mm²)

A_c : 接合鋼管内コンクリートの面積(mm²)

A_{BS} : CFT 造柱ベースプレートの面積(支圧面積)(mm²)

7体の試験体について回帰分析を行い、式(1)の $c_1 \sim c_3$ を求めると、それぞれ、 $c_1=0.25$ 、 $c_2=0.2$ 、 $c_3=2.16$ ($R^2=0.93$) となる。したがって、式(1)は式(2)で表される。

$$\sigma_p = \left[0.25 + 0.2 \max\left(\frac{B_{BS}}{h_p}, 0.5\right) \sigma_B + 2.16 P_w \sigma_y \right] \sqrt{\frac{A_c}{A_{BS}}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2)$$

なお、試験体No.3a'、No.3b'の支圧強度の計算に際しては、支圧強度式中の B_{BS}/h_p を B_{BS}/h_{RC}

(h_{RC} : RC造部の高さ(mm)) に読み替えるものとする。ここで、実験結果の下限値に基づく評価式として式(2)に0.9を乗じた(式(3))結果を、表-2、図-3に示す。

$$\sigma_p = 0.9 \left[0.25 + 0.2 \max\left(\frac{B_{BS}}{h_p}, 0.5\right) \sigma_B + 2.16 P_w \sigma_y \right] \sqrt{\frac{A_c}{A_{BS}}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3)$$

表-2 実験結果と式(2)、式(3)による
支圧強度計算結果一覧

試験体	接合鋼管						B_{BS}/h_p	計算結果				実験結果	
	B_p (mm)	D_p (mm)	t_p (mm)	$p_w \cdot p \cdot \sigma_y$ (N/mm ²)	h_p (mm)	σ_B (N/mm ²)		σ_p (N/mm ²)	$0.9 \sigma_p$ (N/mm ²)	P_{max} (kN)	σ_{pe} (N/mm ²)	$\frac{\sigma_{pe}}{\sigma_p}$	$\frac{\sigma_{pe}}{0.9 \sigma_p}$
No. 1'	300	300	6	11.38	150	67.5	1.2	92	83	3081	95	1.03	1.15
No. 1b'	300	300	6	11.38	150	67.5	1.2	92	83	3115	96	1.04	1.16
No. 1c'	300	300	6	11.38	100	67.5	1.8	105	95	3384	104	0.99	1.10
No. 2'	400	400	6	8.54	200	67.5	0.9	102	92	3432	106	1.04	1.15
No. 2a'	400	400	6	8.54	200	67.5	0.9	102	92	3159	98	0.95	1.06
No. 3a'	—	—	—	—	—	—	—	61	55	2369	73	1.03	1.03
No. 3b'	—	—	—	—	—	—	—	61	55	2100	65	1.18	1.18

注) * : $\sigma_y \geq 600 \text{N/mm}^2$ の場合は、 $\sigma_y = 600 \text{N/mm}^2$ とする。

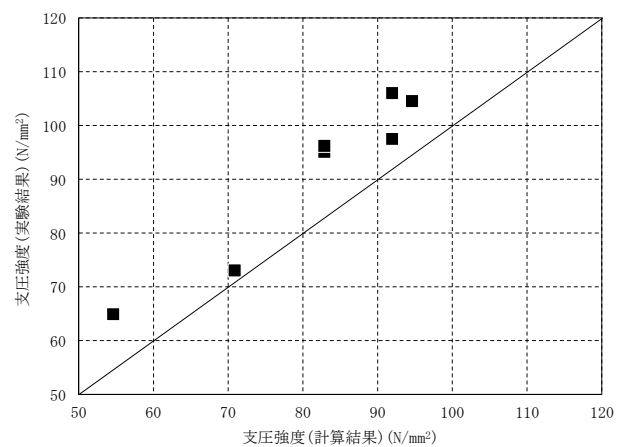


図-3 実験結果と式(3)による
支圧強度計算結果の関係

本検討より、本構法の CFT 造柱ベースプレート直下のコンクリートの支圧強度は、式(3)で適切に評価できることが分かる。

3. 軸圧縮・引抜き耐力確認実験

本構法を隅柱に適用した場合、建物高さによっては地震時に転倒モーメントが卓越し、接合鋼管内から CFT 造柱が引き抜かれることが予想されることか

ら、引抜き耐力を実験的に確認し引抜き耐力式を構築する必要がある。

本節では、当該部分の引抜き耐力式を構築するために実施した実験の概要と結果および考察について述べる。

3.1 試験体

試験体一覧を表-3に、試験体図を図-4に示す。

試験体は、支圧強度確認試験体と同様、コンクリートの圧縮強度およびコンクリートの一般的な支圧強度倍率を考慮して、アムスラー型6MN構造物試験機で軸圧縮耐力が確認できる縮尺(約1/4.5~1/4)とした。試験体数は4体で接合鋼管の幅とせい、接合鋼管内CFT造柱側面の頭付きスタッドの有無、接合鋼管内スパイラル筋の有無を実験パラメータとした。

材料試験の結果、試験体に用いたコンクリートの実圧縮強度 σ_B は57.3N/mm²であった。

表-3 軸圧縮・引抜き耐力確認試験体一覧

試験体	接合鋼管		備考
	$B_p \times D_p \times t_p$ (mm)	柱主筋比 (p_g)	
No. 4a	□-300×300×6 (SS400) 24-U12.6 (SBPDN1275) ($p_g=3.33\%$)		接合鋼管内に埋め込まれたCFT柱の側面に頭付きスタッド $\phi 6$ (SWCH8R)×8本/面を設置
No. 4b			接合鋼管内にスパイラル筋を設置
No. 4b'			基準試験体
No. 4c	□-400×400×6 (SS400) 24-U12.6 (SBPDN1275)		c. f No. 4b' (接合鋼管サイズアップ)

3.2 実験方法

加力はスタブを固定した状態でCFT造柱に引張力を与えて接合鋼管内からの引抜き耐力を確認した後、CFT造柱に圧縮力を作用させ、コンクリートの長期許容荷重 LNa ($LNa = \alpha A_{BS} \sigma_B / 3 = 2 \times 180 \times 180 \times 57.3 / 3 \times 10^3 = 1259 \text{ kN}$) レベルで2回繰返し、コンクリート天端の鉛直変位が進行しないことを確認した後、試験機の載荷能力かつ当該構法の軸圧縮耐力が確認できるまで実施した。

加力に際しては、軸圧縮・引抜き耐力の確認と併せて、荷重-変位関係を得るために試験体スタブを不動点としコンクリート天端の鉛直変位を測定した。

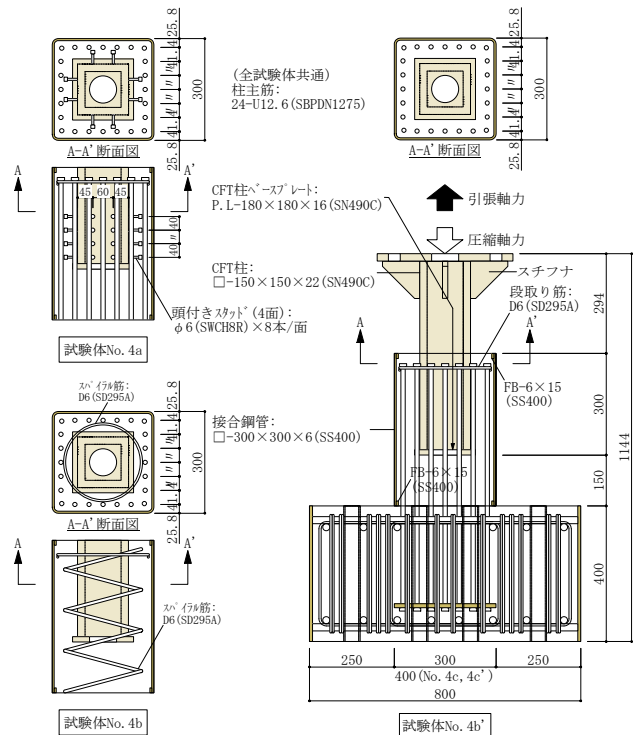
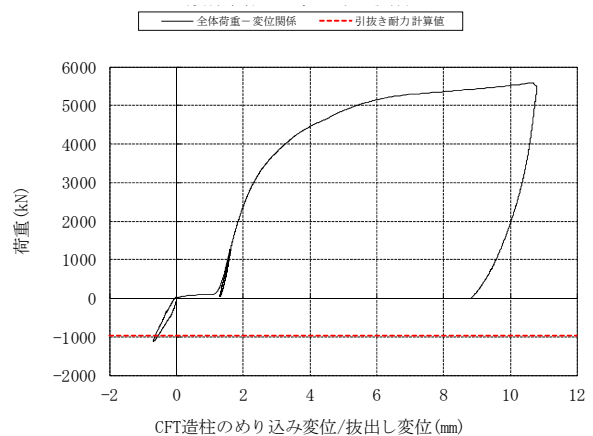
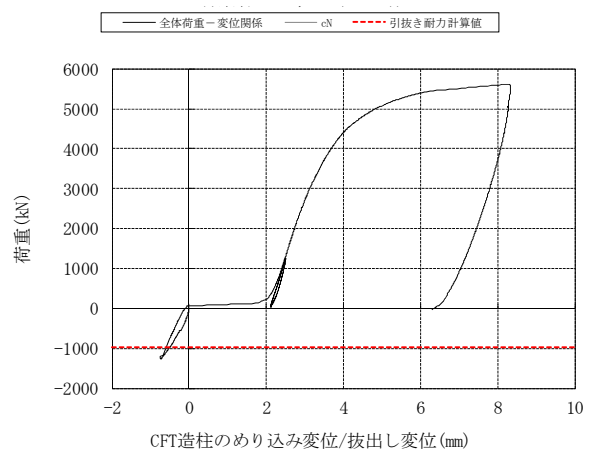


図-4 軸圧縮・引抜き耐力確認試験体図



(a) 試験体 No. 4b'



(b) 試験体 No. 4c

図-5 荷重-変位関係

3.3 実験結果および考察

代表例として、試験体 No.4b'、No.4c の荷重-変位関係を図-5 に示す。

いずれの試験体も試験機の荷重能力以上の軸圧縮耐力を有していること、CFT 造柱の鋼材の軸降伏を確認した。引抜き耐力は、接合鋼管内 CFT 造柱の側面に頭付きスタッドを設置した試験体 No.4a が最大であった。引抜き耐力確認実験の結果、各試験体の CFT 造柱の引抜き耐力は、試験体 No.4a で 1283kN、No.4b で 1207kN、No.4c で 1257kN、No.4b' で 1133kN であった。

引抜き耐力 T が式(4)で表されるものとする、その計算値は 976kN (図-5 中の赤色破線) となり全試験体の実験結果を安全側に評価できることが分かる。

$$T = 0.4B_{cft}(h_e - t_{BS})\sigma_B \quad (\text{N}) \quad (4)$$

ここに、

B_{cft} : CFT 造柱の幅(mm)

h_e : CFT 造柱の接合鋼管への埋込み長さ(mm)

t_{BS} : CFT 造柱ベースプレートの板厚(mm)

σ_B : コンクリートの実圧縮強度(N/mm²)

本検討より、本構法における接合鋼管内の CFT 造柱の軸圧縮耐力および接合鋼管内からの CFT 造柱の引抜き耐力は、式(4)で適切に評価できることが分かる。

4. 曲げせん断実験

本構法に地震力が作用した場合を想定し、曲げせん断荷重下における接合鋼管および接合鋼管内充填コンクリートと CFT 造柱との接合部の曲げせん断実験を行い、当該部分のせん断耐力式を構築する。本節では、当該部分のせん断耐力式を構築するために実施した実験の概要と結果および考察について述べる。

4.1 試験体

試験体一覧を表-4、試験体に用いた材料試験結果を表-5、試験体図を図-6 に示す。

表-4 曲げせん断試験体一覧

【共通】 CFT柱 : □-300×300×12(SN490C, $\sigma_B=36\text{N/mm}^2$, $\sigma_B=72\text{N/mm}^2$ <B-8>)
 ... Ncu=7684kN, Ntu=-4942kN(1.1F)/Ncu=10427kN, Ntu=-4942kN(1.1F)<B-8>

試験体	シアスパン					導入軸力		断面サイズほか			
	CFT柱	接合鋼管	RC柱	合計	h (mm)	軸力比 Nex/Ncu	軸力 Nex (kN)	接合鋼管	RC柱		
	載荷点 hCFT (mm)	埋込み 深さ he (mm)	CFT-BPL 下厚さ h0 (mm)	hRC (mm)					B×D (mm) 配筋	σ_B (N/mm ²)	he 区間
B-2	200	600	250	0	1050	0.2	1537	□-500×500×6 (SS400)	500×500 28-D22 (SD390)	36	36
B-3	200	600	250	0	1050	0	0	□-500×500×6 (SS400)	500×500 28-D22 (SD390)	36	36
B-4	200	600	250	0	1050	0.5 -0.15	3842 -1153	□-500×500×6 (SS400)	500×500 28-D19 (SD390)	36	36
B-6	450	600	0	0	1050	0	0	□-500×500×6 (SS400)	500×500 28-D22 (SD390)	36	36
B-7	200	600	250	0	1050	0	0	□-600×600×9 (SS400)	600×600 28-D25 (SD390)	36	36
B-8	200	600	250	0	1050	0	0	□-600×600×12 (SS400)	600×600 28-D25 (SD390)	72	72

表-5 材料試験結果

(a) コンクリート

試験体	Fc	σ_B (MPa)	σ_t (MPa)	Ec(GPa)	ν	備考
B-2	27	36.1	2.71	30.6	0.22	接合鋼管内 CFT柱内
B-3	27	35.2	2.74	29.6	0.22	
B-4	27	33.4	2.37	30.3	0.22	
B-6	27	35.6	2.72	30.9	0.22	
B-7	27	36.0	2.69	30.0	0.21	
B-8	60	70.7	4.13	35.2	0.23	

(b) 鉄筋

部位	種別	σ_y (MPa)	Es(GPa)	$\epsilon_y(\mu)$	備考
柱主筋	D19(SD390)	446.3	187.6	2379	B-4
	D22(SD390)	441.9	187.7	2354	B-2, B-3, B-6
	D25(SD390)	441.6	190.2	2322	B-7, B-8

(c) 鋼材

部位	種別	σ_y (MPa)	Es(GPa)	$\epsilon_y(\mu)$	備考
接合鋼管	tp=6(SS400)	325.6*	196.0	1661	B-2, B-3, B-4
	tp=6(SS400)	374.5	186.8	2005	B-6
	tp=9(SS400)	303.9	190.8	1593	B-7
	tp=12(SS400)	294.5	199.9	1473	B-8
CFT柱	tp=12(SN490C)	361.7	192.6	1878	B-2, B-3, B-4, B-7, B-8
	tp=12(SN490C)	373.4	189.6	1969	B-6

* : 0.2%オフセット耐力

試験体は当該部分を模擬した約 1/3 スケールの 6 体で、軸力の有無、接合鋼管の大きさおよび板厚、柱主筋比、コンクリート強度を実験パラメータとした。

4.2 実験方法

各試験体とも試験体を横置きし、スタブを 2 点固定した状態で、6MN 構造物試験機により CFT 造柱に上下方向の正負交番繰返し漸増加力を与えた。加力は CFT 造柱の鉛直変位を接合鋼管とスタブとの切替部まで長さ (1050mm) で除した変形角 R で制御した。

加力サイクルは $R = \pm 0.25, \pm 0.5, \pm 1.0, \pm 1.5, \pm 2.0, \pm 3.0, \pm 5.0\% \text{rad.}$ とし、 $R = \pm 0.5 \sim \pm 2.0\% \text{rad.}$ では2回繰返し加力とした。試験体 B-6 については、 $R = +0.25\% \text{rad.}$ 、 $+0.5\% \text{rad.} \times 2$ 回まで正側の片振りとし、それ以降は所定の加力サイクルで加力した。試験体 B-2 には軸力比 $n = 0.2$ 相当の軸力を、試験体 B-4 には $n = -0.2 \sim 0.5$ 相当の変動軸力を与えた。

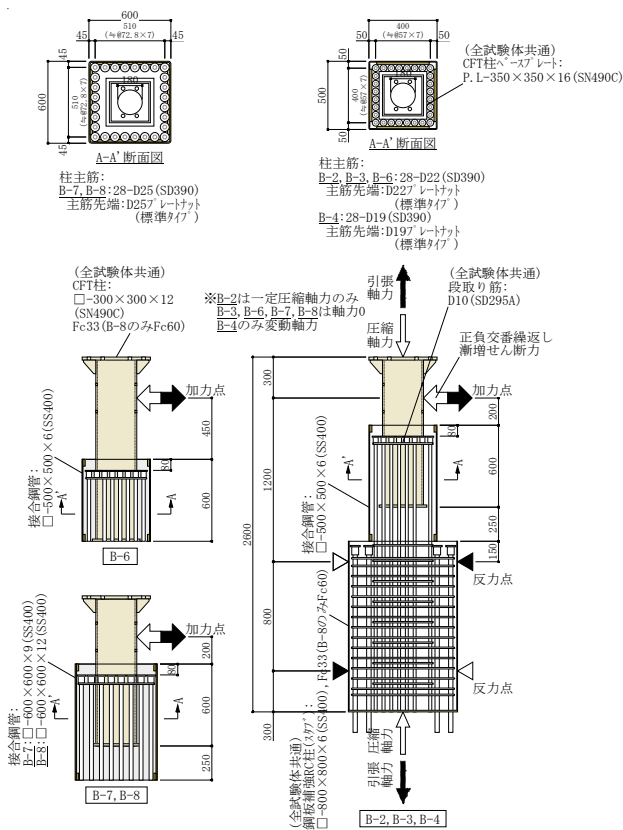


図-6 曲げせん断試験体図

4.3 実験結果および考察

各試験体の荷重-変形角関係を図-7に示す。

いずれの試験体も加力直後に CFT 造柱の隅角部から接合鋼管の隅角部に向かってひび割れが生じた。 $R = +1.0\% \text{rad.}$ を越えたあたりから、接合鋼管内のコンクリートがせん断破壊するとともに、切替え部の接合鋼管が面外座屈した。

圧縮軸力を作用させた試験体 B-2、B-4 (正側加力時) については、圧縮軸力の作用によって接合鋼管内コンクリートのせん断耐力が見掛け上、向上した。

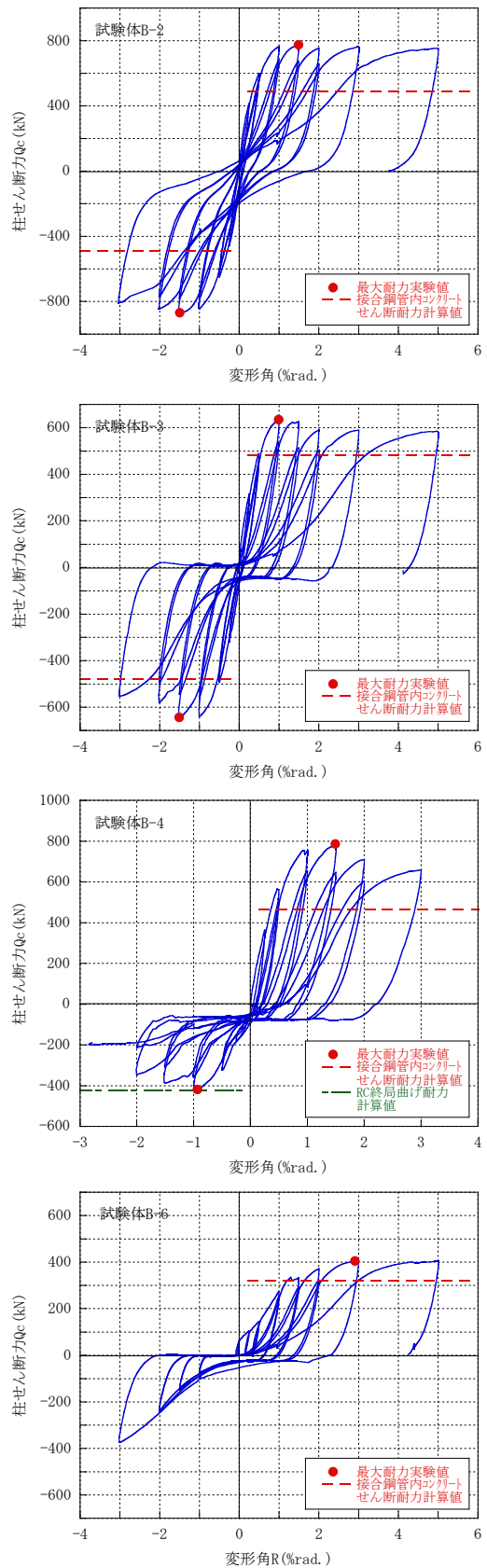


図-7 荷重-変形角関係

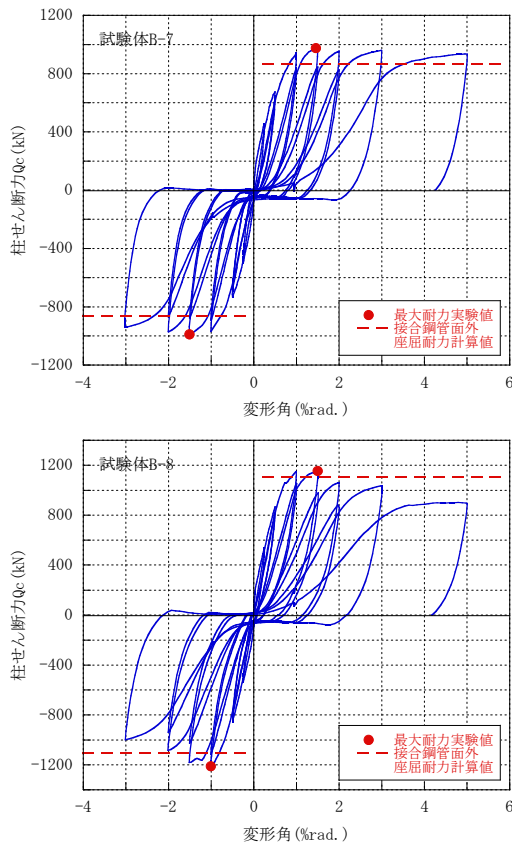


図-7 荷重-変形角関係

4.3.1 CFT 造柱ベースプレートの負担曲げモーメントの評価

接合鋼管内のコンクリートに埋め込まれた CFT 造柱のベースプレートが負担する曲げモーメント M_{BS} について、図-8 に示すような応力状態を考えると、力の釣り合いから M_{BS} は式(5)で表される。

$$M_{BS} = \frac{Q_d(h_{cft} + h_e) - M_d + N_d/2(j_{RC} - D_{cft}/2)}{j_{RC} + 1/2} \quad (\text{N}\cdot\text{mm}) \quad (5)$$

ここに、

- Q_d : CFT 造柱に作用するせん断力(N)
- M_d : CFT 造柱に作用する曲げモーメント (N・mm)
- N_d : CFT 造柱に作用する軸力(N)
- h_{cft} : 反曲点までの CFT 造柱の高さ(mm)
- j_{RC} : RC 造部分の応力中心間距離(mm)
- D_{cft} : CFT 造柱のせい(mm)

$$a = h_{cft} = \frac{M_d}{Q_d}$$

$$h_1 = \frac{h_e}{6} \frac{a + 2/3 \cdot h_e}{a + h_e/2}, \quad h_2 = \frac{h_e}{6} \frac{a + 1/3 \cdot h_e}{a + h_e/2}$$

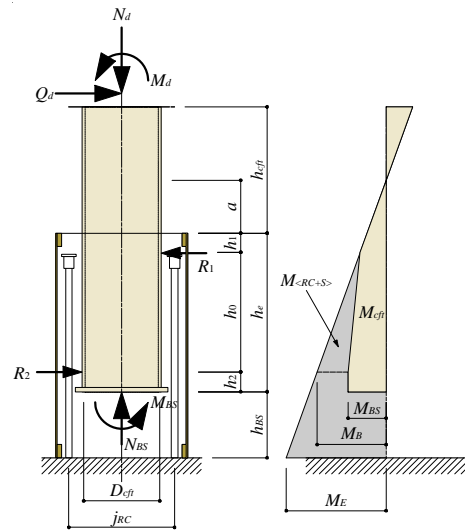
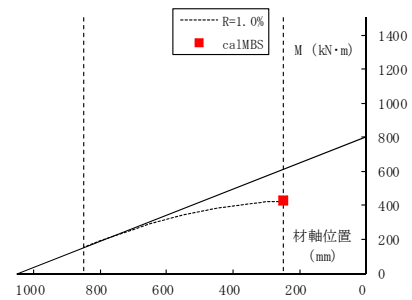
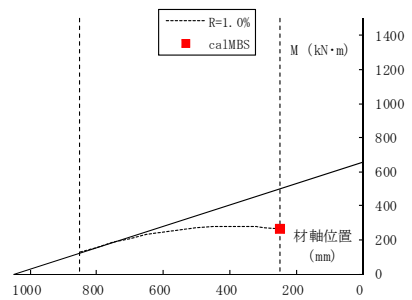


図-8 応力状態と曲げモーメント図



(a) 試験体 B-2



(b) 試験体 B-3

図-9 実験から得られた曲げモーメント分布と M_{BS} 評価式との関係

基準試験体 B-3 の曲げモーメント分布を代表例として、 $R = +1.0\%$ 時における M_{BS} (実験値) と式(5)で算定した M_{BS} (計算値) を図-9 に示す。 M_{BS} (実験値) は CFT 造柱に貼付した 3 軸ひずみゲージの計測値を用いて、CFT 造柱が負担するせん断力を求め、3 軸ひずみの各測定位置における CFT

造柱の負担せん断力分布を回帰して得た1次式を材軸方向に積分して求めた値である。

以上より、軸力比0.2までの範囲であれば式(5)によって M_{BS} を概ね精度よく算定できることが分かる。

4.3.2 接合鋼管-CFT造柱接合部のせん断耐力

CFT造柱がコンクリートを介して接合鋼管内に埋め込まれた部分のせん断耐力 V_u (N)は、接合鋼管のせん断降伏耐力 sV_u (式(6))、接合鋼管内のコンクリートのせん断耐力 cV_u ²⁾ (式(7))の小さい方の値(式(8))で決定されるものとする。

$$sV_u = \frac{2t_p D_p \sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (\text{N}) \quad (6)$$

$$cV_u = \frac{\phi \lambda \nu \sigma_B}{2} B'_c D_c \quad (\text{N}) \quad (7)$$

$$V_u = \min(sV_u, cV_u) \quad (\text{N}) \quad (8)$$

ここに、

$\phi \lambda$: トラス有効係数

ν : コンクリートの圧縮強度有効係数で式による

$$\nu = 0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$$

B'_c : 接合鋼管内コンクリートからCFT造柱幅を控除した幅(mm)

D_c : 接合鋼管内コンクリートのせいで下式による(mm)

$$D_c = D_p - 2t_p$$

式(8)によるせん断耐力計算値を荷重-変形角関係と併せて図-7に示す。同図中に赤色破線で示す耐力線は、式(8)式で計算された V_u を式(9)によって柱せん断力 Q_c に換算した値である。

$$Q_c = \frac{V_u (h_0 + h_2 + h_{BS})}{a + h_e + h_{BS}} \quad (\text{N}) \quad (9)$$

ここに、

h_0 : Q_c に対して接合鋼管内のCFT造柱に作用する支圧反力 R_1 、 R_2 間の距離(mm)

各試験体の実験結果を踏まえ、式(7)式中の $\phi \lambda$ の値として0.8を採用することでいずれの試験体も実験結果を安全側に評価できる。

本検討より、本構法における接合鋼管-CFT造柱接合部のせん断耐力は、式(8)で適切に評価できることが分かる。

5. まとめ

地上25階程度以下、地下2階以上の鉄骨造建物において、地上階のCFT造柱の軸力を地下階のRC造柱1層のみに伝達させる構法を考案し、本構法を構造的に成立させるために、接合鋼管内CFT造柱ベースプレート直下のコンクリートの支圧強度およびCFT造柱の軸圧縮・引抜き耐力確認実験、接合鋼管部分の曲げせん断実験を実施した。

各実験の結果に基づき、本構法の設計に資するコンクリートの支圧強度式、CFT造柱の引抜き耐力式、接合鋼管部のせん断耐力式を構築した。

<参考文献>

- 1) (一社)日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、1987.
- 2) (一社)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1997.