(1) 地下階に供するCFT柱とRC造柱との 接合部分の構造性能

金本 清臣1・淵本 正樹2・岡田 睦3・山野辺宏治4

¹正会員 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島3丁目4番17号) E-mail:kanemoto@shimz.co.jp

²正会員 清水建設株式会社 生産技術本部 (〒104-8370 東京都中央区京橋2丁目16番1号) E-mail:fuchi@shimz.co.jp

³正会員 清水建設株式会社 設計本部 (〒104-8370 東京都中央区京橋2丁目16番1号) E-mail: mutsumu@shimz.co.jp

⁴正会員 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島3丁目4番17号) E-mail:yamanobe@shimz.co.jp

地上25階程度以下,地下2階以上の鉄骨(以下,Sと略記)造建物の地上階コンクリート充填鋼管(以下, CFTと略記)柱の軸力を地下階の鉄筋コンクリート(以下,RCと略記)造柱に伝達させる場合,一般的に 地上階柱の構造種別を地下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 えることが多く,建設コストの上昇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, 地上階のCFT柱を任意の地下階1層のみで地下階のRC造柱に接続させるために,地上階から延伸するCFT 柱をこの部分で一回り大きな断面のCFT柱で囲繞し定着させるハイブリッド構造柱を開発した.本稿では, 本柱の構造性能を確認するために実施した各種構造実験の概要と結果および考察について述べる.

Key Words : underground story, column, hybrid structure, bearing strength, bending shear, stress transferring

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RC造柱に伝達させる場合, 一般的に地上階柱の構造種別を地下2~3層にわたって SRC造柱に切り替えることが多く,建物の規模によって は切替え高さが不足し,柱の切替えが完了するまでに地 下階の途中で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 コストの上昇や工期長期化の一要因となっている.

これらの問題点および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RC造とし、図-1に示すように地上階のCFT柱を任意の地下階1層のみで 地下階のRC造柱に接続させるために、地上階から延伸 するCFT柱をこの部分で一回り大きな断面のCFT柱で囲 繞し定着させるハイブリッド構造柱を開発した.

本稿では、本柱を構造的に成立させるために実施した

①接合鋼管内CFT柱ベースプレート(以下, B.PLと略記) 直下のコンクリートの支圧強度確認実験, ②接合鋼管内 CFT柱の軸圧縮・引抜き耐力確認実験, ③接合鋼管内 CFT柱の曲げせん断実験の概要と結果および考察につい て述べる.

2. コンクリートの支圧強度確認実験

地上躯体の軸力は、本柱の接合鋼管内CFT柱B.PL直下 のコンクリート部分で支持されるものと考え、この部分 における支圧強度の確認と支圧強度式を構築するため実 験を実施した.本実験の対象範囲を図-1中に示す.

本章では、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.

(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、



図-1 ハイブリッド構造柱の概要

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 (以下、試験機と称す) で支圧強度が確認できる縮尺(約) 14.5~14) とした. 試験体数は7体で, 接合鋼管の有無, 形 状寸法, 主筋比, せん断補強筋量 (ρωσν) 等を実験パラメ ータとした. 試験体に用いた各材料の試験結果については、 表-1中に併記する.

(2) 実験方法

加力はCFT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圧縮力(図2中の 鋼材柱直上に示す矢印)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 るために載荷板両側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系とし た. 加力は、一方向繰返し載荷としコンクリートの長期許 容荷重 (LNa= αAbs σb/3=1458 kN, ここに, α: コンクリート の一般的な支圧強度倍率で20, Ars:支圧面積(180×180mm?)) 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、コンクリートの支圧強度が確 認できるまで実施した.

表-1 文上强度試験体一覧										
試験体	接合鋼管 $(\sigma_y=28)$ $B_p \times D_p \times t_p (mm)$ 柱主筋 $[p_g (\%)]$	5N/mm ²) 高さ h _p (mm)	せん断補強筋量 $p_w \sigma_y (N/mm^2)$	備考						
Al	□-300×300×6 16-D10[1.38]	150		_						
A2	□-300×300×6 12-D13[1.83]	150	11.4	主筋を4隅に集約配筋						
A3	□-300×300×6 16-D10[1.38]	100								
A4	□-400×400×6 16-D13[1.35]	200	8.6							
A5	□-400×400×6 12-D16[1.58]	200	8.0	主筋を4隅に集約配筋						
	コンクリート部分(接合鋒	鋼管なし)	せん断補強留量							
試験体	$B_c \times D_c (\text{mm})$ $\hat{k} \pm \hat{m} [p_g (\%)]$	高さ h _{RC} (mm)	$p_w \sigma_y (\text{N/mm}^2)$	備考						
A6	300×300 16-D10[1.27]	150	11.2	せん断補強筋 □S8@30(σy=1018N/mm ²)						
A7	300×300	150	1.6	せん断補強筋 □P(050(=						

(全試験体共通)コンクリート: 圧縮強度 σ₈=67.5N/mm², 鋼材柱: □-150×150×194(SM490) 柱主筋:SD295A, B.PL:PL-180(B_{BS})×180(D_{BS})×22(t_{BS})(SM490)



(3) 実験結果および考察

既往の研究Iを参考に、各試験体のCFT柱BPL直下のコン クリートの支圧強度の(Nmm²)が式(1)で構成されるものと する.

$$\sigma_P = \left[c_1 + c_2 \max\left(\frac{B_{BS}}{h_p}, 0.5\right)\sigma_B + c_3 p_w \sigma_y\right] \sqrt{\frac{A_c}{A_{BS}}}$$
(1)

ここに,

c1~c3: 実験係数

- : CFT柱B.PLの幅(mm) BRS
- : 接合鋼管の高さ(mm) h_p
- :コンクリートの実圧縮強度(N/mm²) σ_{B}
- : 接合鋼管せん断断面積の等価せん断補強筋 p_w 比換算値(接合鋼管を設けない場合はせん 断補強筋比)で次式による. $p_w=2t_p/D_p$

	接合鋼管						コンクリート部分(接合鋼管なし)				計算結果		実験結果			_		
試験体	<i>B</i> _{<i>p</i>} (mm)	D_p (mm)	t _p (mm)	$p_{wp} \sigma_y$ (N/mm ²)	<i>h</i> _{<i>p</i>} (mm)	σ_B (N/mm ²)	$\frac{B_{BS}}{h_p}$	$p_w \sigma_y$ (N/mm ²)	h _{RC} (mm)	σ_B (N/mm ²)	$\frac{B_{BS}}{h_{RC}}$	$\sqrt{A_c/A_{BS}}$	$\sigma_p \ ({ m N/mm}^2)$	$0.9\sigma_p$ (N/mm ²)	P _{max} (kN)	$_{exp} \sigma_p$ (N/mm ²)	$\frac{exp \sigma_p}{\sigma_p}$	$\frac{e^{xp}\sigma_p}{0.9\sigma_p}$
A1	300	300	6	11.38	150	67.5	1.2	_	_	_	_	1.60	92	83	3081	95	1.03	1.15
A2	300	300	6	11.38	150	67.5	1.2	-	-	—	-	1.60	92	83	3115	96	1.04	1.16
A3	300	300	6	11.38	100	67.5	1.8	—	—	—	_	1.60	105	95	3384	104	0.99	1.10
A4	400	400	6	8.54	200	67.5	0.9	-	-	—	-	2.16	102	92	3432	106	1.04	1.15
A5	400	400	6	8.54	200	67.5	0.9	_	—	—	_	2.16	102	92	3159	98	0.95	1.06
A6	-	-	-	—	-	—	_	6.60*	150	67.5	1.2	1.67	79	71	2369	73	1.03	1.03
A7	_	_	_	-	_	_	_	1.59	150	67.5	1.2	1.67	61	55	2100	65	1.18	1.18

表-2 実験結果と式(1)による支圧強度計算結果

註)*: $\sigma_y \ge 600 \text{N/mm}^2 \mathcal{O}$ 場合は、 $\sigma_y = 600 \text{N/mm}^2 \text{とする}$.



図-3 支圧強度の実験結果と計算結果

- *tp* : 接合鋼管の板厚(mm)
- *D_p* : 接合鋼管のせい(mm)
- σ_y: せん断補強筋または接合鋼管の降伏強度 (N/mm²)
- Ac : 接合鋼管内コンクリート部分の面積(mm²)
- ABS: :支圧面積(CFT柱B.PLの面積)(mm²)

なお、接合鋼管を設けていない試験体A6、A7の支圧 強度の計算に際しては、式(1)中の $B_{BS}/h_p \ge B_{BS}/h_Rc$ に読み 替えるものとする.回帰分析により式(1)中の各項の係 数を定めると、c=0.25、c=0.5、c=2.16(相関係数R=0.96) となった.各項の係数を定めた σ_p に0.9を乗じて実験結果 を安全側に評価した計算結果を実験結果と併せて表-2、 図-3に示す.これより、本柱のCFT柱B.PL直下のコンク リートの支圧強度は、式(1)を用いて安全側に評価でき ることが分かる.

3. 軸耐力・引抜き耐力確認実験

本柱の接合鋼管内CFT柱には、底面にBPLは設けるが、 基本的にその外周面に頭付きスタッドを設けることは想 定していないため、本柱を隅柱に適用した場合、建物高 さによっては地震時に作用する転倒モーメントにより CFT柱に引張軸力が作用し、CFT柱が接合鋼管内から引 き抜かれることが予想される.

表-3 軸圧縮・引抜き耐力試験体一覧 接合鋼管(S\$400) + + / 版

	試験体	$ B_p \times D_p \times t_p \text{ (mm)} \\ $	補強筋量 $p_w \sigma_y$ (N/mm ²)	備 考
	B1	$\Box -300 \times 300 \times 6$ 24-U12.6 (SBPDN1275)	11.1	接合鋼管内CFT柱外周面に頭付き スタッドを設置
	B2			接合鋼管内CFT柱の外周に スパイラル筋を配筋
_	B3	[3.33]		_
-	B4	$\Box -400 \times 400 \times 6$ 24-U12.6	8.6	接合鋼管断面形状寸法:□400
В5	В5	(SBPDN1275) [1.87]		試験体B4の接合鋼管内コンクリートを SFRC(鋼繊維混入率:0.75vol.%)とした
	(全計驗	休士通)CET柱鋼材	$\square -150 \times 1$	50×22 (SM400) $h = 150$ mm

 $B.PL: PL-180(B_{BS}) \times 180(D_{BS}) \times 16(t_{BS}) (SN490C)$





1 - 3

本章では、本柱の軸圧縮および引抜き耐力を確認する ために行った実験の概要と結果および考察について述べ る.

(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、縮尺約1/4.5~1/4とし、接 合鋼管幅とせい, CFT柱外周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, コンクリートの種類を パラメータとした計5体とした.材料試験の結果,全試 験体のCFT柱内および接合鋼管内に打設した普通コンク リートの実圧縮強度のは57.3N/mm²(試験体B5の接合鋼 管内に打設した鋼繊維補強コンクリート(以下, SFRC と略記)はm=57.5N/mm2),接合鋼管□300(試験体B1 ~B3)の降伏強度のは278N/mm²,同□400 (試験体B4, B5) はσ₂=287N/mm², CFT柱の鋼材, 柱主筋, 試験体B2 に用いたスパイラル筋のoは、それぞれ387N/mm²、 1319N/mm²、429N/mm²であった.

(2) 実験方法

加力はスタブを固定した状態で、試験機による一方向 加力とし、CFT柱に引張力を与えて接合鋼管からの引抜 き耐力を確認した後、圧縮力を与えた(図4中、試験体 B3のCFT柱頂部に図示した矢印).加力に際しては、軸 | 圧縮および引抜き耐力の確認と併せて、荷重-変位関係 を得るためにスタブを不動点としてCFT柱両側のコンク リート天端の鉛直変位を測定した. 圧縮力は、コンクリ ートの長期許容荷重 LN_a ($LN_a = \alpha A_{BS} \sigma_B/3$, ここに, α : コ ンクリートの一般的な支圧強度倍率で2.0, ABS:支圧面 積で、ここではB.PLの面積(180×180mm²)) レベルで2回 繰返し, その時点で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直前まで漸 増加力した.

(3) 実験結果および考察

各試験体の荷重-変位関係を図5に示す.実験の結果, 各試験体のCFT柱の接合鋼管内からの引抜き耐力は、BI:





試験体 B1

試験体 B2







試験体 B4



試験体 B3 写真-1 接合鋼管内コンクリートの破壊状況



6000



		各音	『の寸法		導入	軸力	各部の断面寸法他				
	CFT柱	接合鋼管		合計高さ	軸力		接合鋼管 接合鋼管内コンクリート部分				
試験体	シアスハ゜ン	埋込み	B.PL	Н	N	軸力比	$B_p \times D_p \times t_p (\mathrm{mm})$	$B_c \times D_c (\text{mm})$	σ_{R}		
	а	高さh _e	下 高 さ h 0	$(=a+h_e+h_0)$		п		柱主筋	. 2.		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)		$[\sigma_y (N/mm^2)]$	$[\sigma_y(N/mm^2)]$	(N/mm ²)		
C1			250		1549	0.2		500×500	36.1		
C2	200	0			0	0	$\Box - 500 \times 500 \times 6$	28-D22[442]	35.2		
C 2	200				3770	0.5	[326]	500×500	22.4		
03					-1508	-0.2		28-D19[446]	55.4		
C4	450	600	0	1050	0	0	□-500×500×6 [375]	500×500 28-D22[442]	35.6		
C5	200	200 2	250		0	0	$\Box - 600 \times 600 \times 9$ [304]	600×600	36.0		
C6	200		250		0	0	$\begin{array}{c} \Box - 600 \times 600 \times 12 \\ [295] \end{array}$	28-D25[442]	70.7		

表4 曲げせん断試験体一覧

註) CFT柱: $\Box - 300 \times 300 \times 12(\sigma_y = 361.4 \text{N/mm}^2)$ (全試験体共通)

C1: 圧縮軸耐力N_{cu}=7746kN,引張軸耐力N_u=-4996kN(N_{cu}, N_uの算定に必要なσ_B, σ_yには材料試験結果の値を用いた) C3: 圧縮軸耐力N_{cu}=7540kN,引張軸耐力N_u=-4996kN(同上)

1283 kN, B2:1207 kN, B3:1133 kN, B4:1257 kN, B5:1417 kNで,接合鋼管内にSFRCを打設した試験体B5が最大であっ た.これは、CFT柱が接合鋼管内から引き抜かれる際に生 じるコンクリートのひび害いが鋼繊維の架橋効果によ って抑制されたためであると考えられる.試験体B5以外で は、接合鋼管内のCFT柱外周面に頭付きスタッドを設けた 試験体B1の引抜き耐力が最大であった.

これは、CFT柱が接合鋼管内から引き抜かれる際に頭付 きスタッドが抵抗したことによるものと考えられる.また, いずれの試験体も,試験機の載荷能力以上の軸圧縮耐力を 有していることを確認した.

実験後に接合鋼管の断面を鉛直方向に切断して鋼管内部 コンクリートの破壊状況を確認した(写真-1)。これによ れば、CFT柱BPL左右のコーナーを基点に上方に向かって コーン状のひび割れが発生していることが分かる.写真-1 および荷重一変位関係に基づき、引抜き耐力T(N)を式(3) で評価すると、実験結果を安全側に評価できることが分か る(図-5中の破線は式(2)による引抜き耐力計算値を示す).

 $T = 0.4B_{CFT} \left(h_e - t_{BS} \right) \sigma_B \tag{2}$

ここに,

- BCFT : CFT柱の幅(mm)
- *he* : CFT柱の接合鋼管への埋込み高さ(mm)
- tes : CFT柱B.PLの板厚(mm)
- のB: コンクリートの実圧縮強度(N/mm²)

4. 曲げせん断実験

地下階は地上階ほど地震力の影響を受けないが,地震 力による曲げせん断に対する本柱の構造性能を確認する とともに設計法を確立しておく必要がある.

本章では、曲げせん断を受ける本柱の構造性能を確認



図-6 曲げせん断試験体図

するために行った実験の概要と結果および考察について 述べる.

(1) 試験体

試験体一覧を表4に,試験体図を図-6に示す。試験体 は縮尺約1/3の6体で,軸力の有無,接合鋼管の大きさと 板厚,柱主筋比,コンクリート強度をパラメータとした。 試験体に用いた各材料の試験結果については,表-4中に 併記する.



図-7 試験体C3の変動軸力載荷パス

(2) 実験方法

加力に際しては各試験体とも試験体を横置きし、スタ ブを2個所で固定支持した状態で、試験機によりCFT柱 の上下方向に正負交番漸増繰返し加力を与えた.加力は CFT柱における加力点の鉛直変位を接合鋼管とスタブと の切替え部までの高さH ($H=a+h_e+h_e=1050$ mm)で除し た変形角Rで制御した.加力サイクルは、 $R=\pm0.25$, ± 0.5, ±1.0, ±1.5, ±2.0, ±3.0, ±5.0% rad とし、 $R=\pm$ 0.5~±2.0% rad.までは2回繰返し加力とした.試験体C4 については、R=+0.25% rad, +0.5% rad.×2回までは正側 の一方向繰返し加力のみとし、それ以降は所定の加力サ イクルで加力した.試験体C1には軸力比n=0.2相当の一 定軸力を、試験体C3には図-7に示す載荷パスでn=-0.15~+0.5相当の変動軸力を与えた.

(3)実験結果

各試験体のCFT柱せん断力-変形角関係を図-8に示す. いずれの試験体も加力直後にCFT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, *R*=+1.0% rad.を 越えたあたりから接合鋼管のCFT柱との切替え部側が面 外に座屈した(写真-2)。圧縮軸力を作用させた試験体 C1, C3(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.試験体C1~C4については,実験後,接合鋼 管を除去し内部のコンクリートがせん断破壊しているこ とを確認した(写真-3).

(4)考察

a) CFT柱B.PLの負担曲げモーメントの評価

曲げモーメントMc, せん断力Qc, 軸力Ncが作用する CFT柱において, 接合鋼管内のコンクリートに埋め込ま れたCFT柱のB.PLが負担する曲げモーメントMrs(N·mm) は図-9に示すような応力状態を考えると, McとA-A'断 面に作用する力の釣り合いから式(3)で, Qcの反力とし て接合鋼管内のCFT柱に作用する支圧応力を三角形分布 荷重と仮定し, それぞれ集中荷重に置換したR1, R2は, 当該作用位置における力の釣り合いからそれぞれ式(4),





式(5)で表される.

1

$$M_{BS} = \frac{Q_c \left(a + h_e\right) + N_c / 2 \left(j_{RC} - D_{CFT} / 2\right)}{j_{RC} / D_{CFT} + 1/2}$$
(3)

$$R_{\rm l} = \frac{Q_c \left(a + h_{\rm l} + h\right)}{h} \tag{4}$$

$$R_2 = \frac{Q_c \left(a + h_1\right)}{h} \tag{5}$$

1 - 6



図-9 応力状態と曲げモーメント図

ここに,

$$M_c$$
: CFT柱に作用する曲げモーメント(N·mm)

- Q_c : CFT柱に作用するせん断力(N)
- N_c : CFT柱に作用する軸力(N)
- a :シアスパン(mm)
- *he* : CFT柱の接合鋼管への埋込み高さ(mm)
- jrc : RC造部分の応力中心間距離(mm)
- D_{CFT}:CFT柱のせい(mm)
- h : Q_eに対する接合鋼管内のCFT柱に作用する
 支圧反力R₁, R₂間の距離(mm)で次式による.
 h=h_e-h₁-h₂
- h1, h2: R1, R2の作用位置(mm)で次式による.

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



図-10 実験から得られた各部の負担曲げモーメント分布と 式(3)による Mas 算定式との関係

試験体C1, C2を代表例として, R=+1.0%rad.時における各部の負担曲げモーメント分布を図-10に示す.

McrrはCFT柱の負担曲げモーメントで、CFT柱に貼付 した3軸ひずみゲージの計測値からCFT柱の負担せん断 力を求め、3軸ひずみの各測定位置におけるCFT柱の負 担せん断力分布を回帰して得られた1次式を材軸方向に 積分して算出した.図-10中、CFT柱B.PL位置のMcrrの値 と■で示すcalMssとが概ね一致していることから、軸力 比0.2までの範囲であれば式(3)によってMssを概ね評価で きることが分かる.

b) 接合鋼管-CFT柱接合部のせん断耐力

CFT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,接合鋼管内のコンクリ ートのせん断耐力³(式(6)),接合鋼管のせん断降伏耐 力(式(7))のうち,いずれか小さい方の値(式(8))で 決定されるものと考える.

$$_{c}V_{u} = \frac{\phi\lambda\,\nu\sigma_{B}}{2}B_{c}^{\prime}D_{c} \tag{6}$$

$${}_{s}V_{u} = \frac{2t_{p}D_{p}\sigma_{y}}{\sqrt{3}}$$
(7)

1 - 7

$$V_u = \min\left({}_s V_u, {}_c V_u\right)$$

ここに,

tp : 接合鋼管の板厚(mm)

- **D**p : 接合鋼管のせい(mm)
- *ゆ*ん :トラス有効係数
- *v* : コンクリートの圧縮強度有効係数で次式に よる。

$$v = 0.7 - \sigma_B/200$$

- のB: コンクリートの実圧縮強度(N/mm²)
- B'c : 接合鋼管内コンクリートからCFT柱幅を控
 除した幅(mm)
- *D*_c : 接合鋼管内コンクリート部分のせい(mm) で次式による.

$$D_c = D_p - 2t_p$$

式(8)によるせん断耐力計算値を式(9)によって柱せん 断力Q_c(N)に換算し,図-8中,破線で示す.

$$Q_{c} = \frac{V_{u} \left(h + h_{2} + h_{0} \right)}{a + h_{e} + h_{0}} \tag{9}$$

接合鋼管内のコンクリートがせん断破壊した試験体 Cl~C4(試験体C3は正側)については式(6)中の¢ルの値 を0.8とすることで,接合鋼管がせん断降伏した試験体 C5,C6については式(7)により実験結果を安全側に評価 できていることから,式(8)は本柱における接合鋼管-CFT柱接合部のせん断耐力式として妥当であることが分 かる.

(8)

地上25階程度以下,地下2階以上のS造建物において, 地上階のCFT柱の軸力を任意の地下階RC造柱1層のみに 伝達させる柱を開発し,本柱を構造的に成立させるため に,①接合鋼管内CFT柱B.PL直下のコンクリートの支圧 強度確認実験,②接合鋼管内CFT柱の軸圧縮・引抜き耐 力確認実験,③接合鋼管内CFT柱の曲げせん断実験を実 施した.

各実験結果に基づき、本柱の設計に資するコンクリートの支圧強度式、引抜き耐力式、接合鋼管部のせん断耐力式を構築・提案した.

参考文献

- 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) 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
- 3) 金本清臣,山野辺宏冶, 淵本正樹: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,清水建設研究 報告第93号, pp.104-11, 2016.1
- 4)金本清臣、山野辺宏治:地下階に供するハイブリッド構造 柱の構造性能、日本コンクリート工学年次論文集、Vol.38, No.2, pp.1189-1194, 2016.7
- 5) 淵本正樹, 岡田 睦, 金本清臣, 山野辺宏治:地下階に供 するハイブリッド構造柱の構造性能 その1 コンクリート の支圧強度確認実験の概要と結果, 日本建築学会大会学術 講演梗概集, pp.1371-1372, 2016.8
- 6) 岡田 睦, 淵本正樹, 金本清臣, 山野辺宏治:地下階に供するハイブリッド構造柱の構造性能 その2 軸圧縮および引抜き耐力確認実験の概要と結果, 日本建築学会大会学術 講演梗概集, pp.1373-1374, 2016.8
- 7) 金本清臣, 淵本正樹, 岡田 睦, 山野辺宏治:地下階に供 するハイブリッド構造柱の構造性能 その3 曲げせん断実 験の概要と結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1375-1376, 2016.8
- 8) 金本清臣:地下階に供するハイブリッド構造柱, コンクリ ート工学 Vol.55, No.3, pp.232-238, 2017.3

STRUCTURAL PEFORMANCE OF CFT COLUMN-R/C COLUMN JOINTS FOR UNDERGROUND STORY

Kiyo-omi KANEMOTO, Masaki FUCHIMOTO, Mutsumu OKADA and Koji YAMANOBE

In buildings with 25 floors or less aboveground that are supported by concrete filled tube (CFT) columns, axial loads are generally transferred through 2- or 3-story columns to underground steel-reinforced concrete columns. Such construction often is one of the factors that increase construction cost and period. To remedy this, the authors propose hybrid column system implemented in a single underground story to transfer axial loads to CFT columns consisting of steel of large size and concrete. This paper describes an outline and results of experiments carried out on this structure and the results obtained.