# 論文 コンクリート充填極薄肉鋼管短柱の曲げせん断実験

角掛 久雄\*1,山田佳博\*2,菅沼哲\*3,大内一\*4

要旨:幅厚比の大きなコンクリート充填鋼管の土木構造物への適用を見据え,せん断破壊とせん断スパン比 との相関性およびせん断耐力に関して検討を行う。せん断破壊が生じやすく、かつ耐力が小さくなるように 鋼管とコンクリート間にずれ止めを設置しない6体の短柱模型を用いて曲げ・せん断載荷実験を行った。そ の結果、破壊形式はせん断スパン比に依存すること、また、既存のせん断耐力式を準用することでせん断耐 力を評価出来ることが分かった。

キーワード:コンクリート充填鋼管柱,耐力,幅厚比,せん断スパン比

#### 1. はじめに

土木構造物へのコンクリート充填鋼管の適用を考え る時、一般に建築構造物より断面が大きく、軸力レベル も小さいため、大きな幅厚比の鋼管を用いる可能性があ る。一般に用いられているコンクリート充填鋼管構造物 はせん断スパン比が大きいため曲げ破壊が支配的とな り、設計上せん断耐力が問題となることは少ない。しか し、ラーメン橋脚などに適用する場合にはせん断スパン 比が小さくなる場合もあり、せん断に対する配慮も必要 な場合もある。しかし、土木分野の規準 1)ではせん断耐 力に関する明確な取扱いが示されていない。建築学会規 準<sup>2)</sup>ではせん断スパン比 1.0 以下を対象に耐力算定式が 示されているが、幅厚比の制限による制約がある。そこ で,著者らは幅厚比の大きなコンクリート充填鋼管の土 木構造物への適用を見据え、大きな幅厚比を有する梁部 材の曲げ・せん断破壊実験を実施してきた<sup>3,4)</sup>。建築学会 規準での取扱いと同様、せん断スパン比 1.0 以下でせん 断破壊となる結果を得た。しかし,富井らの研究<sup>5)</sup>では, 軸力の存在によりせん断破壊が生じやすくなる傾向が 示されており、柱部材に対する検討も必要である。この ような背景のもと、柱部材を対象にせん断破壊型となる せん断スパン比の上限とせん断耐力の下限値を検討す る目的で, 鋼管幅厚比をパラメータに柱部材模型の3点 曲げせん断載荷実験を行った。

#### 2. 実験概要

本研究における供試体は著者らのコンクリート充填 鋼管の梁部材に対する研究<sup>3,4)</sup>と同様に200 mm×200 mm の正方形断面として CFT 指針<sup>2)</sup> で適用外となる幅厚比 200 (板厚 t=1.0mm)の極薄肉鋼管と適用内となる幅厚比 62.5 (板厚 t=3.2mm)の供試体を製作して載荷実験を行

\*1 大阪市立大学大学院 工学研究科 博(工) (正会員) \*2 (株)竹中工務店 神戸作業所 修(工) (研究当時:大阪市立大学大学院) \*3 大阪市立大学大学院 工学研究科 \*4 大阪市立大学大学院 工学研究科 博(工) (正会員)

う。また、本実験における供試体の鋼管には一切のずれ 止めを設置せず、かつ端部にダイヤフラムを設置してい ないため幅厚比に関係なく CFT 指針の適用外である。た だし、そのことにより鋼管とコンクリートの相互作用は 小さくなり、せん断破壊が生じるせん断スパン比が大き くなり、かつ設計上考慮すべきせん断耐力の下限値を得 ることになると考える。供試体一覧を表-1に示す。供 試体名の数字はtの後が板厚, sの後がせん断スパン比, nの後が軸力比を表す。せん断スパン比は CFT 指針によ るせん断破壊型の1と曲げ破壊型の1.5に対して実施す ることとした。また、軸力Nは充填したコンクリート断 面の軸圧縮耐力 Ncu に対して 0.1, 0.2 倍の軸力を作用さ せる。なお、端部にダイヤフラムを設置していないため、 軸力はコンクリートに直接作用させている。

載荷試験は図-1 に示すように水平方向においた供試 体へ油圧式ジャッキにより軸力を載荷後に中央部を 1.000 kN 万能材料試験機を用いて鉛直方向に漸増載荷を 行い、曲げもしくはせん断破壊が確認されるまで続けた。 計測項目は、図-2 に示すように載荷荷重、支間中央の 変位、せん断スパン中央の鋼管ウェブに等間隔で設置し た3方向ひずみ、および上下フランジひずみである。

表-1 供試体一覧

供試体名	公称板厚	鋼管幅	供試体長	幅厚比	せん断 スパン比	軸力比	
	t	D	L	D/t	a/D	$N/N_{cu}$	
	(mm)	(mm)	(mm)				
t32-s15-n02			700	62.5	1.5	0.2	
t32-s15-n01	2.2	200	700		1.5	0.1	
t32-s10-n02	3.2		500		1.0	0.2	
t32-s10-n01			500		1.0	0.1	
t10-s15-n02			700		1.5	0.2	
t10-s15-n01	1.0		700	200.0	1.5	0.1	
t10-s10-n02			500	200.0	1.0	0.2	
t10-s10-n01			500		1.0	0.1	
ここで α・せん断スパン N・作用軸力 N ・軸圧縮耐力							

なお,**表-2**,**3**にそれぞれ,鋼管とコンクリートの材 料定数を示す。

#### 3. 挙動特性

#### 3.1 破壊進展状況

変位挙動と鋼管の降伏との関係を検討するため,図-3 に荷重と載荷点中央の変位から求めた回転角を示す。 なお、図中にはひずみゲージの計測より得られた、鋼管 のフランジの降伏発生時とウェブ中央の降伏発生時お よび最大荷重時をそれぞれ、□、△、◇で示す。ただし、 フランジの降伏は下フランジに貼り付けた1軸ひずみゲ ージが材料試験時の降伏ひずみに到達した時を示し、ウ ェブ中央の降伏はせん断スパンのウェブ中央に貼り付 けた3軸ひずみゲージより応力を算定し Mises 応力が材 料試験の降伏応力に達した時を示す。算定時の仮定は (1) 平面応力状態;(2) 弾性構成則にはフックの法則を 用いる;(3) 関連流動則を用いる;(4) 硬化則には等方

硬化則を用いる。 図よりほとんどの供試体でフランジ,ウェブの順で降

伏後,最大荷重になった。しかし、せん断スパン比 1.0

ではせん断スパン比 1.5 と比べてフランジ降伏後すぐに ウェブも降伏し最大荷重に到達している。さらに,最大 荷重以後は急激に荷重が低下しており,せん断破壊型の 傾向を示している。端部にダイヤフラムを設置して鋼管 からコンクリートの抜け出しを拘束した実験<sup>3)</sup>では斜め ひび割れが生じても,急激な荷重低下は見られず,靭性 が確保されたため本実験結果とは異なる現象となった。

せん断スパン比による変形状況の違いを示すため,図 -4にt10-s15-n02とt10-s10-n02の載荷終了後の変形状況 を示す。せん断スパン比 1.5 では(t10-s15-n02 では左側 に大きな斜めひび割れが生じてはいるが),中央付近で V 字のように折れ曲がっている。しかし,せん断スパン比 1.0 では左側の載荷点でずれが生じているような変形と なっており,明らかに変形状態(破壊性状)が異なる。 なお,端部拘束をしていないため,すべてにおいて鋼管 からコンクリートの抜け出しが若干見られた。

そこで,実験後の全供試体の損傷状況一覧を表-4 に 示す。図-3,4 における変形性状ならびに鋼管とコンク リートの損傷を踏まえると幅厚比にかかわらず,せん断 スパン比1.5では1)最大荷重到達後の荷重低下が少なく,



図-3 荷重-変位関係





(a) 鋼管側面





(b) コンクリート側面

(1) t10-s15-n02

(b) コンクリート側面(2) t10-s10-n02

図-4 曲げ破壊型とせん断破壊型の変形状況

	最大荷重		鋼管			コンクリート		
供試体名	$P_{\text{max}}$	上フランジ	下フランジ	ウェブ	曲げ	斜め	載荷点	破壊性状
	(kN)	局部座屈	破断	せん断座屈	ひび割れ	ひび割れ	圧縮破壊	
t32-s15-n02	617	0	0	×	0	0	0	せん断損傷を伴う曲げ破壊
t32-s15-n01	613	0	0	$\times$	0	0	0	せん断損傷を伴う曲げ破壊
t32-s10-n02	730	×	×	×	0	0	0	せん断破壊
t32-s10-n01	693	$\times$	×	$\times$	0	0	0	せん断破壊
t10-s15-n02	274	0	0	×	0	0	0	せん断損傷を伴う曲げ破壊
t10-s15-n01	252	0	0	×	0	×	0	曲げ破壊
t10-s10-n02	368	0	×	×	0	0	0	せん断破壊
t10-s10-n01	394	0	×	×	0	0	0	せん断破壊
t32-s10-n02 t32-s10-n01 t10-s15-n02 t10-s15-n01 t10-s10-n02 t10-s10-n01	730 693 274 252 368 394			× × × × ×			© ○ ○ ○ ○ ○ ○	せん断破壊        せん断破壊        せん断損傷を伴う曲げ        曲げ破壊        せん断破壊        せん断破壊

表-4 破壊荷重および破壊形式

注:◎損傷が大きい, ○損傷がある, ×損傷がない

2) 中央付近での曲げひび割れが激しく、その位置での鋼 管の伸びが見られ,破断に至っているため,曲げ破壊と 定義した。せん断スパン比1.0では1)せん断スパン比1.5 に比べ,最大荷重到達後の荷重低下が大きく,2)鋼管ウ ェブの降伏と最大荷重の大きさと変位が近似しており, 3)斜めひび割れに併せて部材としてずれが生じる形で変 形しているため、せん断破壊と定義した。しかし、せん 断スパン比 1.5 でも斜めひび割れが発生しているものも あり、せん断損傷が生じる場合もあることが確認できた。 そのため、本供試体の様な条件の場合はせん断スパン比 1.0以上1.5未満において曲げ破壊とせん断破壊が混在す ると考えられる。また、曲げ破壊時に斜めひび割れが必 ず発生するわけではないことから,あえて,斜めひび割 れの生じたものはせん断損傷を伴う曲げ破壊と定義し た。なお、鋼管ウェブにせん断座屈が生じなかったのは、 ずれ止めがないことによる鋼管の変形に対する拘束が 小さいためと考えられ、本供試体ではせん断損傷をコン クリートの斜めひび割れの発生の有無で判断すること とした。

## 3.2 鋼管の応力

幅厚比の違いによる耐荷機構を検討するため,前述した下フランジの降伏時と最大荷重時の鋼管のせん断スパン中央点の応力値(せん断応力 τ<sub>xy</sub>と最大主応力 σ<sub>1</sub>)を表-5に示す。併せて,材料試験時の1軸降伏強度とせん断降伏強度および局部座屈強度を示す。表より,せん断応力は板厚3.2mm(幅厚比62.5)の場合,最大荷重時において局部座屈強度程度となり,板厚1.0mm(幅厚比200)はフランジ降伏時で一部が局部座屈強度以上となり,最大荷重時は全て局部座屈強度以上となった。幅厚比の大きい方が,幾分せん断応力が大きくなる傾向が見られる。また,ウェブの最大主応力は板厚3.2mmの場合は幅厚比によらず主応力値は同様な値となり,板厚1.0mmより主応力面の角度が大きくなっている。

そこで,幅厚比によるウェブの挙動の違いを見るため, t32-s15-n02とt10-s15-n02のウェブ中央(図-2のM1~5) の水平方向応力 σ<sub>x</sub>の履歴を図-5に示す。図より,板厚 3.2mm の場合は断面中央のM3付近が中立軸となって分 布しているのに対して,板厚 1.0mm は曲げひび割れに伴

加马卜儿,有	1軸 降伏強度	せん断 降伏強度	局部 座屈強度		フランジ	"降伏時		最大荷重時			
供試体名	$f_{\rm sy}$	$f_{\rm svy}$	$f_{\rm slb}$	荷重	$ au_{xy}$	$\sigma_1$	α	荷重	$ au_{\mathrm{xy}}$	$\sigma_1$	α
(MPa	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(kN)	(MPa)	(MPa)	(deg)	(kN)	(MPa)	(MPa)	(deg)
t32-s15-n02	354.0	204.4	169.1	573.9	139.2	159.8	47.1	617.4	180.0	223.0	50.4
t32-s15-n01			169.1	534.1	139.0	165.5	47.4	613.3	167.4	211.4	45.7
t32-s10-n02			176.4	712.3	161.2	184.1	63.6	729.5	171.4	208.7	61.1
t32-s10-n01			175.7	692.8	160.4	212.2	63.7	693.1	157.0	203.4	64.5
t10-s15-n02		16.5 125.0	78.0	213.6	64.2	130.5	38.6	273.8	80.9	225.0	26.2
t10-s15-n01	216.5 125.0		78.0	184.5	104.6	150.5	41.6	252.0	79.2	222.2	24.7
t10-s10-n02			81.4	334.1	79.2	66.7	44.5	368.4	121.4	145.1	50.1
t10-s10-n01		81.4	260.9	54.0	65.4	39.0	393.9	98.4	173.8	27.2	

#### 表-5 降伏時および最大荷重時の供試体中央の応力









い,中立軸が上側に移行しており,最大荷重時は M1 と M2 の間となっている。つまり,板厚 1.0mm の場合は鋼 管がコンクリートと一体で変形しているのに対して,剛 性のある板厚 3.2mm の場合は板厚 1.0mm に比べて明ら かにコンクリートと一体的な挙動をしていないと考え られる。

### 4. 耐力

#### 4.1曲げ耐力

既存の算定耐力評価式との比較を行うものとするが, 現行の土木分野の規準<sup>1)</sup>では鋼とコンクリートのずれを 考慮した断面分割法などの数値解析により耐力を算定 することを推奨しているが,ここでは,ずれによる影響 を考慮しない全塑性状態とした簡易算定耐力との比較 を行うこととした。そのため,適用範囲外の構造ではあ るが,一般化累加強度による簡易手法が提案されている CFT 指針の短柱(有効座屈長が断面高さの4倍以下)の 曲げ耐力評価式による算定値をここでの指標として比 較を行った。以下にコンクリート部と鋼管それぞれの算 定式を示す。

$$M_{cu} = (D_c - x_n) D_c x_n \gamma_{cU} f_{cd}$$
(1)

 $M_{su} = Dt(D-t)f_{sy} + 2t(D_c - x_n)x_n f_{sy}$  (2) ここに、 $D_c$ はコンクリート高、 $x_n$ はコンクリート圧縮 縁から中立軸までの距離、 $\gamma_{cU}$ はコンクリートの強度低 減係数。

図-6 に曲げ破壊が生じたせん断スパン比 1.5 のみの 供試体の実験時最大荷重と算定曲げ耐力の比を示す。図 より,板厚 3.2mm の場合は耐力比がおよそ 1.1 となり, 非常に近似した値となった。板厚 1.0mm においてもおよ そ 1.4, 1.5 と安全側で良好な結果が得られた。この板厚 (幅厚比)による影響は,上述した鋼管ウェブの応力分 布や履歴より板厚 1.0mm の場合,鋼管とコンクリートが 一体挙動していることがより安全側の結果となったと 考えられる。

#### 4.2 せん断耐力

せん断耐力に対する既存の算定耐力式は曲げ耐力同 様,一つの指標として CFT 指針によるせん断耐力評価式 (鋼管の曲げせん断耐力式:文献 2)式(3.6.3)と充填コン クリート部のせん断耐力:文献 2)式(3.6.5)の累加式。詳 細は省略する。)と土木学会における評価式を適用する。 ただし、土木学会において、現行の規準<sup>1)</sup>では CFT 部材 に対するせん断耐力の評価式が定義されていないこと から,鋼管のせん断耐力とコンクリートのせん断耐力の 累加強度をせん断耐力として検討することとした。

土木学会の旧規準<sup>n</sup>では合成柱において鋼管のみでせ ん断力に抵抗するものとしてせん断耐力を定義してい たことから,鋼管のせん断耐力は旧規準を準用し,鋼管 ウェブの局部座屈強度もしくはせん断降伏強度に鋼管 ウェブの断面積を乗じたものを鋼管のせん断耐力とす る。以下に式を示す。

$$V_{uslb} = \tau_{slb} \cdot A_w \tag{3}$$

$$V_{uswy} = \tau_{swy} \cdot A_w \tag{4}$$

ここに、 $\tau_{slb}$ は局部座屈強度<sup>6)</sup>、 $\tau_{swy}$ はせん断降伏強度、  $A_w$ はウェブの断面積。

コンクリート部はせん断スパン比が小さく,コンクリ ートの破壊状況を見るとアーチリブもしくは圧縮スト ラットが形成されているものと考えられる。せん断補強 鋼板の無い鋼コンクリートサンドイッチ構造において, せん断スパン比が小さいと RC のディープビーム<sup>80</sup>の耐 力推定法で評価できる<sup>90</sup>と報告があることもあり, RC に見立てて式(5)に示すディープビーム式をコンクリー ト部のせん断耐力として適用することとする。

$$V_{cdd} = 0.19 \sqrt{f_{cd}^{'} \beta_d \beta_n \beta_p \beta_a D_c d / \gamma_b}$$
(5)

$$\beta_p = \frac{1 + \sqrt{100 \, p_v}}{2} \tag{6}$$

ここで、 $\beta_p$ :引張鋼材比 (ダウエル効果)の係数、 $p_v$ : 引張鋼材比 (引張フランジのみ考慮)、 $\beta_d$ :有効高の 係数、 $\beta_n$ :軸力の係数、 $\beta_a$ :せん断スパン比の係数、 d:有効高、 $\gamma_b$ :部材係数 1.3

ただし、ずれ止めを設置していないことから、ダウエ ル効果を考慮しない ( $p_v=0$ :引張鋼材を無視)場合のせ ん断耐力 $V_{cdd1}$ と考慮した(通常式を用いた)場合のせん 断耐力 $V_{cdd2}$ をそれぞれ算定した。なお、耐力算定時の コンクリートと鋼管それぞれの作用軸力は幅厚比に一 体的な挙動の違いを考慮せず幅厚比ごとに一定とした。

まず,鋼管負担分のせん断耐力を比較する。ここでは, せん断損傷が見られたせん断スパン比 1.5 も比較を行う

~~~~	5 317 E • 7 11						
	最大荷重	算定せん断耐力(kN)					
供試体名	時作用せん 断力(kN)	CFT指針	局部 座屈強度	せん断 降伏強度			
	V <sub>smax</sub>	V <sub>usCFT</sub>	V <sub>uslb</sub>	V <sub>uswy</sub>			
t32-s15-n02	193.8	191.9	208.3	251.0			
t32-s15-n01	171.1	188.4	208.3	251.0			
t32-s10-n02	188.8	240.8	216.6	250.2			
t32-s10-n01	197.1	230.3	213.1	247.2			
t10-s15-n02	33.0	36.2	30.9	49.5			
t10-s15-n01	31.1	33.8	30.9	49.5			
t10-s10-n02	42.3	44.5	32.3	49.5			
t10-s10-n01	43.7	49.7	32.3	49.5			

表-6 鋼管の作用せん断力とせん断耐力

こととしたが、せん断破壊型のせん断スパン比 1.0 の供 試体に対する結果には網掛けをして強調している(表-7 も同様)。鋼管に作用するせん断力は鋼管ウェブに貼り 付けたひずみゲージより得られたせん断応力を平均し, 鋼管ウェブの断面積を乗じて算定した。そのため、CFT 指針において、鋼管は曲げせん断耐力としてせん断耐力 を算定しているため、条件が異なるが最終的に累加強度 を比較する上での参考として示している。表-6 にそれ ぞれの結果を示す。表より、板厚 3.2mm の場合はすべて 局部座屈強度によるせん断耐力より1割程度小さな作用 せん断力となった。それに対して板厚 1.0mm の場合で軸 力有りの場合は局部座屈強度によるせん断耐力以上せ ん断降伏強度以下となった。この板厚による違いも上述 してきたように鋼管としての剛性の小さな板厚 1.0mm の場合はコンクリートの変形に追随して変形が生じて いたことによるためと考えられる。CFT 指針によるせん 断耐力は板厚 3.2mm のせん断スパン比 1.0 を除いて非常 に近い値となった。

次に実験時の最大荷重から,表-6 で算出した鋼管の 負担せん断力を除いた分をコンクリートの作用せん断 力とし,CFT 指針の無筋コンクリート柱としてのせん断 耐力とディープビーム式によるせん断耐力と併せて表 -7 に示す。表よりディープビームの耐力式による値が 良好な結果を得た。このことは、ずれ止めを設置してい ないが、圧縮軸力を作用させていることがある程度の抜 け出し防止をするため、鋼管とコンクリートのせん断変 形に対する一体的な挙動を促し、鋼管フランジは kinking による引張軸力でせん断に抵抗するダウエル効果があ る程度生じたものと考えられる。CFT 指針の耐力やダウ エル効果を無視したディープビームの耐力は総じて小 さな耐力となった。

そこで、部材としてせん断耐力の比較を行うため、図 -7に実験時最大荷重の算定せん断耐力比を示す。なお、 各せん断耐力は前述してきた CFT 指針によるものと鋼 管の局部座屈強度によるせん断耐力とディープビーム 式(ダウエル効果を考慮した場合(通常式)としない場

表-7 コンクリートの作用せん断力とせん断耐力

	最大荷重	算定せん断耐力(kN)					
供試体名	時作用せん	CET地社	ディープビーム				
	断力(kN)	CLII目刊	ダウエル無視	通常式			
	V <sub>cmax</sub>	V <sub>ucCFT</sub>	V <sub>cdd1</sub>	V <sub>cdd2</sub>			
t32-s15-n02	114.9	69.9	35.7	80.9			
t32-s15-n01	135.6	63.1	34.2	77.6			
t32-s10-n02	176.0	102.3	58.2	131.8			
t32-s10-n01	149.4	92.3	55.9	126.1			
t10-s15-n02	103.9	62.8	49.5	84.5			
t10-s15-n01	94.9	45.0	42.0	71.7			
t10-s10-n02	141.9	92.2	80.5	137.5			
t10-s10-n01	153.2	66.5	68.3	116.6			



図-7 実験時最大荷重の算定せん断耐力比

合)によるコンクリートのせん断耐力の累加強度とする。 図より、曲げ破壊型のせん断スパン比 1.5 では累加強度 は実験時最大荷重より小さくなり安全側となった。ただ し、通常のディープビーム式の累加強度は 1.07~1.23 と 実験時最大荷重程度となった。せん断スパン比 1.0 以下 では板厚 3.2mm の場合、CFT 指針が 1.06~1.07、ディー プビーム式の累加強度が 1.02~1.05 と非常に良好な結果 となった。板厚 1.0mm の場合、すべてにおいて安全側の 実験時最大荷重以下となった。しかし、ディープビーム 式の累加強度が 1.09~1.32 と良好な結果となった。CFT 指針とダウエル効果を無視したディープビーム式の累 加強度はそれに比べてやや大きな値となった。

よって、幅厚比が大きく、鋼管からコンクリートの抜 け出しの拘束が不十分な場合、せん断スパン比 1.5 未満 では設計せん断耐力は鋼管ウェブの局部座屈強度から 算出した鋼管のせん断耐力と RC に見立てたディープビ ーム式から算出したコンクリートのせん断耐力の累加 強度が最も適切と考えられる。

# 5. まとめ

せん断スパン比,幅厚比,軸力比をパラメータに鋼と コンクリートにずれ止めを設けないコンクリート充填鋼 管短柱模型を用いて対称3点載荷実験を行い,破壊形式 と耐力について検討を行った。得られた結果を以下にま とめる。

- 幅厚比に関わらず、せん断スパン比 1.5 ではせん断 損傷を伴う曲げ破壊となり、せん断スパン比 1.0 で はせん断破壊を示した。そのため、せん断スパン比
   1.0以上1.5未満ではせん断破壊と曲げ破壊の混在型 となると考えられる。
- 幅厚比が大きくなるほど鋼管とコンクリートは一 体的な挙動を示す。
- 曲げ耐力は全塑性状態を考慮した一般化累加強度 で安全側に評価できる。

- 4) 鋼管ウェブのせん断応力から算定したせん断力は 板厚 3.2mm の場合は局部座屈強度によるせん断耐 力より若干小さくなり、板厚 1.0mm の場合は局部座 屈強度によるせん断耐力以上となった。
- 5) せん断スパン比 1.5 未満ではせん断耐力は鋼管ウェ ブの局部座屈強度から算出した鋼管のせん断耐力 と RC に見立てたディープビーム式から算出したコ ンクリートのせん断耐力の累加強度で表すことが できる。

#### 参考文献

- 1) 土木学会: 2009 年制定複合構造標準示方書, 2009
- 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
- 角掛久雄,脇坂和征,園田恵一郎,小林治俊:大幅 厚比を有する角形コンクリート充填鋼管部材のせ ん断耐荷力に関する基礎的研究,応用力学論文集, 土木学会, Vol.5, pp.377-384, 2002
- 小林靖典,角掛久雄,大内一:大幅厚比角形コンク リート充填鋼管部材の力学性状に関する研究,コン クリート工学年次論文報告集,Vol. 29, pp. 1369-1374, 2007
- Masahide Tomii and Kenji Sakino : Experimental studies on concrete filled square steel tubular beam-columns subjected to monotonic shearing force and constant axial force, 日本建築学会論文報告集, 第 281 号, pp. 81-93, 1979
- 6) 土木学会:2007 年制定鋼·合成構造標準示方書,2007.
- 7) 土木学会:鋼構造シリーズ 9 鋼構造物設計指針
  PART-B 合成構造物, 1997
- 8) 土木学会:2007 年制定 コンクリート標準示方書 (設計編),2007
- 9) 土木学会:コンクリートライブラリー73 鋼コンク
  リートサンドイッチ構造設計指針(案),1992