

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

Basic Study on Shear Capacity of CFT Members with a Large Width-thickness Ratio of Steel Plate

角掛久雄¹, 脇坂和征², 園田恵一郎³, 小林治俊⁴

Hisao TSUNOKAKE, Kazumasa WAKISAKA, Keiichiro SONODA, and Harutoshi KOBAYASHI

¹修(工) 大阪市立大学大学院助手 工学研究科都市系専攻(〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)

²修(工) 大阪市立大学大学院 工学研究科土木工学専攻(現; 日本工営)(〒330-0801 さいたま市土手町1-2)

³工博 大阪工業大学教授 八幡工学実験場(〒614-8289 京都府八幡市美濃山一の谷4)

⁴工博 大阪市立大学大学院教授 工学研究科都市系専攻(〒558-8585 大阪市住吉区杉本3-3-138)

This study is intended to investigate the shear capacity and shear failure mode of the concrete filled steel tubular (CFT) members with a large width-thickness ratio of steel plate. Six specimens used have a square cross section and 200 or 250 of width-thickness ratio of steel plate. The beam specimens simply supported were tested, in shear-span ratios ranging from 0.75 to 2.0, by a two-point loading method. Only the specimen with 0.75 of shear-span ratio showed a clear shear failure mode. The shear capacities of these specimens amounted to 4.61 times as large as the values predicted by the current codes of CFT members in which the shear capacity assumes to be yielded by only steel section. Discussions are made on the shearing rate of shear strength into steel section and core concrete. And it is suggested that the shear capacity of CFT member may exceed the simply cumulative strength of steel webs and core concrete by virtue of a confinement effect.

Key words: CFT, shear capacity, large width-thickness ratio, composite structure

キーワード: コンクリート充填鋼管, せん断耐荷力, 大幅厚比, 合成構造

1. はじめに

兵庫県南部地震以降, 特に橋脚においては脆性破壊を防ぐことが強く望まれており, 靱性を向上させることにより橋脚の崩壊をできるだけ防ぐような構造が必要不可欠となっている. コンクリート充填鋼管(Concrete Filled Steel Tubular, 以後 CFT と呼ぶ)構造は従来の鋼管構造に比べて, 靱性や耐荷力の向上などの優れた特徴を有しているため, 近年は土木構造物に CFT 構造が多く採用されるようになってきている. 特に鋼製橋脚, 上部工の主桁, 杭基礎および橋脚柱部の鋼板巻き立て補強など, 主に橋梁構造物に採用されることが多く, 耐震構造には有用な部材とされている.

土木分野における CFT 構造物の既往の設計基準[1-4]は, すべてにおいて曲げ耐力はコンクリートを考慮し(鉄筋コンクリート換算), せん断耐力は鋼部材のみを考慮して充填コンクリートを無視しているのが現状である. この理由は, 充填コンクリートのせん断耐力機構が複雑であること, および CFT 部材は単柱橋脚に適用されることが多く, せん断スパン比が大きいと曲げ破壊が支配す

るので, せん断耐力が設計上大きな問題となることが無いことによるものと思われる. しかし, ラーメン橋脚に CFT を適用すると柱および梁の端部において, せん断力が卓越する場合は考えられ, このような場合にせん断に対して充填コンクリートを考慮しないことは過大な設計であり不経済になると考えられる. 建築分野における CFT の研究[5,6]は土木分野より多く行われており, 既往の設計基準[7,8]ではせん断耐力は鋼とコンクリートの累加強度式として充填コンクリートを考慮したものとなっている. ただし, 一般に建築分野においては幅厚比が土木分野のものに比べて小さく, 100 以下での研究がほとんどである. また, 土木構造物には幅厚比が 100 以上であるものが多いにも関わらず, 土木分野の研究においても 100 以下がほとんどであり, かつせん断についてはほとんど研究がなされていないのが現状である.

そこで, 本研究では幅厚比の大きな CFT 部材を対象にせん断力に対する耐荷力機構を明らかにする必要性から, ラーメン橋脚に多く用いられている角形 CFT 部材に着目し, 基本的な正方形 CFT 部材の実験を行い, せん断耐荷力に関する考察を行った. 本実験では, 基本特性に着

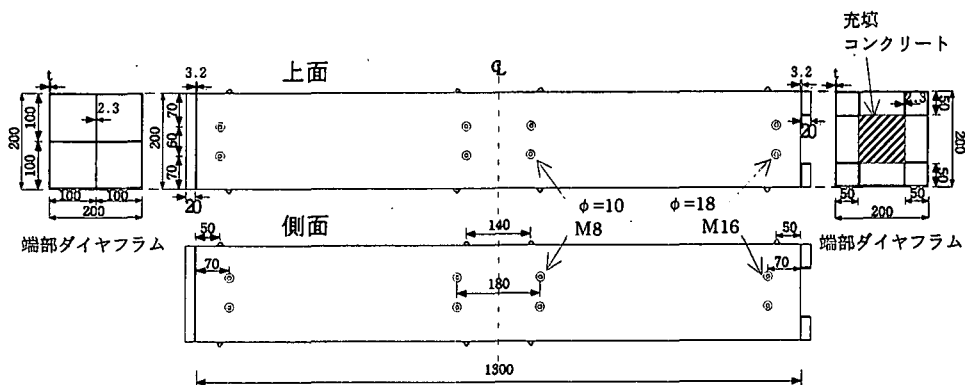


図-1 試験体概要 (単位: mm)

目し, 鋼とコンクリートの間にはずれ止めの設置はせず, 純粹に鋼管内にコンクリートを充填しただけでのせん断力に対する効果を検討することにした. そのため, 極力パラメーターを少なくして, 正方形鋼管の板厚は全周同一の構造とし, 幅厚比とせん断スパン比の2点のみをパラメーターとしている.

2. 実験方法

2.1 実験の概要

載荷試験は, 大幅厚比を有する角形 CFT 部材の理論上の耐力値との比較・検証や, 鋼とコンクリートのせん断力の分担比率の検証および全周同一板厚鋼管の幅厚比やせん断スパンの比の違いによって CFT 部材がどのような破壊形式をとるのか検証を行うことを目的として実施した. 試験体は図-1 に示すように, 正方形断面 200 mm×200 mm, 長さ 1,300 mm の梁である. 実際の土木構造物は幅厚比が 100 以上のものが多くあり, 鋼板巻き立て補強橋脚では 200 以上になるものもある. そこで, 本研究においては大幅厚比に着目することとし, 幅厚比 200 および 250 の試験体を用いて載荷実験を行うこととした. 試験体はスタッド等による鋼とコンクリートの付着特性による合成効果の影響を加味せず, 基本構造として一切ずれ止めを設置していない鋼管内にコンクリートを充填させた構造である. ただし, 打設時の間隔保持材およびコンクリートの抜け落ちを防ぐためにせん断スパンを避けて貫通ボルト (M8, M16) をセパレータとして設置した. また, 端部に関してもダイヤフラムを取り付けることで定着破壊しないように補強している.

載荷試験は図-2 に示すように水平方向においた試験体の中央部に 1,000 kN 万能材料試験機を用いて 2 点載荷で鉛直方向に片側繰返し載荷を行い, 曲げもしくはせん断破壊が確認されるまで載荷を続けた. パラメーターの一つであるせん断スパン比は, 文献[7]においてせん断スパン比 1.0 以下の場合にせん断破壊が生じることが示されていることから, 曲げ破壊型, 曲げ破壊型とせん断破壊型の境界付近, せん断破壊型のせん断スパン比で載荷を行うこととし, 2.0, 1.0, 0.75 とした. 表-1 には用い

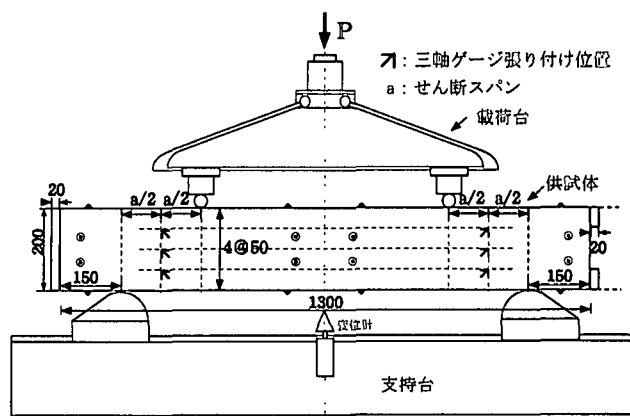


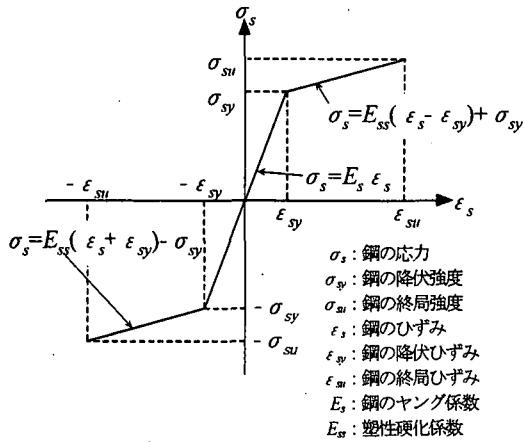
図-2 載荷試験装置 (単位: mm)

表-1 試験体一覧

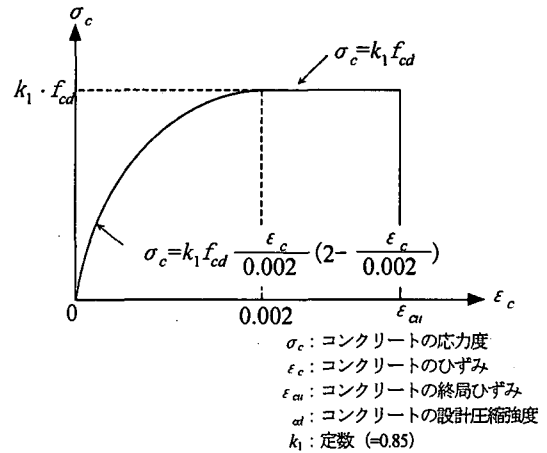
試験体名	せん断スパン比	幅厚比	板厚 (mm)
S2.00-T1.0	2.00	200	1.0
S2.00-T0.8	2.00	250	0.8
S1.00-T1.0	1.00	200	1.0
S1.00-T0.8	1.00	250	0.8
S0.75-T1.0	0.75	200	1.0
S0.75-T0.8	0.75	250	0.8

表-2 材料定数

鋼板厚 1.0 mm (SS400)			
降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	ポアソン比
198.0	324.4	186	0.35
鋼板厚 0.8 mm (SS400)			
降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	ポアソン比
200.7	327.2	186	0.33
コンクリート			
圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	ポアソン比
18.9	1.15	18.4	0.20



(a) 鋼



(b) コンクリート

図-3 応力-ひずみ曲線

た6つの試験体一覧を示しており、せん断スパン比 S と板厚 T の種別によって試験体名を区別している。また、表-2は試験体に用いた鋼管と充填コンクリートの材料定数である。

載荷試験時の計測項目は、図-2に示すように(1)載荷荷重、(2)支間中央の変位、(3)せん断スパン中央の鋼管ウェブに50mm間隔で左右、裏表に設置した3方向ひずみ、および(4)純曲げ区間中央の上下フランジひずみである。なお、支間中央の変位は部材回転角と破壊形式等の関係を検討するため、ウェブの3軸ひずみゲージは載荷時に鋼材が負担するせん断力等を検討するため、さらに上下フランジのひずみは曲げによる鋼管の影響を検討するものである。

2.2 耐力力の算定

曲げ耐力の算定は部材断面の曲げモーメント-曲率関係を平面保持の仮定に基づいてファイバーモデル[9]を用いて行った。この時、鋼板の応力-ひずみ関係は材料試験から図-3(a)のようにバイリニア型に近似させてモデル化し、降伏後の勾配は板厚1.0, 0.8mmの場合に対してそれぞれ、174, 134 GPaとしている。本実験ではせん断力に着目していることから、曲げ耐力は実験を行う上での一つの基準値として捉えているので、コンクリートについては標準的なものを採用することとして、文献[1, 2]で示されている図-3(b)の関係を用いた。なお、算定時のファイバーモデルでの分割数は20分割としている。

せん断耐力は、土木学会の基準[1, 3]では鋼管のみの耐力となるが、本研究ではコンクリートの分担も考慮して比較検討を行うため、鋼管とコンクリートについてそれぞれ耐力を算出し、それらの累加強度をせん断耐力とした。すなわち、鋼管部のせん断耐力 P_{su} については文献[1]を参照し、以下の式で算出した。

$$P_{su} = \tau_{cul} A_w \quad (1)$$

$$\tau_{cul} = \tau_u \quad (R_r \leq 0.35)$$

$$\tau_{cul} = (0.6/R_r)^{0.32} \phi_p \tau_u \quad (R_r > 0.35) \quad (2)$$

$$R_r = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k}} \sqrt{\frac{F}{E_s}} \frac{b}{t} \quad (3)$$

$$k = 5.34 + 4.0(b/a)^2 \quad (a/b > 1)$$

$$k = 4.0 + 5.34(b/a)^2 \quad (a/b \leq 1) \quad (4)$$

以上において、 τ_{cul} は局部座屈強度、 A_w は鋼管ウェブの断面積、 τ_u は鋼材のせん断強度、 R_r は幅厚比パラメーター、 μ は鋼材のポアソン比、 F は鋼材の材料強度、 k は座屈係数、 a, b はそれぞれ縦、横方向の固定縁間距離である。また、コンクリートのせん断耐力は、本研究では軸力を載荷していないことから、文献[7]で規定されている算出法は適用できない。そこで、RC構造に換算して算出することにし、せん断スパン比が小さく、全周鋼管で覆われていることを考慮し、文献[2]で示されている3つの算出法を適用した。すなわち、(a)標準的なRCに用いるせん断耐力 P_{cd} 、(b)ディープビームによるせん断耐力 P_{dd} 、および(c)斜め圧縮破壊耐力 P_{wcd} の3種類である。それぞれの算出式を以下に示す。

$$P_{cd} = 0.20 \beta_d \beta_p \beta_n \sqrt{f'_{cd}} b_w d / \gamma_b \quad (5)$$

$$P_{dd} = 0.19 \beta_d \beta_p \beta_a \sqrt{f'_{cd}} b_w d / \gamma_b \quad (6)$$

$$P_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} b_w d / \gamma_b \quad (7)$$

ここで、 $\beta_d, \beta_p, \beta_n, \beta_a$ はそれぞれ有効高、鉄筋比、曲げモーメント、せん断スパン比に対する係数であり、また、 b_w は幅、 d は有効高さ、 f'_{cd} はコンクリートの設計圧縮強度、 γ_b は部材係数である。表-3に得られた耐力の結果を示すが、安全率を考慮せず部材係数を $\gamma_b = 1.0$ として算出している。表-3の結果より、せん断スパン比が0.75および1.0の場合の標準RCを除いて累加せん断耐力の方が曲げ耐力より大きな値を示すことになった。

3. 実験結果

3.1 試験体の破壊状況

載荷試験終了時の側面から見た鋼管の状況とコアコン

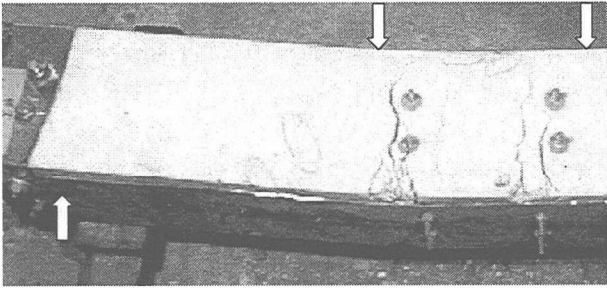
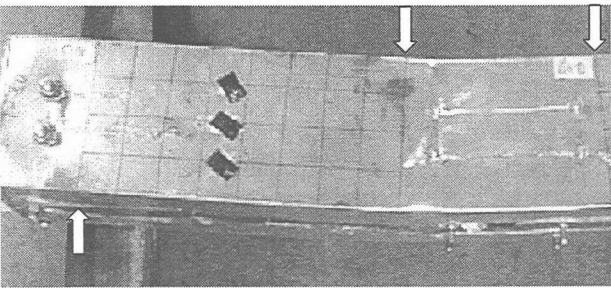
クリートの状況を図-4に示す。ただし、幅厚比による破壊状況の違いがほとんど見られなかったため、幅厚比250（板厚0.8 mm）の場合のみ示した。また、図に示す矢印は上側が荷重位置、下側が支点位置を示す。

せん断スパン比2.0および1.0の場合は、せん断スパン内において特に大きな変形（形状変化）は見られず、純

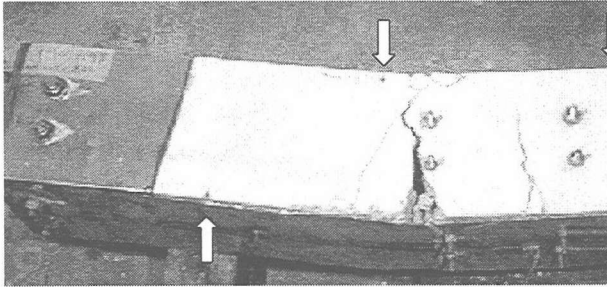
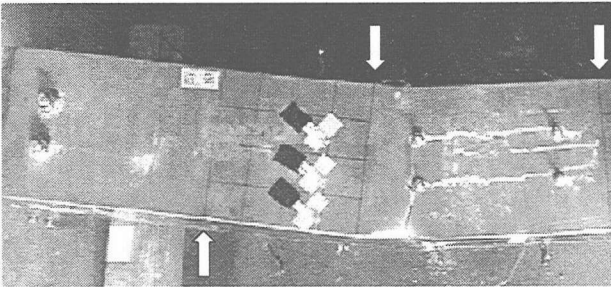
曲げ区間のみに下フランジの大きな亀裂やコアコンクリートのひび割れが発生しており、せん断スパン比2.0の場合は表-3に示す算定耐力値の結果と同様に曲げ破壊が生じたことが分かる。それに対してせん断スパン比0.75の場合にはせん断スパン内で大きな変形が生じており、コアコンクリートは荷重位置から支点位置へ大きな

表-3 算定耐力値

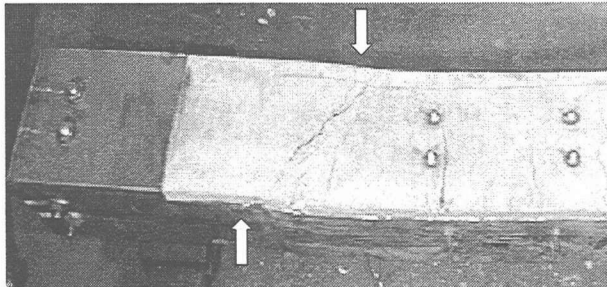
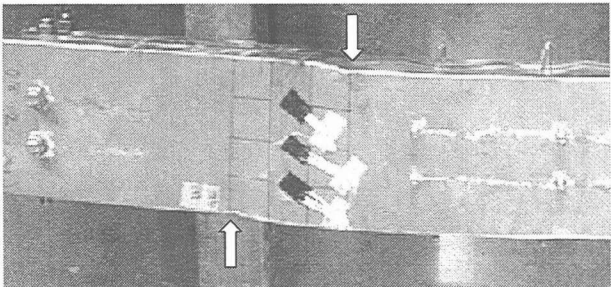
試験体名	曲げ耐力 P_m (kN)	せん断耐力						
		鋼管 P_{ss} (kN)	コンクリート (kN)			累加せん断耐力 P_s (kN)		
			標準 RC P_{cd}	ディープ ビーム P_{dd}	斜め圧縮 破壊 P_{wcd}	標準 RC $P_{ss}+P_{cd}$	ディープ ビーム $P_{ss}+P_{dd}$	斜め圧縮 破壊 $P_{ss}+P_{wcd}$
S2.00-T1.0	98.0	51.3	49.6	76.9	426.1	100.9	128.2	477.4
S2.00-T0.8	78.2	38.6	46.2	71.6	427.8	84.8	110.2	466.4
S1.00-T1.0	196.1	54.6	49.6	192.2	426.1	104.2	246.8	480.7
S1.00-T0.8	156.3	41.1	46.2	179.1	427.8	87.3	220.2	468.9
S0.75-T1.0	261.4	57.9	49.6	246.0	426.1	107.5	303.9	484.0
S0.75-T0.8	208.4	43.6	46.2	229.3	427.8	89.8	272.9	471.4



(a) S2.00-T0.8 試験体



(b) S1.00-T0.8 試験体



(c) S0.75-T0.8 試験体

(1) 鋼管ウェブ部

(2) コンクリート部

図-4 実験終了時の試験体写真（幅厚比250）

ひび割れが発生している。純曲げ区間においてもコアコンクリートにはひび割れが発生しているが、全体の變形状態は曲げ變形の影響よりも載荷位置から支点位置にかけてのせん断變形の影響の方が大きい。このことからせん断スパン比 0.75 の場合の破壊形式は曲げ破壊を伴うせん断破壊型と考えられる。ただし、すべての試験体において、ウェブにはせん断座屈は生じなかった。また、上フランジにおいては、純曲げ区間に局部座屈が生じたが、耐力への影響はあまり見られず座屈発生後も載荷荷重を増加することが出来た。本実験に用いた大幅厚比を有する CFT 部材においても文献[7]で示されているようにせん断スパン比 1.0 以上ではせん断破壊が生じない結果となった。

3.2 荷重-下フランジひずみ

図-5に幅厚比250の場合の荷重と支間中央の下フランジのひずみ関係を示した。なお、幅厚比200の場合は計測ミス等があり図示していない。図においてせん断スパン比0.75の場合が最も大きなひずみを生じている。これは曲げ破壊となった場合、形状保持等のためのボルト孔が弱点となりその箇所から裂けるという現象が生じてし

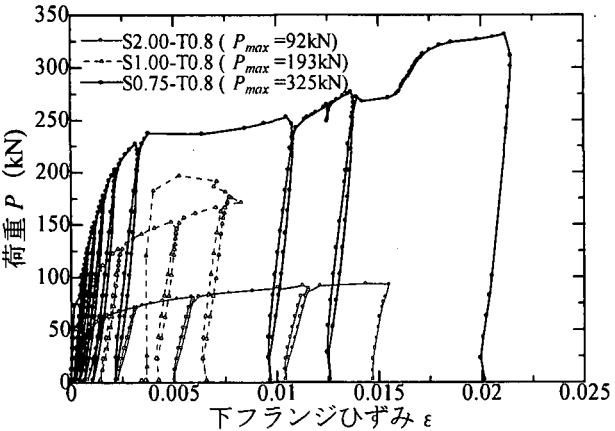
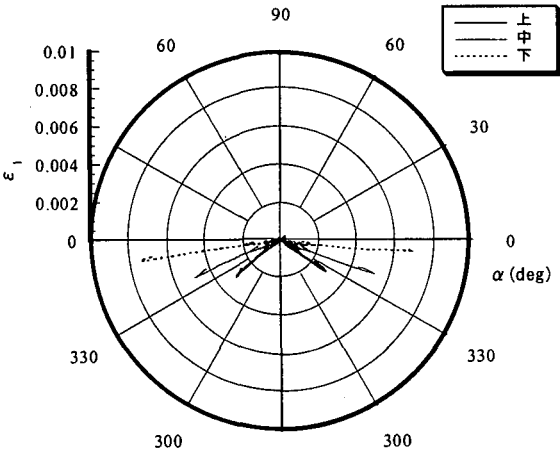
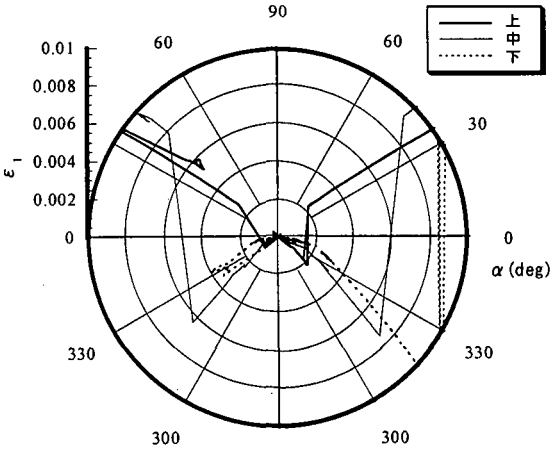


図-5 荷重-支間中央下フランジひずみ関係 (幅厚比250)



(左) 幅厚比200 (右) 幅厚比250
(a) せん断スパン比1.0



(左) 幅厚比200 (右) 幅厚比250
(b) せん断スパン比0.75

図-6 鋼管ウェブの主ひずみ ϵ_1 とその方向 α

まったため、ひずみ値が小さめに出ていると思われる。特にせん断スパン比 1.0 の場合は、下フランジのボルト孔からウェブまで裂け、その影響が顕著に現れる結果となった。ここで、注目すべき点は、せん断スパン比 0.75 において下フランジが降伏後、ひずみ値 0.016 付近において、荷重-ひずみ曲線の勾配が大きく変化している区間がある。このことは曲げ變形が卓越していたのが、荷重値 270 kN、ひずみ値 0.016 付近を境にせん断變形が卓越し始めたものと考えられる。

3.3 鋼管ウェブの主ひずみ

鋼管ウェブに生ずる主ひずみとその方向を検討することで、せん断變形が卓越し始めた点を確認するため、図-6に鋼管ウェブに設置した3方向ひずみより得られた主ひずみとその方向を示した。図は半径方向にひずみの大きさを示し、周方向にその方向を示している。さらに、凡例の上、中、下は図-2に示す鉛直方向に並べた3軸ゲージの設置位置を意味し、上側から順番に上、中、下としている。また、左右対称な載荷条件であることから、それぞれの幅厚比で一つの図にまとめている。つまり、それぞれの図中の左半分は梁右側の計測点での主ひずみを示し、右半分は梁左側の計測点での主ひずみを示している。

せん断スパン比 1.0 の場合、どちらの幅厚比においても同様に同一方向に荷重の増加とともにひずみも増加している。この傾向はせん断スパン比 2.0 においても同様であったため図示は省略した。それに対して、せん断スパン比 0.75 の場合は、他のせん断スパン比の場合と同様に方向が一定でひずみが増加しているが、ある点を境に急激に方向が変化する結果となった。この急激な変化を生じた点はせん断變形が卓越し始めた点になると考えられる。幅厚比 250 の場合で、この時の荷重を確認すると、図-3で示した下フランジひずみの変化点とほぼ同一の荷重であることが分かった。このことから、幅厚比 200 の場合においても主ひずみ方向の急激な変化点がせん断

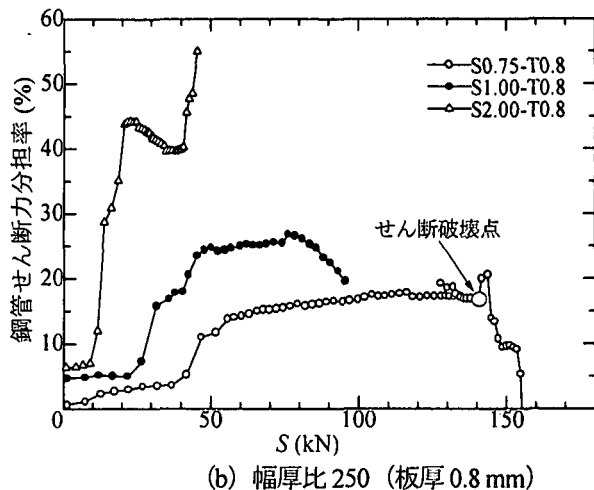
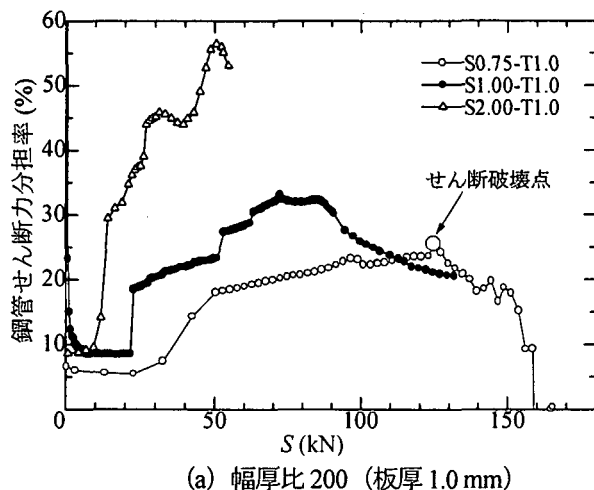


図-7 鋼管のせん断力分担率

変形が卓越し始めた点と見なすことができる。

3.4 せん断力に対する分担率

鋼管ウェブに生じるせん断応力から、せん断破壊に対する考察とウェブが分担するせん断力の比率を検討した。三軸ひずみゲージから得られた測定ひずみより鋼管が負担するせん断力 S_s を求め、せん断スパン内の断面に作用するせん断力 S (載荷荷重/2) と鋼管が負担するせん断力との比を図-7 に示した。ここで、鋼管に作用するせん断力の算定は弾塑性構成方程式によりひずみゲージ位置の応力を算定し、その応力に鋼管ウェブの断面積を乗じることで鋼管に作用するせん断力の算定を行っている。なお、算定時の条件は、(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) von Mises の降伏条件を用いる；(4) 関連流動則を用いる；そして (5) 硬化則には等方硬化則を用いる。なお、紙面の都合上計算式の詳細は文献[10]に譲る。

この図より、どちらの幅厚比においてもせん断スパン比が大きくなるほど鋼管のせん断力の分担率が大きくなることが分かる。また、図-5 で見られる初降伏付近の荷重までは鋼管の分担率は 10% 以下となっており、さらに載荷すると、分担率は大きくなり、せん断スパン比 0.75, 1.0, 2.0 それぞれにおいて 20, 30, 55% 程度になった。これは、曲げひび割れの影響により中立軸位置が高くなり、コンクリートの曲げ引張範囲が大きくなることから、相対的なコンクリートの耐力低下が生じることに起因しているものと考えられる。

これまで、せん断スパン比 0.75 の場合はせん断変形が卓越し始めた点に関して述べてきた。そこで、ここでもせん断変形が卓越し始めた点を図-7 で検討すると、せん断力 50 kN 以降に徐々に増加していた分担率が急激に変化する地点が見られ、この地点はせん断変形が卓越し始めたと推測してきた荷重より若干大きめの値となった。実験の観察により、図-4 で見られたように明らかに大きなせん断変形が生じているにも関わらず載荷荷重は増加していたことが分かっている。しかし、既に部材として

大きなせん断変形が生じているものに対してそれ以上のせん断耐力を有していると期待することは危険側の耐力となりかねない。また、コンクリートのせん断耐力を確認する上でも全体に斜めひび割れが入っている状態以降で判断することは出来ない。そのため、本図において矢印で示した箇所をせん断破壊が生じた位置とし、これをせん断耐力と見なすことにした。

3.5 破壊荷重

実験における耐力はせん断耐力に対しては図-7 の矢印位置、曲げ耐力に対してはピーク荷重と定義した。そこで、実験による破壊荷重 (耐力) と算定耐力値を比較検証するため、表-4 に表-3 で示したそれぞれの算定耐力値と実験値との比率を示した。

算定曲げ耐力に比べて曲げ破壊時の耐力比は 1.02~1.34 とほぼ実耐力を表していると思われる。せん断破壊時の耐力比は、板厚 $T=1.0$, 0.8 mm に対してそれぞれ、1.02, 1.35 となり、曲げ破壊時と比較すると曲げ破壊が生じてもおかしくない結果となった。算定せん断耐力値とせん断破壊時の耐力比は現在の設計基準に示されている鋼管のみの耐力と比較するとせん断破壊が生じたせん断スパン比 0.75 の板厚 $T=1.0$, 0.8 mm についてそれぞれ、4.61, 6.46 と非常に大きな値となった。それぞれの累加せん断耐力と比較すると標準 RC に対して 2.48, 3.14, ディープビームに対して 0.88, 1.03, 斜め圧縮に対して 0.52, 0.60 とコンクリート部をディープビームと仮定して求めた累加耐力が最も近い値を示すことが分かる。ただし、得られた破壊荷重において、板厚の厚さと破壊荷重の関係が逆転している。これは、 $T=0.8$ では、ほとんど左右対称の変形状態になっているのに対し、 $T=1.0$ では、片側にやや変形が集中してしまったことが原因と考えられる。曲げ破壊が生じた他の試験体においてもディープビームの算定法を用いた累加耐力は 0.83~1.07 と近い値を示しているが、実際のせん断耐力はその累加耐力以上あることから、大幅厚比を有する CFT 構造においては鋼管部のみならずコンクリート部の累加強度で設計上

せん断耐力を評価することができると思われる。ただし、せん断スパン比 0.75 の場合、破壊形式をせん断破壊と定義しているが、算定曲げ耐力より算定累加せん断耐力の方が大きな耐力値となり、実設計に当てはめると、耐力と破壊形式が異なることになる。本実験ではせん断耐力および破壊形式とせん断スパン比の関係に着目して鋼管のひずみと部材としての変形に限定して計測をしているため、このことを明らかにするためにはせん断スパン比 1 未満の場合の曲げおよびせん断の耐力機構についてはさらなる検討が必要である。

また、破壊時に鋼管とコンクリートそれぞれに作用したせん断力と算定耐力値との比率およびせん断応力を表-5 に示した。なお、表-4 よりディープビームとの累加耐力が破壊荷重に対して近似した値を示していたことから、コンクリートの耐力はディープビームとして算定したものをを用いて比率を示した。表より、鋼管においては、算定したせん断耐力比に対して 0.90~1.31 と算定値に近い値となっている。平均せん断応力をみても破壊形式に関わらず比較的近い値を示している。3.1 節においてせん断座屈は生じなかったことを確認しているが、座屈が生じてもおかしくない結果が得られた。コンクリートにおいては、算定したせん断耐力比に対し、せん断スパン比 2.0 を除いて 0.86~1.09 と近い値を示しているが、せん断スパン比 2.0 においては 0.71, 0.58 とやや小さめの値

となった。平均せん断応力をみると、せん断スパン比 0.75 の場合は 2.69, 2.99 N/mm² となり、せん断破壊が生じなかったせん断スパン比 1.0 においても 2.67, 1.98 N/mm² と大きな値を示しているものの、せん断ひび割れは生じていなかったことから、せん断スパン比 1.0 以下においては 2.0 N/mm² 以上の平均応力が期待できるものと考えられる。

3.6 載荷荷重比一部材回転角の包絡線分布

最後に、曲げ破壊時とせん断破壊時の全体の変形状態を検討する。実験は繰り返し載荷を行ったが、変形を比較しやすくするため、図-8 には荷重-変位曲線を荷重の包絡線で示している。図の縦軸は載荷荷重を前述した破壊荷重（耐力）で除した値であり、また横軸は支間中央の変位 δ を半スパン長 L で除した値、すなわち部材回転角を表している。

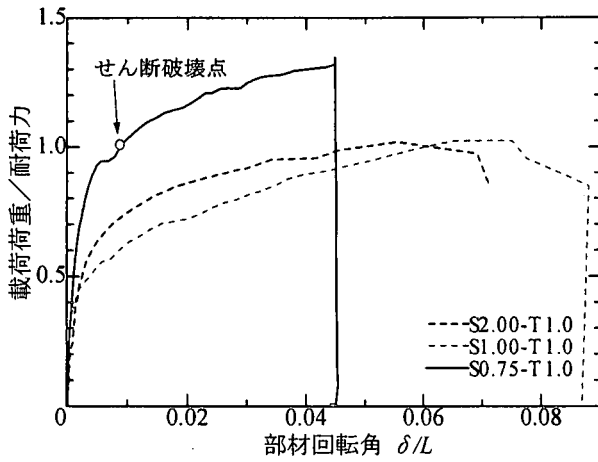
せん断破壊をしたせん断スパン比 0.75 の場合はどちらの幅厚比においても明らかに大きなせん断変形が生じているにも関わらず載荷荷重は増加しており、安全への配慮により回転角 0.045 程度で試験を終了した。ただし、3.4 節前項で定義したせん断破壊点では回転角は幅厚比 200, 250 に対してそれぞれ 0.008, 0.025 と大きく異なった。せん断破壊の場合、前述したように、コアコンクリートには斜めひび割れが生じているが、鋼管ウェブはせ

表-4 各試験体の破壊荷重

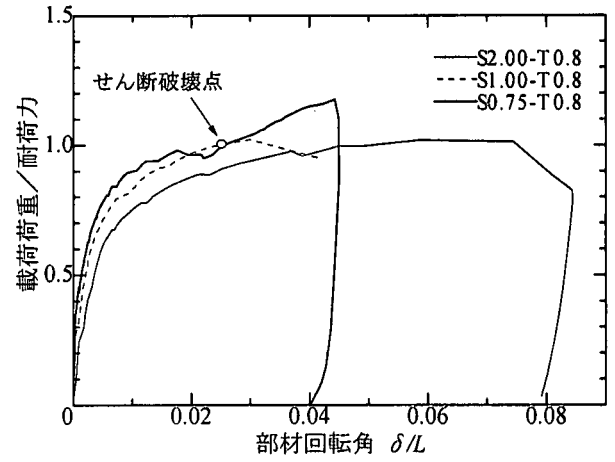
試験体名	破壊形式	破壊荷重 P_{eu} (kN)	曲げ耐力 比 P_{eu}/P_m	せん断耐力比（破壊荷重／各算定せん断耐力）			
				鋼管のみ P_{eu}/P_{ss}	標準 RC $P_{eu}/(P_{ss}+P_{cd})$	ディープ ビーム $P_{eu}/(P_{ss}+P_{dd})$	斜め圧縮 $P_{eu}/(P_{ss}+P_{vcd})$
S2.00-T1.0	曲げ破壊	112.0	1.14	2.18	1.11	0.87	0.23
S2.00-T0.8	曲げ破壊	92.0	1.18	2.38	1.08	0.83	0.20
S1.00-T1.0	曲げ破壊	263.7	1.34	4.83	2.53	1.07	0.55
S1.00-T0.8	曲げ破壊	193.0	1.23	4.70	2.21	0.88	0.41
S0.75-T1.0	せん断破壊	267.0	1.02	4.61	2.48	0.88	0.55
S0.75-T0.8	せん断破壊	281.8	1.35	6.46	3.14	1.03	0.60

表-5 破壊時の鋼とコンクリートのせん断耐力比と平均せん断応力

試験体名	破壊時 せん断力 $P_{eu}/2$	鋼管分担 せん断力 S_s (分担率)	鋼管せん断 耐力比 $S_s/(P_{ss}/2)$	コンクリート 分担せん断力 S_c (分担率)	コンクリート (ディープビーム) せん断 耐力比 $S_c/(P_{cd}/2)$	鋼管ウェブ 平均応力	コンクリート 平均応力
単位	kN	kN (%)		kN (%)		N/mm ²	N/mm ²
S2.00-T1.0	56.0	28.7 (51.2)	1.12	27.3 (48.8)	0.71	143.5	0.70
S2.00-T0.8	46.0	25.3 (54.9)	1.31	20.7 (45.1)	0.58	158.1	0.53
S1.00-T1.0	131.9	27.1 (20.6)	0.99	104.8 (79.4)	1.09	135.5	2.67
S1.00-T0.8	96.5	18.5 (19.1)	0.90	78.0 (80.9)	0.87	115.6	1.98
S0.75-T1.0	133.5	28.2 (21.1)	0.97	105.3 (78.9)	0.86	141.0	2.69
S0.75-T0.8	140.9	23.3 (16.6)	1.07	117.6 (83.4)	1.02	145.6	2.99



(a) 幅厚比 200 (板厚 1.0 mm)



(b) 幅厚比 250 (板厚 0.8 mm)

図-8 載荷荷重比と部材回転角の包絡線分布

せん断座屈も生じないことから耐力に余裕があると思われる。そのため、ウェブによる拘束性からコンクリートの斜めひび割れ面に生じる摩擦等の影響により、載荷荷重が増加する傾向が示されており、大幅厚比でもコアコンクリート破壊後すぐに崩壊的な破壊が生じないことが分かった。曲げ破壊型では、S1.00-T0.8 試験体を除いて回転角が 0.055 以上で破壊が生じる結果となった。幅厚比 250 の場合は破壊が生じるまでは破壊の種類に関わらず類似した変形経路を示している。それに対して幅厚比 200 の場合は、幅厚比 250 に比べるとそれぞれのせん断スパン比での同一部材回転角に対する荷重の比率が若干異なる結果となった。

4. おわりに

本研究では大幅厚比の全周同一板厚の正方形 CFT 部材を対象に、せん断破壊時に鋼およびコンクリート部材それぞれが負担するせん断耐力に注目して、片側繰返し載荷実験を行った。本研究により得られた結果を以下に記す。

- (1) せん断スパン比 0.75 のケースのみ曲げ破壊を伴うせん断破壊が生じ、それ以上のせん断スパン比では曲げ破壊が生じた。
- (2) CFT 梁が弾性的な挙動を示している状態においては、鋼のせん断力の分担率は 10 % 以下である。
- (3) 鋼管ウェブには鋼管の算定せん断耐力と同等のせん断力が作用したが、せん断破壊が生じた供試体においても鋼管ウェブにはせん断座屈が生じなかった。
- (4) せん断破壊の場合、部材回転角が曲げ破壊時の半分以下で破壊が生じ始める。
- (5) 本実験における供試体では鋼とディープビームとして算出したコンクリートの累加強度程度のせん断耐力を有していることが分かった。
- (6) 実設計においても鋼とコンクリートの累加強度によ

るせん断耐力評価が可能である。

謝辞

本研究を実施するにあたり、実験での協力を戴いた当時 4 回生（現大阪市）のソコル・アレックス・英人君、および適切な助言を戴きました大阪市立大学大学院の鬼頭宏明助教授に感謝の意を表します。

参考文献

- [1] 土木学会：鋼構造物設計指針 PART-B 合成構造物，1997。
- [2] 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，1996。
- [3] 土木学会：鋼・コンクリート複合構造の理論と設計 (1)基礎編：理論編，1999。
- [4] 土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン（構造工学シリーズ 3），1989。
- [5] 鈴木弘之，加藤勉：コンクリート充填構造要素のせん断耐力，日本建築学会論文報告集，No. 341，pp. 27-36，1984。
- [6] 崎野健治，石橋久義：定軸力のもとで繰返しせん断力を受けるコンクリート充填角形鋼管柱に関する実験的研究（梗概），日本建築学会構造系論文報告集，No. 353，pp. 797-802，1985。
- [7] 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，1997。
- [8] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，1987。
- [9] 松浦幹佳，小林治俊，園田恵一郎：ファイバーモデルと陽的時間積分を用いた RC ラーメン構造の地震応答解析，応用力学論文集，Vol. 2，pp. 355-362，1999。
- [10] 脇坂和征：大幅厚比角形コンクリート充填鋼管のせん断耐荷力機構に関する研究，大阪市立大学修士論文，pp.39-42，2002。

(2002 年 4 月 19 日受付)