

論文 任意方向荷重を受ける大幅厚比コンクリート充填鋼管部材の曲げせん断特性

角掛 久雄*1・谷口 勝基*2・大内 一*3

要旨：コンクリートを鋼板で巻いた合成部材を対象に，既存以下の薄肉鋼板（大幅厚比）の適用を考え，著者らは角型断面のはり模型を用いて断面軸方向を対象とする一方向載荷実験を行ってきた^{1),2)}。本研究では，地震時荷重作用を考慮し，断面軸方向と斜交した任意方向荷重を載荷した逆対称4点曲げせん断載荷実験を行った。幅厚比およびせん断スパン比に着目して一方向載荷実験結果との比較検討を行い，載荷角度が異なることによる破壊性状と耐力への影響を検討した。

キーワード：角型 CFT，大幅厚比，任意方向，曲げ・せん断挙動，破壊性状

1. はじめに

土木構造物は建築構造物に比べて，断面寸法が大きく相対的に軸力比が小さくなることから，幅厚比や径厚比がより大きな CFT 部材を利用することが一般に経済的かつ合理的である。そこで，著者らは建築基準における幅厚比の制限値より大きなものを対象として実験研究を行ってきた^{1),2)}。これらの実験では，荷重載荷方向は部材断面の強軸または弱軸方向つまり，一方向にのみ作用させた。しかし，実構造物においては地震時の荷重は任意方向の断面力を発生させる。また，コンクリートが充填されてはいても角型鋼管であることから，任意方向に荷重が作用した場合に隅角部が弱点と成る可能性もある。

そこで，はり模型を用いて荷重作用方向を変化させた逆対称4点曲げせん断載荷実験を行い，一方向（断面軸方向）載荷実験結果²⁾との比較検討を行った。

CFT 部材である。部材断面に対すると載荷方向角度に着目していることから水平面に対してフランジが平行な載荷方向角度 =0° の供試体（文献 2）の供試体を基準とし， を変化させて載荷を行った。供試体一覧を表 - 1 に示す。表に示すように実験変数は幅厚比： B/t ，載荷方向角度： θ およびせん断スパン比： a/d とした。具体的には幅厚比は制限幅厚比^{3),4)}以下の $B/t=62.5$ ($t=3.2$) と制限幅厚比以上の $B/t=125$ ($t=1.6$) とし，それぞれに対して =0° および 45° で載荷を行った。制限幅厚比以上の $B/t=125$ においては =22.5° でも載荷を行っている。せん断スパン比については矩形断面の場合，同じ供試体長さでも断面に対する載荷方向角度の違いで，厳密にはせん断スパン比が異なる。ここでは，文献 2) の供試体に対して荷重載荷方向を変化させて行うこととし，グループ分けの便宜上， =0° のせん断破壊型と曲げ破壊型のせん断スパン比 1 と 2 の 2 種類のせん断スパン比を基準とする供試体で実施した。

また，載荷方法は一方向単純漸増載荷とし，供試体の最大荷重値を得るまで載荷を行った。計測箇所は図 - 1 に示すように供試体支持点および載荷点に変位計を設

2. 実験概要

本実験に用いた供試体は，図 - 1 に示すように文献 2) と同様な断面 200×200mm，長さ 400 or 800mm の角形

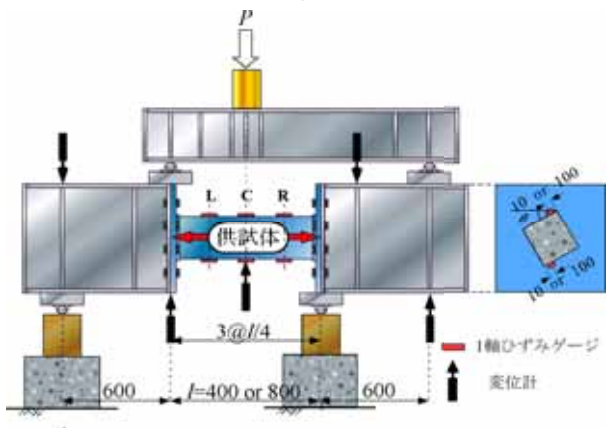


図 - 1 実験概要図

表 - 1 供試体概要

供試体名	供試体諸元						鋼材の材料特性				コンクリートの材料特性		
	公称板厚	実測板厚	鋼管幅	幅厚比	供試体全長	せん断スパン比	載荷方向角度	降伏強度	引張強度	弾性係数	ひずみ硬化係数	圧縮強度	弾性係数
	t_0 (mm)	t_s (mm)	$B(=d)$ (mm)	B/t_s	$l(=2a)$ (mm)	a/d	θ (°)	σ_{sy} (MPa)	σ_{sB} (MPa)	E_s (GPa)	E'_s (GPa)	σ_c (MPa)	E_c (GPa)
T32-S1-000	3.2	3.10	200	65	400	1	0.0	181.6	307.4	195.1	1.82	25.8	25.4
T16-S1-000	1.6	1.57		127	400	1	0.0	215.9	335.3	199.5	2.43	25.4	25.4
T32-S2-000	3.2	3.10	200	65	800	2	0.0	181.6	307.4	195.1	1.82	26.4	25.3
T16-S2-000	1.6	1.57		127	800	2	0.0	215.9	335.3	199.5	2.43	26.2	25.4
T32-S1-450	3.2	3.11	200	64	400	1	45.0	188.2	303.4	196.1	1.76	22.0	23.6
T16-S1-450	1.6	1.59		126	400	1	45.0	162.1	300.8	193.6	1.96	24.2	24.8
T16-S1-225	1.6	1.59	200	126	400	1	22.5	162.1	300.8	193.6	1.96	25.7	24.8
T32-S2-450	3.2	3.11		64	800	2	45.0	188.2	303.4	196.1	1.76	25.2	24.5
T16-S2-450	1.6	1.59	200	126	800	2	45.0	162.1	300.8	193.6	1.96	25.9	24.5
T16-S2-225	1.6	1.59		126	800	2	22.5	162.1	300.8	193.6	1.96	26.3	26.4

*1 大阪市立大学大学院 工学研究科 修（工）（正会員）

*2 大阪市立大学大学院 工学研究科（現：(株)大林組）修（工）（正会員）

*3 大阪市立大学大学院 工学研究科 博（工）（正会員）

置き、ひずみの計測のために供試体中央、中央から左右へ $l/4$ ($l: 400$ or 800mm) 離れた計 3 本のライン上にひずみゲージを設置した。表 - 1 には材料特性も併せて示す。なお、供試体の製作において $\theta = 0^\circ$ の場合は隅角部の 4 点で溶接をし、 $\theta = 0^\circ$ の場合はコ型を組み合わせ 2 点で溶接をして断面を形成している。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

せん断スパン比 1 の T16 シリーズ 3 体と T32-S1-450 の載荷終了後の鋼管および充填コンクリートの破壊状況を図 - 2 に示す。なお、図の矢印は載荷方向を示す。併せて、実験結果一覧を表 - 2 に示す。

載荷方向角度 $\theta = 0^\circ$ の供試体では載荷終了時の部材回転角 R が T32-S1-000 で 0.019, T16-S1-000 で 0.034 と大きな差があるが、どちらにも鋼管には一切座屈が生じておらず、充填コンクリートに斜めひび割れが生じていた。 $\theta = 0^\circ$ となる供試体すべてにおいて充填コンクリートに $\theta = 0^\circ$ と同様に右下の支点付近から左上の載荷点方向への斜めひび割れが生じている。さらに、図の左下に曲げひび割れも生じているのが確認出来る。右下の \square 部には圧縮破壊も生じていた。鋼管では、左上の \circ 部のように局部座屈が生じ、供試体の曲げ圧縮端部では鋼管と充填コンクリートともに、破壊性状が発生する結果となった。 $\theta = 0^\circ$ の 3 体の載荷終了時の部材回転角 R が 0.044 ~ 0.050 と $\theta = 0^\circ$ よりは大いなることもあるが、上下縁が隅角部となることが大きな原因と考えられる。また、 $\theta = 0^\circ$ では中央付近の \square 部のように斜めひび割れに伴うずれが生じて鋼管までもが変形していることがわかる。T16-S1-450 と T16-S1-225 では左下の下縁の部の曲げ引張側に破断が生じていた。せん断スパン比 1 では載荷方向角度が同じ場合、幅厚比による鋼管およびコンクリートに生じる破壊性状の違いはあまりみられず、 $\theta = 0^\circ$ である載荷角度 $\theta = 22.5^\circ$ と 45° でもそれぞれに生じる鋼管およびコンクリートの破壊性状はあまり違いがみられなかった。つまり、載荷角度を $\theta = 0^\circ$ とすることで曲げ破壊性状が顕著になり、載荷角度がある場合はせん断と曲げが混在する破壊挙動を示した。

次にせん断スパン比 2 の T16-S2-000 と T16-S2-450 の載荷終了後の鋼管および充填コンクリートの破壊状況を図 - 3 に示す。どちらの供試体でも充填コンクリートには端部付近に曲げひび割れが生じているが、せん断スパン比 1 のような斜めひび割れは生じていない。ただし、T16-S2-450 において右下の \square 部にはせん断スパン比 1 の $\theta = 0^\circ$ と同様に圧縮破壊が生じた。鋼管においてはどちらも曲げ圧縮側端部となる左上の \circ 部には局部座屈が生じていた。T16-S2-000 は載荷終了時の部材回転角

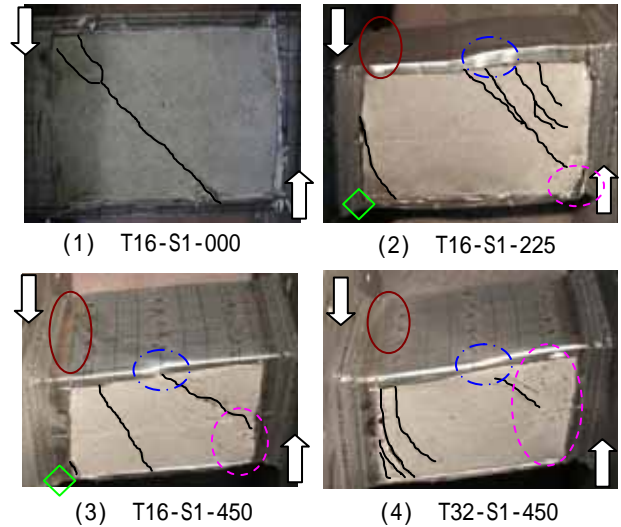


図 - 2 せん断スパン比 1 の破壊状況

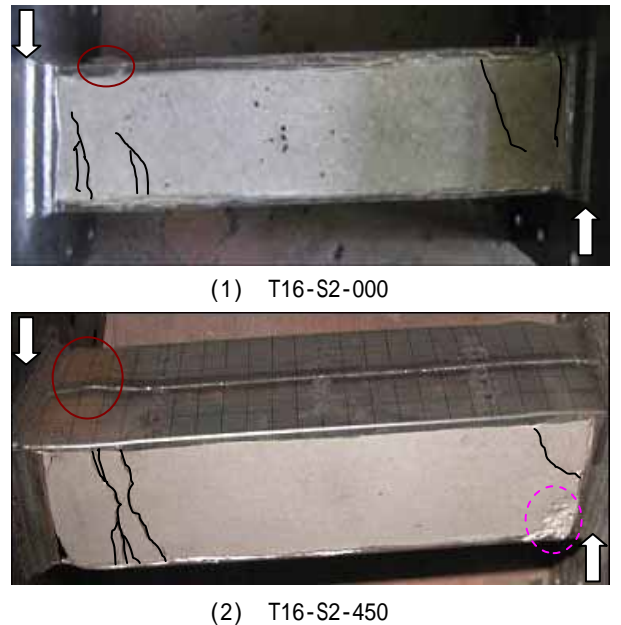


図 - 3 せん断スパン比 2 の破壊状況

表 - 2 実験結果一覧

供試体名	最大荷重発生時		載荷終了時 部材回転角 R (rad)	破壊形式
	最大荷重 P_{\max} (kN)	部材回転角 R (rad)		
	T32-S1-000	661.8	0.018	
T16-S1-000	450.5	0.030	0.034	せん断
T32-S2-000	500.5	0.050	0.053	曲げ
T16-S2-000	302.3	0.028	0.035	曲げ
T32-S1-450	653.3	0.039	0.050	曲げ + せん断
T16-S1-450	419.5	0.032	0.046	曲げ + せん断
T16-S1-225	414.8	0.028	0.044	曲げ + せん断
T32-S2-450	453.0	0.049	0.059	曲げ
T16-S2-450	263.0	0.043	0.055	曲げ
T16-S2-225	257.8	0.051	0.056	曲げ

R が 0.035 と他のせん断スパン比 2 の 4 体の供試体 ($R=0.053 \sim 0.059$) に比べて小さいが、鋼管部の局部座屈およびコンクリートの曲げひび割れという同様な現象が生じている。せん断スパン比 2 においても載荷方向

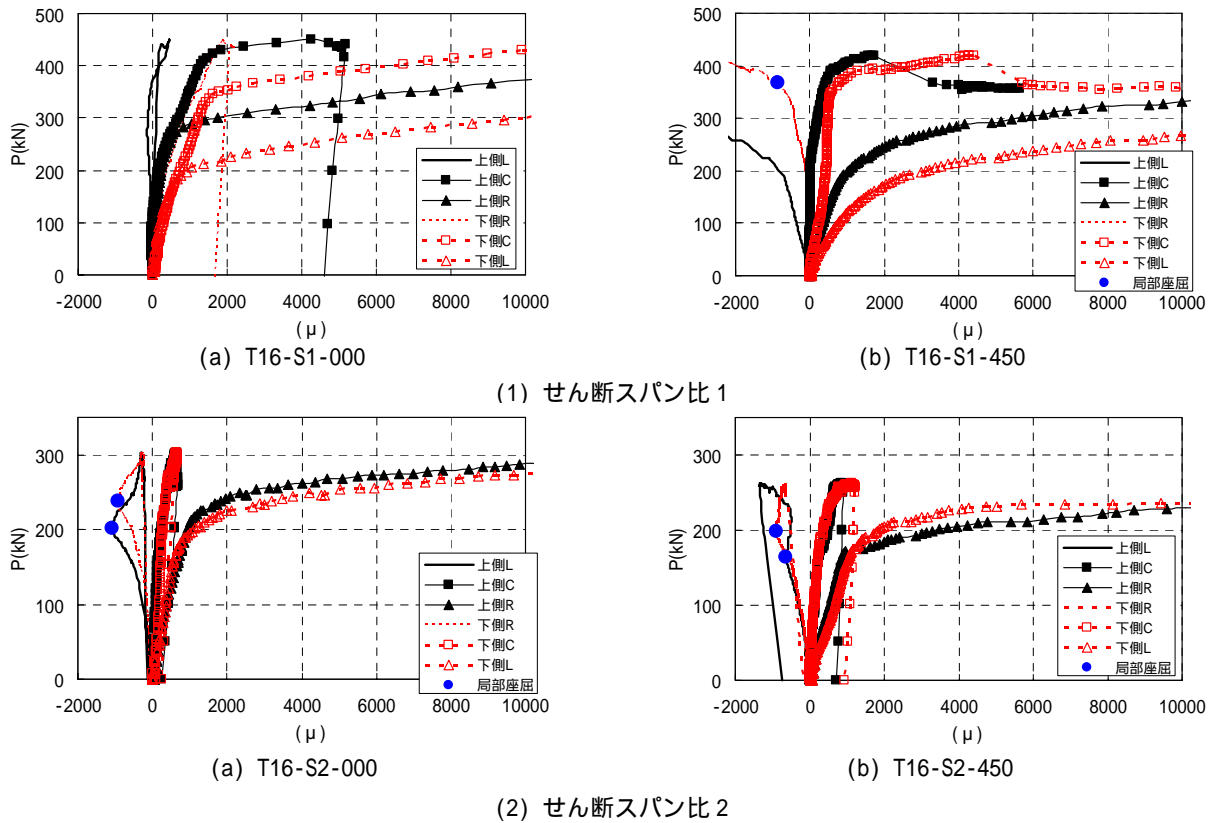


図 - 4 荷重 P - 上下縁軸方向ひずみ

角度の有無による差異が生じ、 0° とすることで、コンクリートに圧縮破壊が生じる挙動を示した。

3.2 荷重 - フランジひずみ関係

次に図 - 1 に示す供試体を 4 等分した線上(図の L, C, R)の上下縁付近のひずみ、つまり図 - 1 の右側の断面に示すように 0° の場合は縁端から 10mm 離れた位置、 $\neq 0^\circ$ の場合は上下フランジ中央のひずみを図 - 4 に示す。なお、ここでは前項の結果を踏まえ荷重方向角度の有無に対する検討を行うこととし、T16 シリーズの $=0^\circ$ と 45° を代表して示す。曲げ破壊性状のみが見られたせん断スパン比 2 では、曲げ引張側となる上側 R と下側 L のみ大きなひずみが発生している。曲げ圧縮側となる上側 L と下側 R は曲げ引張側と対称に圧縮ひずみが増加していくが、局部座屈の発生により減少に転じている。対称線上の C ライン上では理論上曲げモーメントが作用しないため、ひずみは発生しないが、上下とも若干引張りひずみが生じており、せん断変形が生じているものと考えられる。しかし、部材全体としては曲げ変形が卓越していると考えられる。図のように T16-S2-000 と T16-S2-450 において局部座屈発生付近での圧縮側と引張側の変化など荷重 - ひずみ関係においてそれぞれ対応する計測点の傾向にあまり違いが見られなかった。

せん断スパン比 1 では曲げ引張側のひずみは最大荷重に対して小さな値で降伏して大きなひずみが発生しており、 $\neq 45^\circ$ の方がより小さな荷重で降伏している。

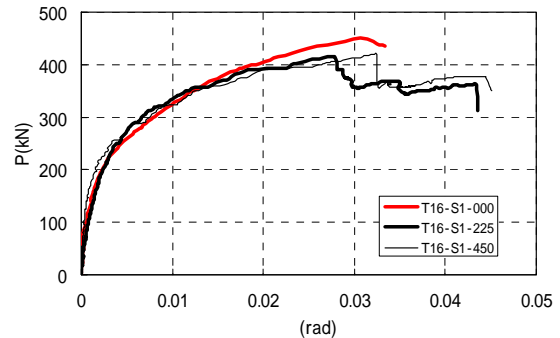


図 - 5 荷重 P - 部材回転角 R

曲げ圧縮側のひずみは大きく異なり、 $=0^\circ$ の場合は圧縮ひずみがほとんど発生せず、荷重の増加とともに引張りひずみが発生しており、曲げ変形よりせん断変形の影響が大きいのと考えられる。 $\neq 45^\circ$ の場合は圧縮ひずみが荷重の増加とともに増加しており、せん断スパン比 2 で生じたような局部座屈発生にともなうひずみの減少は生じなかった。次に C ライン上のひずみを見ると載荷方向角度にかかわらず図 - 2 の斜めひび割れと関連すると思われる特性が現れている。せん断スパン比 2 の場合は最大で 1000 μ 程度であったが、上下どちらかのひずみは数万 μ もの大きなひずみが発生している。つまり、 0° の場合は端部付近では曲げ変形が卓越し曲げ破壊が生じるが、中央部では荷重が大きくなるとせん断変形が卓越しせん断破壊が生じる。 $=0^\circ$ では端部付近に曲げ破壊は生じず、供試体全体でせん断変形が生じている。

表 - 3 最大荷重と算定耐力

供試体名	実験値		算定曲げ耐力					算定せん断耐力		
	最大荷重	鋼構造物設計指針 ⁵⁾	SRC規準 ³⁾	ファイバーモデル				鋼構造物設計指針 ⁵⁾	コンクリ示方書 ⁶⁾ (RC換算)	鋼構造指針 ⁵⁾ + コン示方書 ⁶⁾
				タイプ1 $\epsilon_{cu}=0.006$	タイプ2 $\epsilon_{su}=7\epsilon_{sy}$	タイプ3 (道示)RC脚	タイプ4 $\epsilon_{cu}=0.015$			
P_{max} (kN)	P_{mu1} (kN)	P_{mu2} (kN)	P_{mu3} (kN)	P_{mu4} (kN)	P_{mu5} (kN)	P_{mu6} (kN)	P_{su1} (kN)	P_{su2} (kN)	P_{su3} (kN)	
T32-S1-000	661.8	644.8 (0.97)	440.3 (0.67)	367.5 (0.56)	335.8 (0.51)	359.1 (0.54)	432.7 (0.65)	209.8 (0.32)	352.7 (0.53)	485.2 (0.73)
T16-S1-000	450.5	293.4 (0.65)	277.9 (0.62)	256.4 (0.57)	220.1 (0.49)	247.6 (0.55)	327.7 (0.73)	128.5 (0.29)	285.9 (0.63)	347.5 (0.77)
T32-S2-000	500.5	385.6 (0.77)	264.5 (0.53)	221.5 (0.44)	202.0 (0.40)	215.9 (0.43)	262.1 (0.52)	293.7 (0.59)	548.9 (1.10)	448.9 (0.90)
T16-S2-000	302.3	175.8 (0.58)	167.0 (0.55)	154.9 (0.51)	132.4 (0.44)	149.0 (0.49)	199.8 (0.66)	179.8 (0.59)	350.5 (1.16)	304.1 (1.01)
T32-S1-450	653.3	670.4 (1.03)	456.7 (0.70)	466.0 (0.71)	448.2 (0.69)	459.7 (0.70)	512.7 (0.78)	218.9 (0.34)	346.7 (0.53)	485.9 (0.74)
T16-S1-450	419.5	257.5 (0.61)	216.5 (0.52)	246.4 (0.59)	222.0 (0.53)	236.4 (0.56)	321.0 (0.77)	97.9 (0.23)	278.6 (0.66)	325.6 (0.78)
T16-S1-225	414.8	258.0 (0.62)	215.5 (0.52)	277.6 (0.67)	249.3 (0.60)	265.1 (0.64)	349.4 (0.84)	97.6 (0.24)	286.3 (0.69)	333.2 (0.80)
T32-S2-450	453.0	403.1 (0.89)	274.2 (0.61)	285.0 (0.63)	273.0 (0.60)	279.1 (0.62)	317.1 (0.70)	305.2 (0.67)	581.1 (1.28)	466.2 (1.03)
T16-S2-450	263.0	151.1 (0.57)	128.6 (0.49)	149.6 (0.57)	134.2 (0.51)	142.6 (0.54)	188.1 (0.72)	135.8 (0.52)	291.8 (1.11)	267.9 (1.02)
T16-S2-225	257.8	160.0 (0.62)	128.6 (0.50)	167.3 (0.65)	150.0 (0.58)	159.5 (0.62)	210.1 (0.81)	136.3 (0.53)	294.8 (1.14)	272.1 (1.06)

曲げ変形とせん断変形と供試体全体の变形との関係を見るため、図 - 5 に T16-S1 シリーズの荷重 - 部材回転角曲線を示す。図より部材としては $P=200\text{kN}$ 程度から降伏をしており、図 - 4 を見ても 0° の場合は端部ではない L と R ライン上でも $P=200\text{kN}$ 位までに降伏をしている。C ライン上でひずみが急激に大きくなるのは $P=350 \sim 400\text{kN}$ であり、最大荷重に対して $1 \sim 2$ 割程度小さな値でせん断変形が卓越し始めていることがわかる。部材回転角で考えると $R=0.01$ 以上からとなり、せん断スパン比 1 の供試体においては部材回転角 $R=1/100$ 以上になるとせん断変形が卓越しやすくなると考えられる。

3.3 算定耐力との比較

特にせん断スパン比 1 では曲げとせん断どちらの破壊も見られたことから、既存の曲げおよびせん断耐力式等を用いて算定した耐力と実験時の最大荷重を比較することとした。表 - 3 に実験時の最大荷重と耐力値を示す。なお、()内の数字はそれぞれの耐力値 / 最大荷重の値を示す。曲げ耐力値としては鋼構造物設計指針⁵⁾に準拠した P_{mu1} に対して、T32 シリーズでは $0.77 \sim 1.03$ と最大荷重に対して比較的近似している。T16 シリーズでは $0.57 \sim 0.65$ と小さな値を示す結果となった。SRC 基準³⁾に準拠した P_{mu2} に対しては、この耐力値も $0.49 \sim 0.70$ と小さな値を示した。ただし、どちらも載荷方向角度に対する考慮はせず(二軸曲げとして算定していない)、 $=0^\circ$ として算定している。

そこで、ファイバーモデルにより載荷方向角度を考慮した算定値で比較を行うこととした。算定時における構成則モデルは鋼材が材料試験結果に準拠したバイリニア型とし、コンクリートは文献 4), 7), 8), 9) を参考に以下のように仮定した。

$$\sigma_c = k_1 \sigma_{cd} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cb1}} \left(2 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cb1}} \right) \quad (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cb1}) \quad (1)$$

$$\sigma_c = k_1 \sigma_{cd} \quad (\epsilon_{cb1} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cb2}) \quad (2)$$

表 - 4 コンクリート応力 ひずみモデル係数

	ϵ_{cb1}	ϵ_{cb2}	ϵ_{cu}	k_1	k_{cu}	備考
タイプ1	0.002	0.006	0.006	0.85	0.0	文献4), 7)を参考
タイプ2	0.002	-	-	0.85	0.0	道示 ⁸⁾ ・鋼製脚を参考, $\epsilon_{su}=7\epsilon_{sy}$
タイプ3	式(4)	ϵ_{cb1}	式(5)	1.00	0.2	道示 ⁸⁾ ・RC脚を参考
タイプ4	式(6)	0.005	0.015	1.00	0.5	富井ら ⁹⁾ のモデルを参考

$$\epsilon_{cb1} = 0.002 + 0.033 \rho_s \sigma_{sy} / \sigma_{cd} \quad (4)$$

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cb1} + 0.2 \sigma_{cc} \rho_s \sigma_{sy} / (11.2 \sigma_{cd}^2) \quad (5)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0001223 \sqrt{\sigma_{cd}} \quad (6)$$

ここで、 ρ_s : 横拘束筋の体積比、 σ_{sy} : 鋼材の降伏強度、

σ_{cc} : 拘束されたコンクリートの強度、

ϵ_{su} : 鋼材の許容(終局)ひずみ、 ϵ_{sy} : 鋼材の降伏ひずみ

$$\sigma_c = k_1 \sigma_{cd} \left(1 - k_{cu} \frac{\epsilon_c - \epsilon_{cb2}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_{cb2}} \right) \quad (\epsilon_{cb2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}) \quad (3)$$

ここで、 σ_c : コンクリート応力、 k_1 : 寸法効果を考慮した係数、 σ_{cd} : 圧縮強度、 ϵ_c : コンクリートひずみ、 ϵ_{cb1} : 最大圧縮応力に達するひずみ、 ϵ_{cb2} : 軟化開始時のひずみ、 k_{cu} : 終局時の応力軟化比率、 ϵ_{cu} : 終局ひずみである。

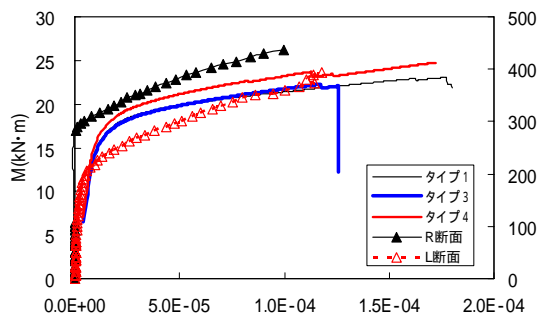
式(1)~(3)の各係数を表 - 4 のように4種類設定した。タイプ1として、各種規準類に示されている軟化なしの一般的な曲線に対して、終局ひずみを $0.006^{4),7)}$ とした場合。タイプ2として、道路橋示方書のコンクリートを充填した鋼製橋脚を準用したモデルで、タイプ1と応力 - ひずみ曲線は同じであるが、コンクリートの終局ひずみを無くし、鋼材の許容(終局)ひずみを設定した場合。タイプ3として、道路橋示方書のRC橋脚における拘束効果を考慮したタイプ 地震動の応力 - ひずみ曲線を適用した場合。タイプ4として、富井ら⁹⁾の提案したモデルにおいて、幅厚比の最も大きなものを準用し、終局ひずみを軟化勾配の終了点である 0.015 とした場合の4タイプである。

その結果、タイプ1では $0.44 \sim 0.71$ と小さな値を示し、タイプ2では $0.40 \sim 0.69$ と4タイプの中では最も小さな

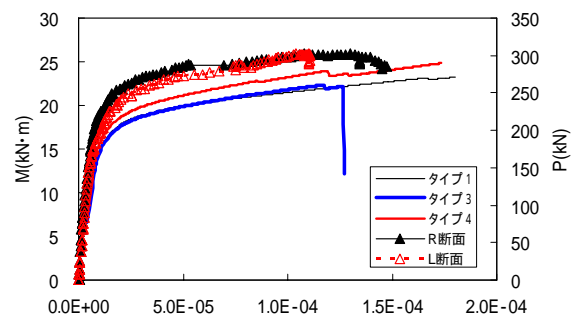
値となった。本供試体においては鋼管終局ひずみを降伏ひずみの7倍とすると過小評価になると思われる。タイプ3では0.43~0.70とすべてにおいてタイプ1と近似した値となった。しかし、コンクリートの最大強度や終局ひずみはタイプ3の方が大きく設定されているが、最大強度に達した後にすぐに軟化しているため、耐力としては若干小さな値となったと考えられる。そこで、最大強度に達した後にあるひずみまで、強度を保った後軟化するタイプ4を見ると最も耐力が大きく、最大荷重に対して0.52~0.84となった。しかし、どの算定値においても最大荷重に対しては小さくなり、既存の提案式を適用しても本供試体においては最大荷重を耐力とすると過小評価となっている。曲げ耐力算定時に供試体の端部補強を考慮して、端部から50mm(加圧板:25mm+端部補剛板:20mm+溶接:5mm)の位置を終局曲げ断面と仮定して

いるが、図-3の曲げひび割れ位置と局部座屈が端部からより内側発生していることなども一つの要因と考えられる。

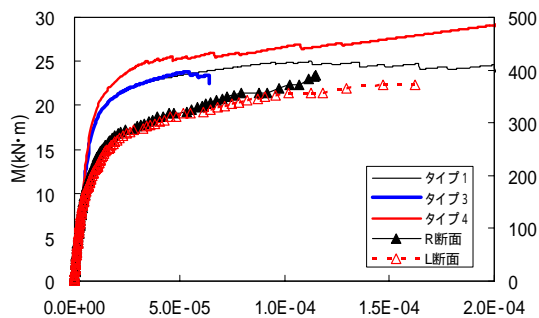
次に算定せん断耐力を比較する。ただし、荷重方向を考慮せず、すべて $=0^\circ$ として算定している。 P_{su1} とは鋼構造物設計指針⁵⁾の鋼管のみを対象とした耐力であり、局部座屈による低減を考慮しない値である。以前までの比較と同様に 0° の場合も非常に小さな値を示す。 P_{su2} はコンクリート標準示方書⁶⁾に従い、RC換算によりせん断スパン比1のものはディーブームとし、せん断スパン比2のものは棒部材として算出した値である。せん断スパン比1において比較すると0.53~0.69と小さく、図-4のCライン上のひずみと図-5の荷重-変位を考えると耐力としては小さすぎる評価と考えられる。そこで、鋼材のせん断耐力が最も大きい P_{su1} とコンクリート



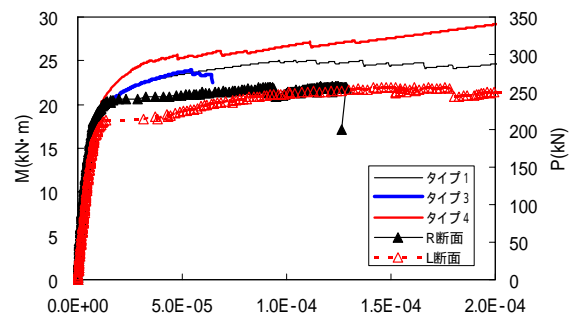
(1) T16-S1-000



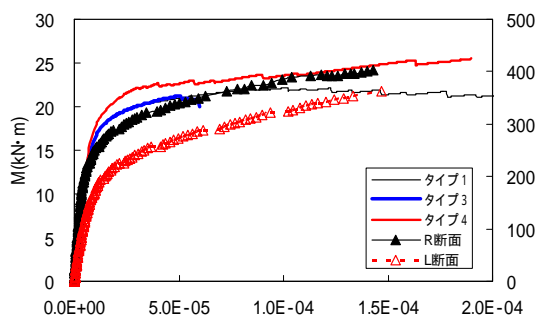
(4) T16-S2-000



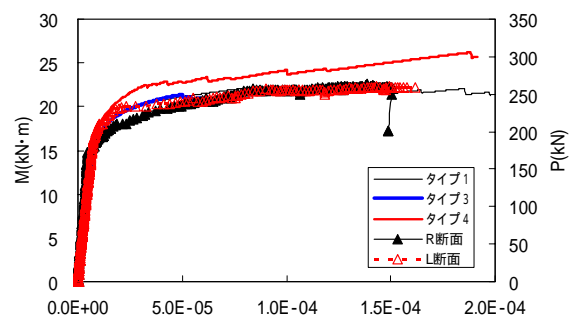
(2) T16-S1-225



(5) T16-S2-225



(3) T16-S1-450



(6) T16-S2-450

図-6 曲げモーメント M - 曲率

部のみのせん断耐力が大きい P_{su2} のコンクリートのせん断耐力を累加したものを P_{su3} とした。比較すると 0.73 ~ 0.80 となり、部材降伏以上の荷重となった。ただし、C ライン上のひずみの降伏手前でもあり、若干小さな値となっていると思われる。載荷方向角度によって耐力比が大きく変化するようなことはなかった。斜めひび割れの生じなかったせん断スパン比 2 においては P_{su2} のみがすべての最大荷重よりも耐力値が上回る結果となった。

3.4 曲げモーメント - 曲率関係

ファイバーモデルにより算定した曲げ耐力が最大荷重に対して幾分小さな値を示したことから、載荷時の曲げ挙動を検討するため、解析時の曲げモーメント - 曲率関係と図 - 4 にも示した L と R ライン上のひずみより得られる曲率を比較することとし、T16 シリーズすべてを図 - 6 に示した。ただし、タイプ 1 と 2 は終局ひずみの考え方が異なるだけなので、タイプ 1, 3, 4 を比較している。なお、縦軸は左側を断面に作用する曲げモーメントとし左側を本実験時における荷重で表している。T16-S1-000 の R 断面では初期不整の影響が載荷初期時の曲率が負になってしまった。せん断スパン比 1 ではすべての解析結果で降伏荷重の方が大きくなっており、降伏後の勾配が緩やかになっている。これらはせん断変形の影響と考えられる。せん断スパン比 2 では T16-S2-000 の降伏荷重において実験値の方が解析値よりも大きな荷重となっているのに対し、他の 0° の供試体では降伏荷重は解析値の方が概ね大きくなっている。 $=0^\circ$ の場合はタイプ 4 が最も近似した曲線を表している。それに対して 0° ではタイプ 1 や 3 の方が近似した値を示しているが、タイプ 3 は曲率が $5E-6$ 程度で最大荷重が生じて荷重が減少していくが、タイプ 1 の方は最大荷重発生時の曲率が大きく、荷重の急激な低下が無いためタイプ 1 の方が近似した値を示す。特に T16-S2-450 では計測できた $1.5E-4$ 程度までほぼ同じ曲線が得られている。せん断スパン比 1 とは異なり。せん断スパン比 2 では曲げ破壊型であるため降伏以降の勾配が近似していると考えられる。

せん断変形の影響が大きなせん断スパン比 1 では類似した応答性状を示すことは出来なかった。しかし、曲げ変形が卓越するせん断スパン比 2 においては $=0^\circ$ の場合はタイプ 4 の結果が類似しており、 0° の場合はタイプ 1 の結果が類似する結果となった。このことは、コンクリートの圧縮縁端が隅角部となり、圧縮破壊が生じやすいことが影響しているものと思われる。

4. まとめ

幅厚比の大きな角型断面を有する CFT 部材に対して

逆対称 4 点曲げにより任意方向荷重を載荷し、破壊挙動と耐力の検討を行った。得られた結果を以下に示す。

- (1) 載荷角度を 0° とすることで曲げ破壊性状が顕著になり、せん断スパン比 1 でも載荷角度がある場合はせん断と曲げが混在する破壊挙動を示した。また、圧縮縁が角部になることから、せん断スパン比にかかわらず、すべての 0° の供試体において圧縮破壊が発生した。
- (2) せん断スパン比 1 の供試体においては部材回転角 $R=1/100$ 以上になるとせん断変形が卓越しやすくなる。
- (3) 終局曲げ耐力をファイバーモデルによりコンクリートの構成則を変化させて算定したが、どの算定値においても最大荷重に対しては小さくなった。
- (4) 曲げモーメント - 曲率関係において実験値とファイバーモデルによる解析値を比較すると曲げ変形が卓越するせん断スパン比 2 では $=0^\circ$ の場合はタイプ 4 の結果が類似しており、 0° の場合はタイプ 1 の結果が類似する結果となった。

参考文献

- 1) 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, Vol. 5, pp. 377-384, 2002
- 2) 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
- 3) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 丸善, 2001
- 4) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 丸善, 1997
- 5) 土木学会: 鋼構造物設計指針, 丸善, pp. 115-136, 1997
- 6) 土木学会: コンクリート標準示方書 (構造性能照査編), 丸善, 2002
- 7) 土木学会: 複合構造物の性能照査指針 (案) 構造工学シリーズ 11, 丸善, 2002
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 耐震設計編, 丸善, pp. 160-162, 2002
- 9) Masahide TOMII and Kenji SAKANO: Elasto-Plastic Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns, 日本建築学会論文報告集, 第 280 号, pp. 111-120, 1979