

大阪市立大学 学生員 〇初鹿 将司

大阪市立大学大学院 学生員 脇坂 和征

大阪市立大学大学院 正会員 角掛 久雄

大阪市立大学大学院 正会員 小林 治俊

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、橋脚において靱性の向上が望まれており、コンクリート充填鋼管(CFT)構造は従来の鋼管構造と比較して耐荷力・靱性に優れており、近年では土木構造物において広く用いられている。土木分野における CFT 構造物の設計基準^{1),2)}ではせん断耐力は鋼部材のみを考慮し、充填コンクリートは無視している。しかし、ラーメン橋脚の柱部等ではせん断力が卓越する場合が考えられ、充填コンクリートを考慮しないことは過大な設計となり不経済となる。一方、建築分野ではせん断力に対して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基準³⁾が示されているが、土木構造物に適用するにはより大きな幅厚比も扱う必要がある。

そこで、本研究ではラーメン橋脚に多く用いられている角形 CFT 構造を対象としたせん断耐荷力特性を明らかにすることを目的として実験を行った。特に、構造物は軸力、曲げおよびせん断が同時に作用しているものがほとんどであることから、本研究では軸力作用時のせん断耐力に着目して検討を行った。

2. 実験概要

本実験に用いた供試体は断面 200×200mm、長さ 1300mm の角形 CFT 梁であり、鋼管内部にリブは一切配置しないものとする。ただし、打設時の間隔保持材、かつ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をセパレーターとして取り付けた。また端部においてはダイヤフラムを取り付けることで補強している。この供試体を図-1 のように設置し、載荷点を左右対称に 2 点取って鉛直方向に片側繰り返し漸増載荷を行った。この時、供試体に鋼材の降伏強度の 15%相当の軸力を作用させている。実験時には載荷時に鋼材が負担するせん断力等を検討するため、鋼管ウェブの左右、裏表ともにせん断スパン中央に 3 軸ひずみゲージを 50mm 間隔で設置した。また、供試体全体の変形状況を検討するため支間中央に変位計を設置した。実験変数は幅厚比 (200,250)、せん断スパン比(0.75,1.00,2.00)で計 6 体実験を行った(表-1 参照)。ただし、せん断スパン比 1.00 以下の場合には全周同一板厚とし、せん断スパン比 2.00 の場合はフランジ厚を大きくすることでせん断破壊が生じやすいようにしている。なお、実験時の鋼材およびコンクリートの材料定数を表-2 に示す。

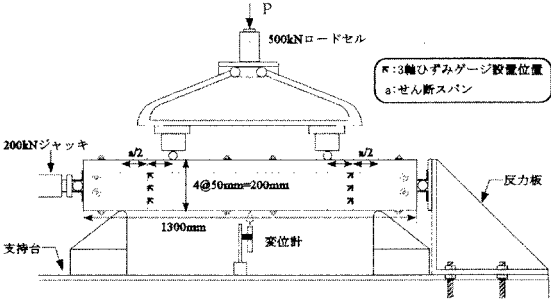


図-1 供試体および実験装置

表-1 供試体一覧				
供試体名	せん断スパン比	フランジ厚(mm)	ウェブ厚(mm)	幅厚比
S0.75-T0.8A	0.75	0.8	0.8	250
S0.75-T1.0A	0.75	1.0	1.0	200
S1.00-T0.8A	1.00	0.8	0.8	250
S1.00-T1.0A	1.00	1.0	1.0	200
S2.00-T0.8A	2.00	6.0	0.8	250
S2.00-T1.0A	2.00	6.0	1.0	200

表-2 材料定数				
鋼材の材料定数				
板厚	降伏強度	破断強度	ヤング係数	ポアソン比
t	σ_{sy}	σ_{su}	E_s	ν_s
(mm)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	
0.8	308.8	373.4	208	0.34
1.0	202.2	318.8	188	0.34
6.0	272.6	360.0	201	0.30
コンクリートの材料定数				
圧縮強度	引張強度	ヤング係数	ポアソン比	
σ_c	σ_t	E_c	ν_c	
(MPa)	(MPa)	(GPa)		
20.6	2.51	21.6	0.15	

3. 実験結果

(1)破壊形式 幅厚比 200、250 ともに同様の傾向を示していたので、以下、幅厚比 200 についてのみ図に示す。

せん断スパン比 0.75 の供試体は、図-2(a)に示すようにせん断スパン内に内部コンクリートのひび割れ等の変形が集中しており、曲げ損傷を伴うせん断破壊を生じた。ただし、鋼管ウェブには一切せん断座屈は生じていなか

った。また、せん断スパン比 2.00 の供試体は、鋼管ウェブにせん断座屈が生じ、かつ図-2(b)に示すように内部コンクリートにはせん断スパン内にせん断ひび割れが生じたが、全体的に曲げに対する挙動が支配的となっていた。一方、せん断スパン比 1.00 の供試体はせん断スパン内に特に変化が見られず、曲げ破壊のみが生じる結果となった。

(2)鋼管のせん断力分担率 図-3 に 3 軸ひずみゲージから得られた測定ひずみより求めた鋼管が負担するせん断力 S_s とせん断スパン内に作用するせん断力 S (=載荷荷重/2) との比(せん断力分担率)を各せん断スパン比ごとに示した。なお、図中の破線はせん断剛性比(= $G_w A_w / \Sigma GA$)を示している。

図より、鋼管のせん断力分担率はせん断スパン比が大きい供試体ほど高くなっているが、全体としては約 30%以下の値を示している。また、図-3 と実験時の観察および他の計測結果より、図の挙動が急激に変化した点においてせん断破壊が生じたものと考えられ、この点を内部コンクリートのせん断破壊点とした。

(3)各部材の分担せん断力と各耐力値の比較 表-3 に前項で仮定した内部コンクリート破壊時における鋼管の負担するせん断力 S_s とコンクリートの負担するせん断力 S_c に対して、各基準によるせん断耐力値との比較を示した。ただし、せん断スパン比 1.00 の場合は参考値として最大荷重作用時の値を示している。鋼管のせん断耐力としては文献 1) によるせん断耐力 S_{cul} 、コンクリートのせん断耐力としては各供試体を RC 換算し、文献 2) に示されている普通梁およびディープビームとしてのせん断耐力 S_{cd} 、 S_{dd} を示した。また、建築学会の基準³⁾による鋼管およびコンクリートのせん断耐力 S_w 、 S_u も併せて示した。なお、安全率は 1.0 としている。

この表より、破壊時に作用するせん断力 S は各基準によるせん断耐力値を大きく上回っている。鋼管の負担するせん断力 S_s についてはせん断座屈の生じたせん断スパン比 2.00 では文献 1) によるせん断耐力 S_{cul} をこえているが、それ以外の供試体ではすべて下回っている。

また、コンクリートの負担するせん断力 S_c については、せん断スパン比 1.00 以下ではディープビームによるせん断耐力 S_{dd} に近似した値を示しているが、せん断スパン比 2.00 ではどの耐力値よりも大きな値となっている。

表-3 各部材の分担せん断力と算定耐力値

供試体名	内部コンクリートの破壊形式	S(kN)	鋼管		内部コンクリート		算定せん断耐力				
			$r_s(\%)$	$S_s(\text{kN})$	$r_c(\%)$	$S_c(\text{kN})$	鋼管		内部コンクリート		
							$S_{cul}(\text{kN})$	$S_u(\text{kN})$	$S_{cd}(\text{kN})$	$S_{dd}(\text{kN})$	$S_w(\text{kN})$
S0.75-T0.8A	せん断破壊	147.5	13.1	19.3	86.9	128.2	32.0	56.8	52.2	131.3	19.2
S0.75-T1.0A	せん断破壊	159.5	15.5	24.7	84.5	134.8	29.6	46.5	55.2	138.8	15.6
S1.00-T0.8A	曲げ破壊	109.1	22.9	25.0	77.1	84.1	30.2	55.1	52.2	102.6	14.4
S1.00-T1.0A	曲げ破壊	118.7	20.1	23.9	79.9	94.8	27.9	45.1	55.2	108.4	11.7
S2.00-T0.8A	せん断破壊	188.9	25.4	48.0	74.6	140.9	28.4	145.7	86.3	67.9	30.6
S2.00-T1.0A	せん断破壊	197.1	16.1	31.7	83.9	165.4	26.3	98.1	86.3	67.9	20.4

4. まとめ

本研究では大幅厚比の角形 CFT 梁を対象に、鋼、コンクリートそれぞれが負担するせん断力に着目して検討を行った。その結果、大幅厚比の構造では従来の CFT 基準を適用するとコンクリートのせん断耐力を過小評価することになり、コンクリートと鋼の合成作用を考慮したせん断耐力で設計する必要性を示すことができた。

本研究は、日本建設コンサルタント(株)大阪支社に支援を戴き行ったものである。ここに記して感謝の意を表す。

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)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。

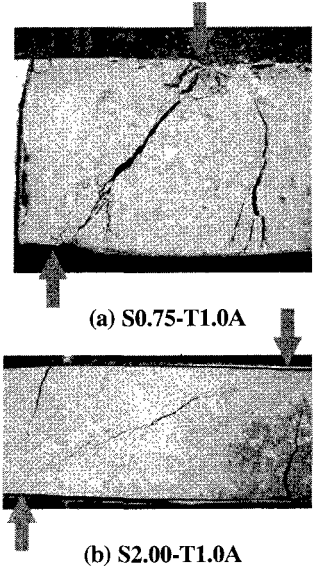


図-2 せん断ひび割れ

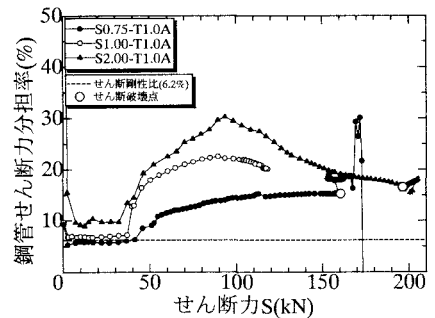


図-3 鋼管せん断力分担率