

コンクリート充填角形鋼管柱部材の曲げおよびせん断挙動に関する研究

構造及びコンクリート工学分野 菅沼 哲

Abstract

コンクリート充填角形鋼管柱部材を対象に、幅厚比（2種）、せん断スパン比（2種）、軸力比（2種）を実験変数として行われた対称3点曲げ載荷実験結果を対象に3次元非線形有限要素解析を行った。鋼管と充填コンクリート間の付着性状に付着を考慮しないモデルと剛結モデルを用いた。結果として、せん断スパン比、軸力比に関わらず、幅厚比62.5に関しては付着を考慮しないモデルが、幅厚比200に関しては剛結モデルが良好な対応を示した。なお、耐力評価に関しては付着を考慮しないモデルでその下限値を、一方剛結モデルで上限値を評価できる可能性を示した。

1. はじめに

コンクリート充填鋼管を土木構造物へ適用させることを考えると、一般に建築構造物よりも断面が大きく、また軸力レベルも小さいために、建築学会規準^{1,2)}で規定されている制限幅厚比よりも大きな幅厚比の鋼管を用いる可能性が生じる。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柱部材の曲げ・せん断載荷実験を実施してきた³⁾。なお、建築学会ではCFTの端部にダイヤフラムを設置することで鋼管とコンクリートの一体性を保持することを設計上求めており、それ以外は鋼管横補強材などと分けている。しかし、著者らはコンクリート充填鋼管柱部材のせん断耐力の下限値を得ることを意図して、鋼管には一切のズレ止めを設置せず、かつ端部にダイヤフラムを設置しなかった。結果として建築学会規準での取扱いと同様、せん断スパン比1.5では曲げ破壊、せん断スパン比1.0以下でせん断破壊となる傾向を得た。その際、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傾向が見られた。しかし、鋼管とコンクリートのずれを考慮した実験及び数値解析に関する研究は少ない。

このような背景のもと、本論では鋼管とコンクリート間の付着性状がCFTの挙動・耐力に及ぼす影響に着目し、3次元FEM解析を行い、解析と実験結果を比較することで、CFTの実挙動の検討を行う。そこでの、解析モデルの妥当性の検証を踏まえ、鋼管およびコンクリートの各負担せん断力と算定せん断力を比較し、せん断耐力および曲げ耐力を検証する際の付着特性に着目して、解析モデルの提案を行うことを目的とする。

2. 解析対象

表-1に供試体一覧を示す。文献3)で行われた柱部材模型の3点曲げ載荷実験8体の供試体を解析対象とする。供試体の鋼管は、200mm×200mmの正方形断面として幅厚比200（板厚 $t=1.0\text{mm}$ ）の極薄肉鋼管と適用内となる幅厚比62.5（板厚 $t=3.2\text{mm}$ ）の2種を用意した。また、上述したようにCFT柱部材のせん断耐力の下限値を得ることを意図して、鋼管には一切のズレ止めを設置していない。そのため、幅厚比に関係なくCFT指針¹⁾の適用外である。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。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。

表-1 供試体一覧

供試体名	公称板厚 t (mm)	鋼管幅 B (mm)	せん断 スパン長 a (mm)	幅厚比 B/t	せん断 スパン比 a/B	軸力比 N_0/N_{cu}
T32-S15-N02	3.2	200	300	62.5	1.5	0.2
T32-S15-N01						0.1
T32-S10-N02			200		1.0	0.2
T32-S10-N01						0.1
T10-S15-N02	1.0	200	300	200.0	1.5	0.2
T10-S15-N01						0.1
T10-S10-N02			200		1.0	0.2
T10-S10-N01						0.1

ここで、 a :せん断スパン、 N_0 :作用軸力、 N_{cu} :軸圧縮耐力

表-2 鋼管の材料定数

公称板厚 t (mm)	降伏強度 f_{sy} (MPa)	引張強度 f_{su} (MPa)	弾性係数 E_s (GPa)	ポアソン比 ν_s
3.2	353.0	428.4	191.3	0.27
1.0	216.5	320.0	193.3	0.32

表-3 コンクリートの材料定数

圧縮強度 f_{cd} (MPa)	引張強度 f_{ct} (MPa)	弾性係数 E_c (GPa)	ポアソン比 ν_c
27.5	1.9	23.6	0.17

載荷実験は水平方向に供試体へ軸力を載荷した後に、中央部を鉛直方向に漸増載荷を、曲げもしくはせん断破壊が確認されるまで行った。なお、表-2, 3にそれぞれ、鋼管と充填コンクリートの材料定数を示す。

3. 解析モデル

3.1 解析概要

解析プログラムは汎用 FEM ソフト“FINAL”⁴⁾を用いた。図-1 にせん断スパン比 1.5 の要素分割例を示す。形状は対称性を利用して奥行き半分のみを対象として要素分割を行った。また、端部は片側を軸方向支持とし、反対側からコンクリート要素に直接軸力を載荷した。さらに、支持板と載荷板を設け、鉛直載荷は上部載荷板に強制変位を与えた。なお、図中には実験時に貼り付けた 3 軸ひずみゲージの位置を併記している。

3.2 材料構成関係

(1) コンクリート

8 節点ソリッド要素を用い、等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルにより表現した。三軸応力下の破壊条件は、Ottosen の 4 パラメータモデルを用い、4 つのパラメータは畑中らの係数を用いた。ポアソン効果については、弾性ポアソン比保持モデルを採用した。また、圧縮側の応力-ひずみ関係には、応力上昇域、最大強度後の下降域ともに、修正 Ahmad モデルを用いる。引張側の応力-ひずみ関係には、引張強度後は tension-cut off モデルを用いた。

(2) 鋼管

4 節点積層シェル要素を用い、Mises の降伏条件に基づき、ひずみ硬化を考慮したトリリニア型モデルとした。

(3) 鋼管とコンクリート間の付着

実験の挙動を検証するために、付着特性モデルは次の 2 ケースを用いた。

CASE1：鋼とコンクリート間の付着を考慮しないモデルとする。ここで、鋼管とコンクリートの間には、厚さ極小で面と面の接合要素(フィルム要素)を挿入し、鋼管とコンクリートのすべりを考慮した。フィルム要素の特性としては、鋼管とコンクリートの接触面に対して法線方向の圧縮に対しては無限大の剛性を与え、引張に対しては剛性を零とし、せん断方向も剛性を零と仮定した。この解析モデル名称を n-B(non-Bond)とする。

CASE2：鋼とコンクリートのずれを考慮しないモデルとする。ここで、鋼管とコンクリート要素の構成節点を共有させることで剛結モデルとした。この解析モデル名称を R(Rigid)とする。

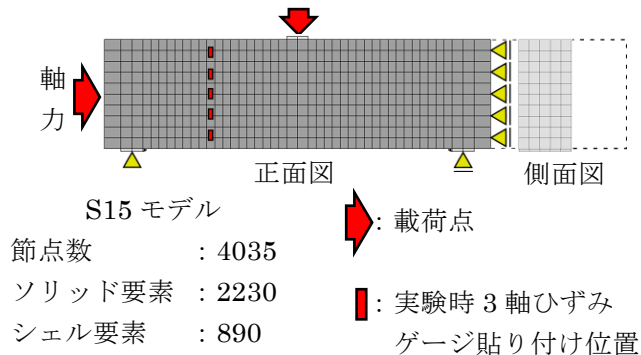


図-1 解析モデル (奥行き 1/2 モデル)

4. 解析結果

4.1 荷重-部材回転角関係

図-2 に得られた荷重と部材回転角関係を例示する。なお、荷重は載荷全荷重を、部材回転角は供試体中央の鉛直変位をせん断スパンで除したものである。ここで、コンクリートのみには軸力を加えているために軸力比が大きければ一体性が増すことを踏まえ、板厚 $t=3.2\text{mm}$ の供試体に関しては軸力比 0.2 の結果を、板厚 $t=1.0\text{mm}$ に関しては軸力比 0.1 の結果を示す。また、図中には○で示した実験結果と、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のスパン中央に張り付けた 1 軸ひずみゲージが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 応力が降伏応力に達した時を示す。また、表-4 に全 8 体に関してフランジ降伏時、ウェブ降伏時、最大荷重時の実験、n-B モデル、R モデルの荷重値と実験時の破壊性状を示す。なお図中の#は略名として今後用いる(例：T32-S15-N02 は#1)。図と表より得られた解析結果にてせん断スパン比、軸力比に関わらず R モデルは n-B モデルより二次剛性が大きく、最大耐力も大きくなっている。また、ほぼすべての供試体に関して R モデルは下フランジ降伏がウェブ降伏に先行して生じている。一方で n-B モデルではウェブ降伏が先行して生じる傾向がある。

次に実験結果と比較する。板厚 3.2mm の供試体において、#1 は n-B モデルが実験では最大耐力時に生じていないウェブ降伏が下フランジ降伏後生じている。しかし、下フランジ降伏時の荷重や最大耐力は良好な対応を示している。#3 は n-B モデルが実験よりやや低い荷重値でウェブ降伏を生じているが、最大荷重時まで下フランジ降伏が生じない点などで実験と良好な対応を示している。残り 2 体に関しても同様に n-B モデルが良好な対応を示す結果となっていることから、板厚 3.2mm の供試体では実験において、せん断スパン比および軸力比に関わらず鋼とコンクリートの付着は小

表-4 フランジ、ウェブ降伏時及び最大荷重時の荷重

#	供試体名	フランジ降伏時			ウェブ降伏時			最大荷重時			実験時 破壊性状
		実験 (kN)	n-B (kN)	R (kN)	実験 (kN)	n-B (kN)	R (kN)	実験 (kN)	n-B (kN)	R (kN)	
1	T32-S15-N02	573.9	542.7	587.0	599.8	572.4	—	617.4	612.3	738.2	曲げ破壊
2	T32-S15-N01	534.1	516.3	611.0	486.7	472.8	709.0	613.3	552.0	721.6	曲げ破壊
3	T32-S10-N02	712.3	—	957.3	727.1	649.8	982.0	729.5	696.1	982.0	せん断破壊
4	T32-S10-N01	692.8	604.6	908.3	682.0	567.3	877.2	693.1	630.3	925.9	せん断破壊
5	T10-S15-N02	213.6	222.7	213.0	265.2	188.9	301.3	273.8	262.5	311.4	曲げ破壊
6	T10-S15-N01	184.5	162.0	162.5	194.6	136.8	200.6	252.0	199.2	271.9	曲げ破壊
7	T10-S10-N02	334.1	—	318.3	360.6	257.5	355.1	368.4	325.7	422.3	せん断破壊
8	T10-S10-N01	260.9	243.3	244.3	349.4	179.2	287.0	393.9	251.1	376.6	せん断破壊

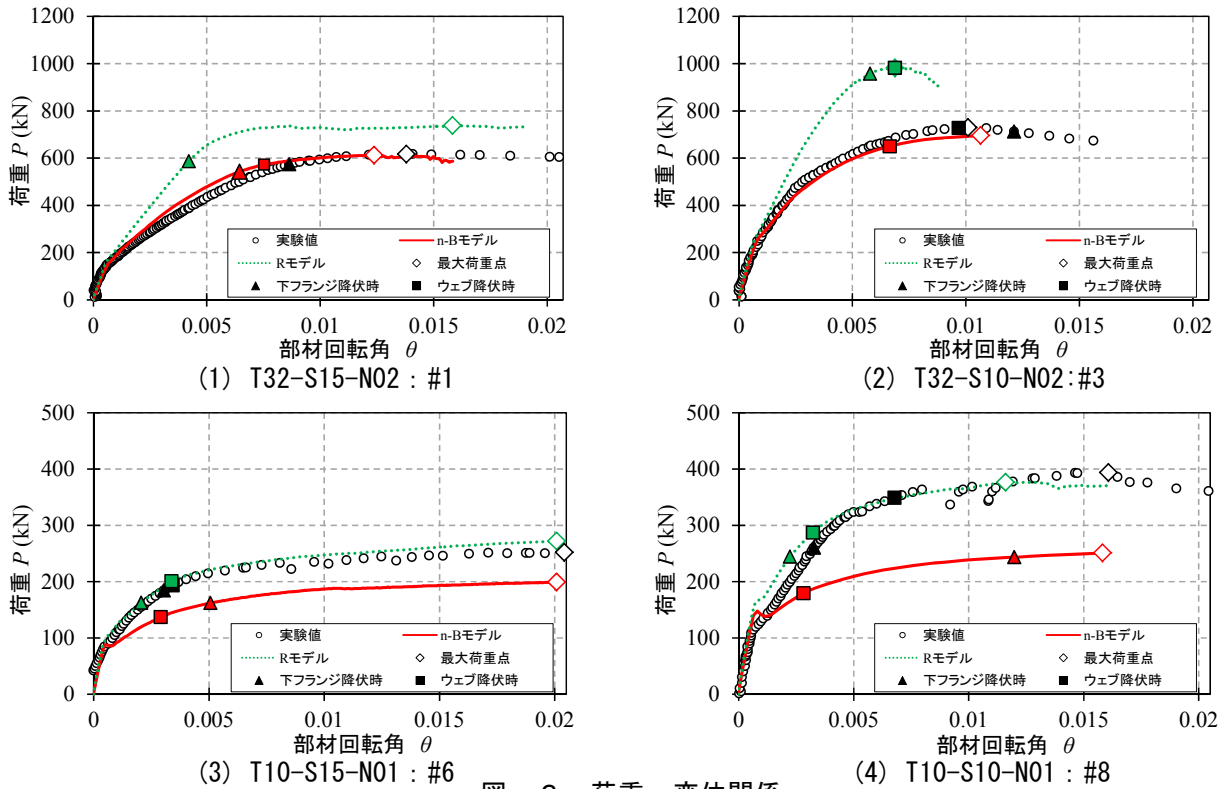


図-2 荷重-変位関係

さく、それぞれが独立した挙動をしていたと考えられる。一方で板厚 1.0mm の供試体において、#6 は R モデルが初期剛性及び最大耐力、下フランジとウェブの降伏などが良好な対応を示している。また#8 においても R モデルが良好な対応を示していることがわかる。残り 2 体に関しても同様の R モデルが良好な対応を示す傾向が見られるため、板厚 1.0mm の供試体では実験において、せん断スパン比および軸力比に関わらず鋼とコンクリートは一体化した挙動をしていたと考えられる。

4.2 鋼管の軸方向応力及びせん断応力の分布

付着特性モデルの違いによる、せん断破壊における耐荷機構を実験結果と比較・検討するため、せん断スパン中央位置のせん断応力と軸方向応力分布を図-3 に示す。図中の上側の横軸がせん断応力、下側の横軸が軸方向応力のスケールとなっている。なお、せん断スパン比及び軸力比による付着特性モデルにおける傾向にあまり顕著な差がないため、せん断スパン比 1.5

および軸力比 0.2 の場合を示す。図より板厚 3.2mm の供試体は、実験結果において、下フランジ降伏から最大荷重到達まで中立軸位置は中央やや上から変動しておらず、せん断応力分布も最大荷重時に中央でせん断降伏強度近くに達し、上下縁に向かうにつれ小さくなっていることがわかる。解析結果において、n-B モデルはやや中立軸位置が中央にあるが、下フランジ降伏から最大荷重到達まで変動していない。せん断応力分布も最大荷重時に中央付近がせん断降伏強度に到達しており、上下縁に向かうにつれ小さくなる傾向が見られる。一方で R モデルでは中立軸位置は中心軸上よりやや上にあり、下フランジ降伏から最大荷重到達までにやや高くなる傾向がある。せん断応力分布についても、最大荷重時に中央が局部座屈強度に留まり、下縁において上縁よりも小さな応力となる傾向が見られる。この結果からも板厚 3.2mm の供試体に関して、鋼管とコンクリートの一体性は保たれていなかったと考えられる。

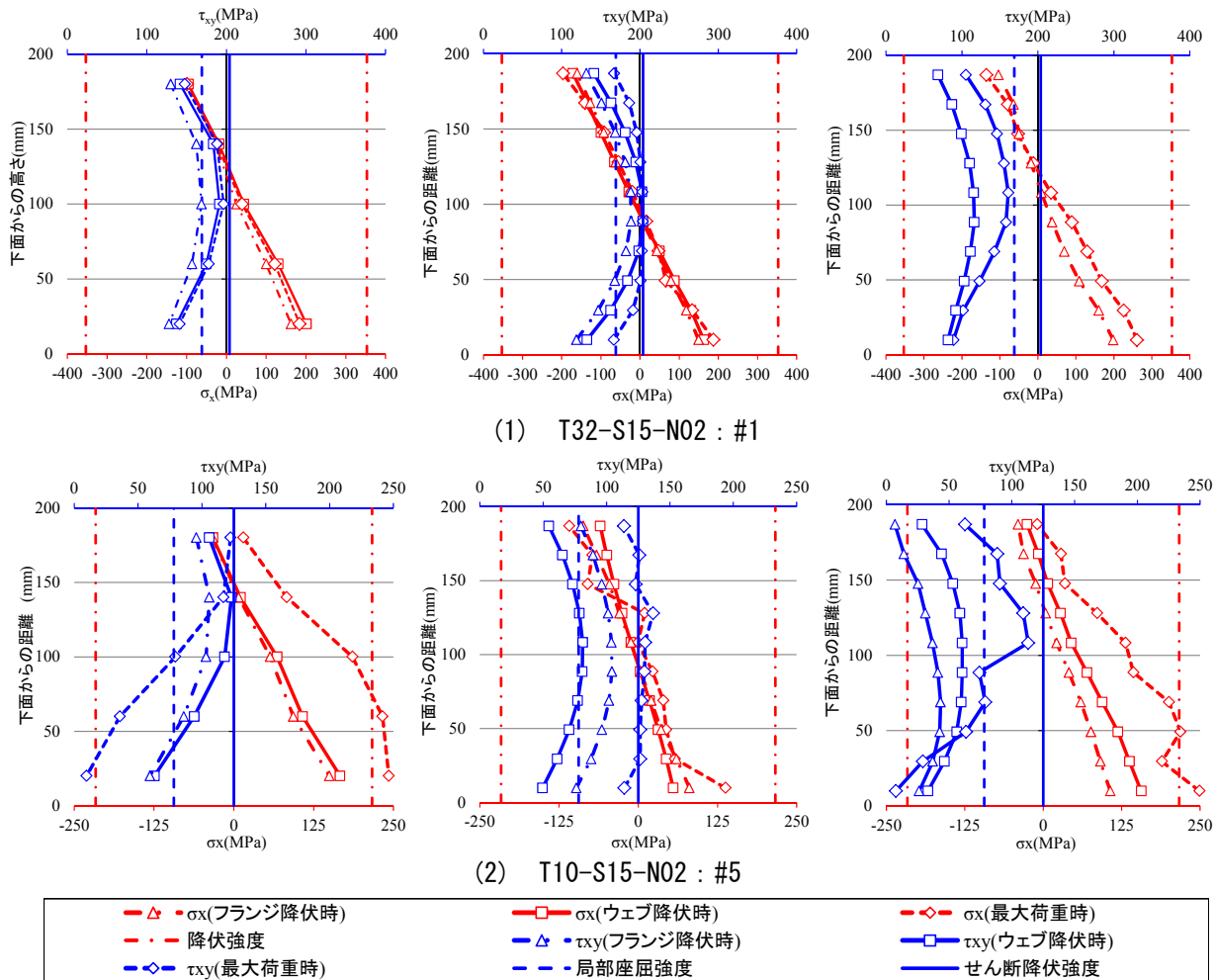


図-3 水平応力分布及びせん断応力分布 (左から, 実験, n-B, R)

次に板厚 1.0mm の供試体は, 実験結果において中立軸位置は 150mm 付近にあり, 下フランジ降伏から最大荷重到達までに高くなる。また, せん断応力分布は最大荷重時において中央より上縁までがせん断降伏強度に達しており, 下縁に向かうにつれ応力が低くなっていることがわかる。解析結果において, n-B モデルは, 中立軸位置はほぼ中心軸上にあり変動していない。また, せん断応力分布は最大荷重時に, ほぼ全域においてせん断降伏強度に達していることがわかる。一方で R モデルは, フランジ降伏時に中立軸位置は 130mm 付近にあり, 最大荷重到達まで高くなる。また, せん断応力分布は最大荷重時で中央より上縁にかけてせん断降伏強度に到達しており, 下縁に向かうにつれ小さくなっている。この結果からも板厚 1.0mm の供試体に関して, 鋼管とコンクリートの一体性は保たれていたと考えられる。

5. 耐力

5.1 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。用いる評価式は本供試体では鋼管にズレ止めを設けていないため適用外となるが CFT 指針¹⁾の短柱の曲げ耐

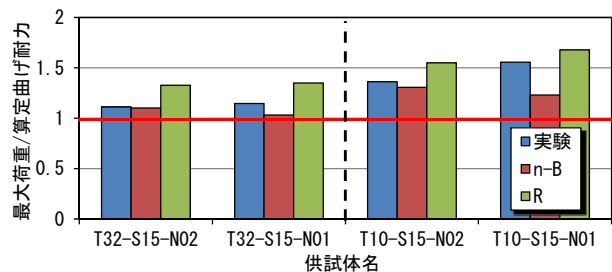


図-4 最大荷重の算定曲げ耐力比

力評価式を用いる。なお, 実験では軸力はコンクリートに直接作用させているが, 算定においては全断面に作用させたものとする。以下にコンクリート部と鋼管とそれぞれの算定式を示す。

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

$$M_{su} = Dt(D-t) / f_{sy} + 2t(D_c - x_n) x_n f_{sy} \quad (2)$$

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, γ_{cU} はコンクリートの強度低減係数 1.0。

図-4 に実験において曲げ破壊が生じたせん断スパン比 1.5 の供試体耐力に対する実験と解析を式(1)(2)による算定値で除した値を示す。図より, 板厚及び軸力比に関わらず, n-B モデルで 1.03~1.31 と良好な結果となっていることがわかる。この結果から, 鋼管とコ

ンクリートにずれが生じる場合の構造解析の結果に対して、CFT 指針の曲げ耐力評価式を準用し、安全側に評価できると考えられる。

5.2 せん断耐力

せん断耐力に対する既存の算定耐力式は土木学会の指針^{5), 6)}に依り、鋼管ウェブの局部座屈強度もしくはせん断降伏強度にウェブの断面積を乗じたものを用いる。以下に式を示す。

$$V_{slb} = \tau_{slb} \cdot A_w \quad (3)$$

$$V_{swy} = \tau_{swy} \cdot A_w \quad (4)$$

ここに、 τ_{slb} は局部座屈強度⁶⁾、 τ_{swy} はせん断降伏強度、 A_w はウェブの断面積。

コンクリート部は文献3)に依り、RCに見立てた式(5)に示すディープビーム式を適用する。

$$V_{cdd} = 0.19 f'_{cd} \beta_d \beta_n \beta_p \beta_a d / v_b \quad (5)$$

$$\beta_p = \left(1 + \sqrt{100 p_v}\right) / 2 \quad (6)$$

ここで、 β_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)、 β_a :有効高の係数、 β_n :軸力の係数、 β_a :せん断スパン比の係数、 d :有効高、 γ_b :部材係数 1.0。

ただし、付着性状に着目していることから、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。また、軸力は曲げ耐力算定時の仮定と同様全断面に作用させるものとする。

表-5に鋼管とコンクリートのそれぞれの負担せん断力及び算定せん断耐力を例示する。ここに、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分布を積分し算定した。また、コンクリートの作用せん断力は実験及び解析時の最大荷重から、算出した鋼管の負担せん断力を除いた値とした。表より、鋼管の作用せん断力に関しては、n-Bモデルは板厚 3.2mm で局部座屈程度、板厚 1.0mm でせん断降伏強度程度となった。一方で R モデルでは

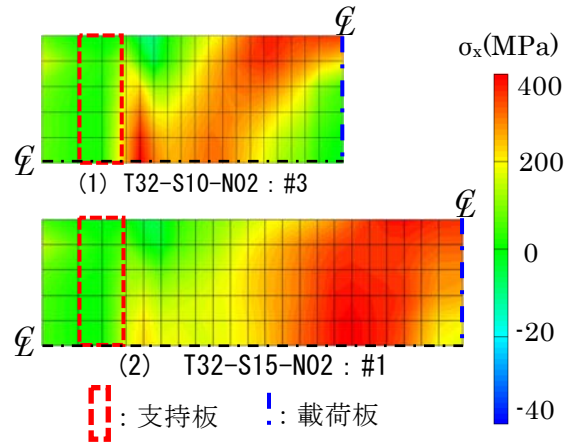


図-5 鋼管下フランジの軸方向応力分布
: n-B モデル

板厚に関わらず局部座屈強度より 2 割ほど小さくなった。また、全 4 体に関して実験値は R モデル以上 n-B モデル以下となっている。これは、せん断応力分布において、n-B モデルでは広範囲にわたってせん断降伏強度に達しているのに対し、R モデルでは一部を除き局部座屈強度程度に留まっていることからわかる。

次にコンクリートの作用せん断力に関しては、表より、n-B モデルは、板厚 3.2mm の場合ダウエル効果を無視したディープビーム式よりも高い値となり、板厚 1.0mm の場合同等の値となった。これは、板厚 3.2mm の場合、鋼管フランジは kinking による引張膜力と同様な機構でせん断に抵抗するダウエル効果がある程度生じていると考えられる。ここで、図-5に#1及び#3の n-B モデルにおける、最大荷重時の鋼管の下フランジの軸方向応力分布を示す。図よりせん断スパン比 1.5 の#1では载荷点直下近傍で曲げ変形による軸方向引張力が作用していることがわかる。一方でせん断スパン比 1.0 の#3では载荷点直下では引張力は作用しておらず、せん断スパン中央から支点近傍にかけて引張力が作用していることがわかる。RC とは異なり鋼管であることから付着を考慮しなくても充填コンクリートのせん断変形に対してある程度一体的な挙動をするため、引張軸力でせん断に抵抗する機構が生じると考えられる。R モデルは板厚 3.2mm でディープビーム式の 1.8 倍程度であり、板厚 1.0mm で同等程度の値を示し

表-5 鋼管およびコンクリートの作用せん断力と算定せん断耐力

供試体名	鋼管					コンクリート				
	最大荷重時せん断力(kN)			算定せん断耐力(kN)		最大荷重時せん断力(kN)			算定せん断耐力(kN)	
	実験	解析		局部座屈強度	せん断降伏強度	実験	解析		ディープビーム	
		n-Bモデル	Rモデル				n-Bモデル	Rモデル	ダウエル無視	通常式
V_{smax}	$V_{s(n-B)max}$	$V_{s(R)max}$	V_{uslb}	V_{uswy}	V_{cmax}	$V_{c(n-B)max}$	$V_{c(R)max}$	V_{cdd1}	V_{cdd2}	
T32-S10-N02	136.5	221.2	178.8	219.3	252.5	228.3	126.9	312.2	75.6	171.6
T32-S10-N01	144.0	229.4	175.4	219.3	252.5	202.6	85.8	287.6	72.5	164.5
T10-S10-N02	34.3	45.0	28.6	32.3	49.5	149.9	117.9	182.6	104.7	178.8
T10-S10-N01	28.5	48.0	28.0	32.3	49.5	168.5	77.6	160.3	88.8	151.6

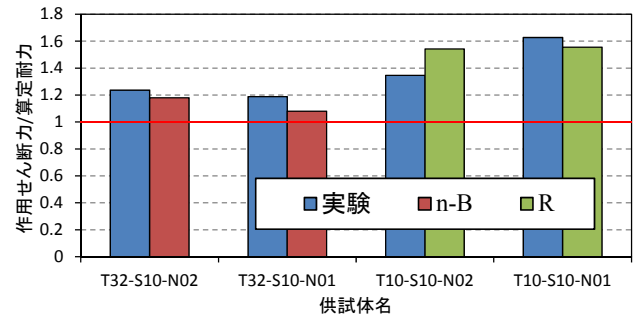
た。これは鋼管とコンクリートが完全に一体化しているため、鋼管全体でせん断に抵抗していると考えられる。全4体に関して、実験値は概ね n-B モデル以上、R モデル以下となった。これは実際では付着がある程度存在しているために、鋼管とコンクリートの相互作用が働くためと考えられる。

そこで、部材としてせん断耐力の比較を行うため、図-6に実験と解析による最大荷重と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）としない場合）によるコンクリートのせん断耐力の累加強度とし、前述の付着特性に関するモデルの妥当性から板厚 3.2mm には n-B モデルの、板厚 1.0mm には R モデルの結果を実験値と併記する。図より、板厚に関わらず、ダウエル効果を無視した算定耐力で安全側に評価できると考えられる。また、板厚 1.0mm は R モデルによって通常式で良好な値を示すことがわかった。さらに、鋼管からのコンクリートの抜け出しの拘束が不十分な場合、最大耐力について n-B モデルで下限値を R モデルで上限値を評価できる。結果として、その耐力を算定するには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でダウエル効果を無視した場合のコンクリートのせん断耐力の累加強度で安全側に評価できると考えられる。なお、抜け出しを拘束している場合は局部座屈強度とディープビーム式の累加強度で十分安全に評価できると考えられる。

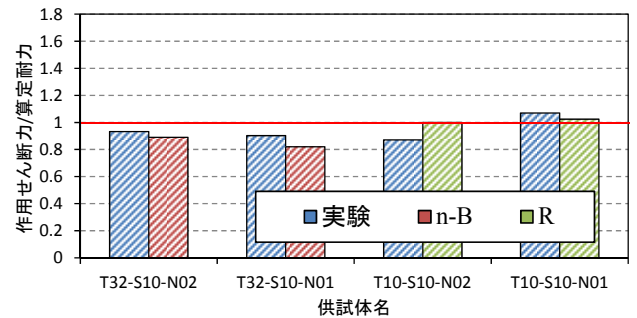
6. まとめ

せん断スパン比、幅厚比と軸力比をパラメータに鋼とコンクリートにズレ止めを設けないコンクリート充填鋼管短柱モデルを用いた対称3点曲げ載荷実験を対象に3次元 FEM 解析を行った。解析では鋼とコンクリートの付着性状モデルに付着を考慮しないモデルと剛結モデルを用いて、力学的挙動及び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。

- 1) 軸力比、せん断スパン比に関わらず、板厚 3.2mm は付着を考慮しない n-B モデルで、板厚 1.0mm は一体性を保持した R モデルでその力学的性状を評価できる可能性を示した。
- 2) 鋼管ウェブのせん断応力から算定した作用せん断力は板厚に関わらず、n-B モデルで局部座屈強度程度となり、R モデルでは局部座屈強度より 2 割ほど小さくなった。
- 3) ずれを考慮した n-B モデルのような構造解析においても CFT 指針の曲げ耐力式を準用することで安全側に評価できる。



(1) 局部座屈強度+ディープビーム（ダウエル無視）



(2) 局部座屈強度+ディープビーム式（通常式）

図-6 実験及び解析最大荷重の算定せん断耐力比

- 4) 板厚 3.2mm の場合、付着の有無に関わらず、せん断破壊型のせん断スパン比 1.0 では鋼管フランジは kinking と同様な機構でせん断に抵抗するダウエル効果がある程度生じると考えられる。
- 5) 最大耐力は n-B モデルで下限値を、R モデルで上限値を評価できる可能性を示した。
- 6) 鋼とコンクリートにずれが生じる部材に対しては、せん断耐力は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でダウエル効果を無視した場合のコンクリートのせん断耐力の累加強度で安全側に評価できる可能性を示した。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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，2001
- 3) 角掛久雄，山田佳博，菅沼哲，大内一：コンクリート充填極薄肉鋼管短柱の曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，pp.1141-1146，2011
- 4) 大林組技術研究所 構造技術研究部：FINAL 使用手引書，2011
- 5) 土木学会：2009年制定複合構造標準示方書，2009
- 6) 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，2007
- 7) 土木学会：2007年制定鋼・合成構造標準示方書，2007

討議等

質問 1.

幅厚比による付着性状の違いに着目する理由が論理の飛躍ではないか？

(谷口与史也教授)

回答 1.

幅厚比による付着性状の違いに着目した理由は前述したように、実験結果の観察より、鋼管厚の違いにより部材としての挙動に差異が見られたからである。確認できた事項を以下に示す。ここで、各計測位置を図-1に示す。

図-2 に部材端部での鋼管とコンクリートの相対ずれ量を示す。計測位置は図-1に示す π ゲージの位置であり、値は計測結果の平均値である。図の縦軸が最大荷重で無次元化した荷重であり、横軸が抜け出し量である。抜け出し量は正が抜け出しを示す。結果は代表として軸力比 0.2 の供試体を示す。図より、板厚 1.0mm の供試体は最大荷重の 30~40%程度からずれが生じ始めており、板厚 3.2mm は最大荷重の 20%程度から生じていることがわかる。このことから、板厚が薄いほど一体性が保たれると考えた。なお、このずれが生じ始めた点は、本概要集内の図-2 に示す荷重-部材回転角における n-Bモデルと Rモデルの剛性に差が生じる点と一致している。

次に、図-3 に鋼管に貼付したひずみゲージより得られた軸方向応力分布を示す。なお、計測位置は図-1に示す中段のせん断スパン中央ライン (M1~M5) である。図は縦軸に計測位置を、横軸に軸方向応力を設定している。また、判例に示すように、最大荷重時の 25% 時, 50% 時, 最大荷重時及び下フランジ降伏時を示す。なお、実験結果は、代表値として、せん断スパン比 1.5, 軸力比 0.2 の供試体を示す。図より、鋼管厚 1.0mm の供試体は荷重 25%時に中央付近に中立軸位置が存在し、その後、荷重の増加に伴い中立軸位置が上昇している。一方で、鋼管厚 3.2mm の供試体は荷重 25%時から最大荷重時にかけて中立軸位置が変動していない。本実験においては、鋼管にダイヤフラム及びズレ止めを一切設置せず、コンクリートに直接軸力を載荷していることから、中立軸位置が変動しないということは鋼管とコンクリートの一体性が低く、鋼管にコンクリートから軸力が伝達されていないということが考えられる。

このような観測結果から鋼管厚の違いにより、鋼とコンクリートの一体性に差異があると考えられるために、解析モデル構築の際に部材としての一体性を考慮し、付着なしモデル (n-Bモデル) 及び剛結モデル (Rモデル) を仮定し、研究を行った。

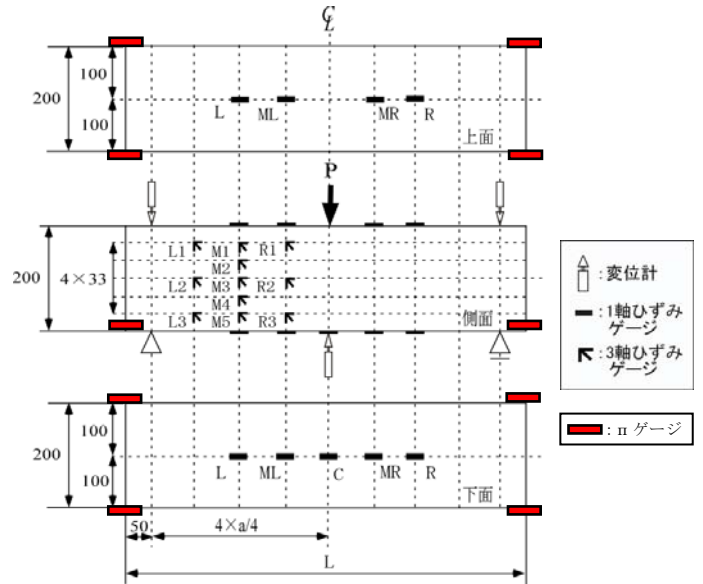
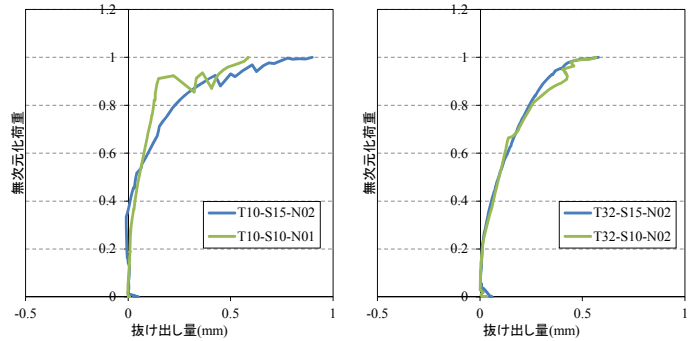
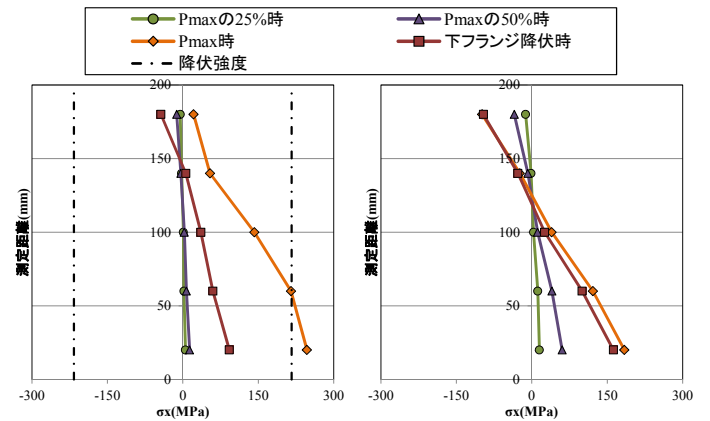


図-1 計測項目



(1) 板厚 1.0mm (2) 板厚 3.2mm

図-2 部材端部の抜け出し量



(1) 板厚 1.0mm (2) 板厚 3.2mm

図-3 鋼管ウェブの軸方向応力分布