

軸圧縮下で曲げ変形を受ける コンクリート充填鋼管柱の内部性状に関する三次元 FEM 解析

3-D FEM analyses on internal state inside the concrete filled steel tubular columns
subjected to flexural deformation under axial loading

松村寿男*, 水野英二**

Toshio Matsumura, Eiji Mizuno

*博士(工学) 瀧上工業株式会社, 技術設計グループ(〒454-8517 名古屋市中川区清川町2-1)

** Ph. D. 中部大学教授, 工学部 都市建設工学科(〒487-8501 愛知県春日井市松本町1200)

3-D finite element deformation analyses on the CFT steel columns, which are subjected to constant axial loading and lateral monotonic loading, have been carried out to investigate the post-peak behavior of the CFT steel columns as well as confining effect on concrete from the steel tubular columns.

In order to represent the load-deformation relationship of the CFT columns obtained from the experiment, analytical simulations have been carried out through the parametric study on constitutive models of steel and concrete as well as Young's modulus ratio. As a result, the condition of confining pressure due to the local buckling of steel tubular column near the column base has been clarified. Also, it has been found that the plate thickness does not affect on the confining pressure, but the high strength concrete brings the higher confining pressure.

Key Words: 3-D FEM analysis, concrete filled tubular steel column, post-peak behavior, equivalent confining pressure, microscopic behavior at Gaussian point

キーワード: 三次元FEM解析, コンクリート充填鋼管柱, ポストピーク挙動, 等価拘束圧, ガウス点挙動

1. 序論

鋼・コンクリートを主体とした複合構造物の中で、曲げ変形を受けるコンクリート充填鋼管柱^{1),2)}(以下CFT柱と称す)のポストピーク挙動³⁾を検討する場合に、鋼・コンクリートの合成作用が生じ、鋼管から内部コンクリートへの拘束効果により、コンクリートに一軸圧縮強度以上の強度が期待できることが実験的研究^{4),5)}から分かっている。このような拘束効果は、荷重増加に伴うコンクリートの塑性変形による体積膨張を、鋼管が外側から拘束し、コンクリートに三軸圧縮応力状態^{6),7)}が生じ、コンクリート強度が増加するメカニズムであると考えられている。

しかし、拘束効果について、既往の研究⁷⁾におけるファイバー要素による解析のみでは、内部コンクリートの三次元応力状態ならびに鋼管の座屈現象などの実現象を詳細にシミュレートすることが不可能であること、実験的研究^{8),9)}では内部の拘束圧の分布を計測することは困難であることを考慮すると、鋼管の内部コンクリートへ

の拘束効果を評価するには限度がある。

近年、FEM解析を用いた局所的な三次元的挙動を考慮した性能規定型設計¹⁰⁾が行われ始めているが、終局状態を考慮した曲げ変形を受けるCFT柱の設計に三次元的な拘束効果を採り入れた例はほとんどなく、CFT柱の内部性状は未知な部分が多い。

このCFT柱の鋼管の座屈性状ならびに内部コンクリートの拘束圧の分布性状をFEM解析により把握することは、拘束効果を合理的な性能規定型設計の基礎データとして採り入れることができ、今後の応用が期待できる。

解析的に拘束効果を評価する際に、三軸応力空間における応力状態を評価する塑性理論的なアプローチ¹¹⁾は数少ない。これまでに筆者らは、塑性論的な観点から「等価拘束圧」^{12),13)}の概念を用い、拘束効果を積分点(以下ガウス点)レベルの状態量から解析的に評価する試みを行なっている。本手法は、コンファインドコンクリートの中心軸圧縮解析^{14),15)}などで既に採用されているが、CFT柱の曲げ変形解析で内部コンクリートの内部性状の評価についても適用が可能である。

本研究では、軸圧縮下で曲げ変形を受ける CFT 柱の実験を対象として、1)実験の荷重 - 変位関係を再現するような鋼・コンクリートの構成モデルをセンシティブ解析にて特定し、2)解析結果から内部コンクリートへの拘束効果によるコンクリートの強度増加を、コンクリート強度ならびに板厚の影響について拘束圧の分布をガウス点レベルから捉え、3)実験の内部コンクリートの応力性状について、ひずみ性状とひび割れ挙動から解析的に捉える。

これらの考察により、現行の設計基準^{16),17) 18),19)}で扱う構成モデル、鋼・コンクリートの合成効果におけるヤング係数比の設定、CFT 柱の拘束効果に関するメカニズムの検証を解析的に行なう。

2. 解析概要

2.1 実験供試体

旧建設省土木研究所で行われた実験²⁰⁾を対象とし、本研究の解析モデルを構築する。表 - 1 に示す鋼管板厚ならびに内部コンクリートの一軸圧縮強度を変化させた 4 種類の供試体を採用している。なお、鋼材の材質は SM490Y 材であり、供試体の寸法は、高さ $L = 2,920$ mm、外径 $D = 700$ mm である。

表 - 1 供試体の概要

供試体 Type	寸法			鋼管		コンクリート	
	外径 D (mm)	板厚 t (mm)	径厚比 D/t	降伏点 σ_y (MPa)	ヤング 係数 E_s (GPa)	一軸圧縮 強度 f'_c (MPa)	ヤング 係数 E_c (GPa)
A	700	6	116.7	431	205.8	26.56	25.382
B		6	116.7	431		33.42	27.146
C		6	116.7	431		42.73	29.498
D		12	58.3	392		25.87	25.186

図 - 1 に示すように、軸方向に一定軸力 6,860 kN (軸力比 $P/P_y = 0.3$) を載荷した後に、横方向に変位制御する単調載荷実験を対象としている。

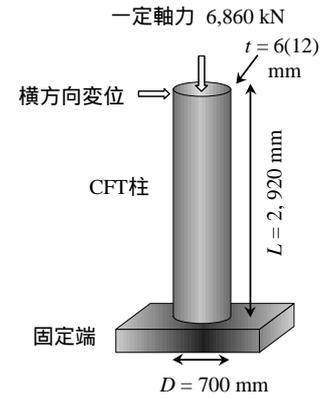


図 - 1 供試体概念図

2.2 解析ケース

対象とした実験供試体の荷重 - 変位関係を精度よく再現し、供試体の内部性状を解析的に推察するために、以下に示すような解析結果に影響を及ぼすと思われる「要因」を考え、次章に記述するセンシティブ解析を実施する上で必要な解析ケース (表 - 2) を選定した。

要因1: コンクリートの構成モデル

本解析では、図 - 2 に示す Drucker-Prager 型構成モデルを用いるが、圧縮挙動を表現するためのモデルとして 2 種類のモデル (図 - 3) を採用する: (1) 弾完全塑性型構成モデル, (2) 軟化型構成モデル

要因2: 鋼材の構成モデル

図 - 4 に示す、2 種類のマルチリニア型構成モデルを採用する: (1) 降伏棚を有し、その後、ひずみ硬化する構成モデル, (2) 降伏後にひずみ硬化する構成モデル

要因3: ヤング係数比

「コンクリートと鋼材のヤング係数の比率 n 」の影響を検討するため、ここでは、要因の一つとして解析に考慮する。($n = 7 \sim 21$ で変化させる)

なお、上述の構成モデルの選定根拠については第 3 章に後述する。

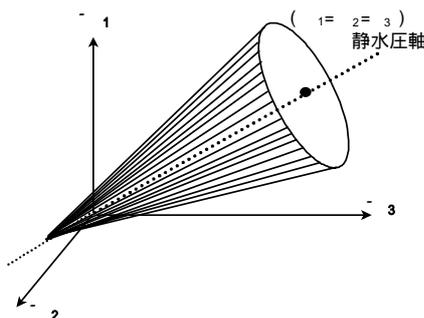


図 - 2 Drucker-Prager 型構成モデル

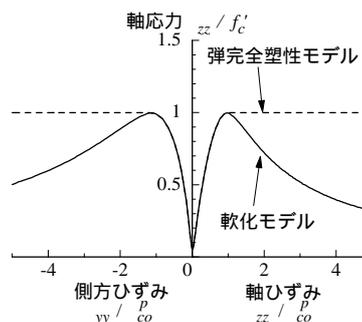


図 - 3 圧縮域のコンクリート構成モデル

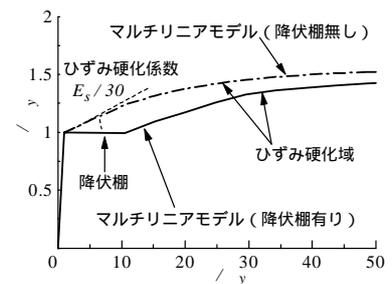


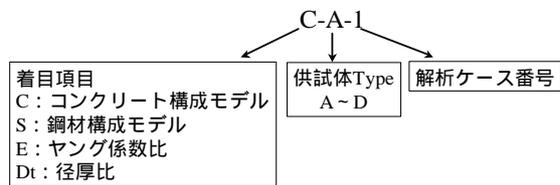
図 - 4 鋼材の構成モデル

対象とした実験供試体は、コンクリートの一軸圧縮強度 (f'_c) の違い、さらには板厚 (t) の違いに着目しており、これらの影響については、第4章「変形挙動ならびに内部性状に関する考察」にて、実験結果と比較することにより、解析的な検討を行なう。

コンクリートおよび鋼材の構成モデルならびにヤング係数比の要因に着目したセンシティブィティ解析を実施する全解析ケースを名称の説明と併せて表 - 2 に示す。

表 - 2 解析ケース

解析ケース	コンクリート構成モデル	鋼材構成モデル	ヤング係数比 $n = E_s / E_c$	供試体 Type	
C-A-1	軟化モデル	降伏棚有	8.1	A	
C-A-2	弾完全塑性		8.1	A	
C-B-1	軟化モデル		7.6	B	
C-B-2	弾完全塑性		7.6	B	
C-C-1	軟化モデル		7	C	
C-C-2	弾完全塑性		7	C	
C-D-1	軟化モデル		8.2	D	
C-D-2	弾完全塑性		8.2	D	
S-A-1	軟化モデル	降伏棚有	8.1	A	
S-A-2		降伏棚無	8.1	A	
S-B-1		降伏棚有	7.6	B	
S-B-2		降伏棚無	7.6	B	
S-C-1		降伏棚有	7	C	
S-C-2		降伏棚無	7	C	
S-D-1		降伏棚有	8.2	D	
S-D-2		降伏棚無	8.2	D	
E-A-1		降伏棚無		8.1	A
E-A-2				15	A
E-A-3				21	A
E-B-1				7.6	B
E-B-2				10	B
E-B-3				15	B
E-C-1				7	C
E-C-2				10	C
E-C-3			15	C	
E-D-1			8.2	D	
E-D-2			15	D	
E-D-3			21	D	



ここに、C-で始まる 8 解析ケース (例えば、C- 供試体ケース番号 - ケース番号) はコンクリート構成モデルに着目している。S-で始まる 8 解析ケースは鋼材の構成モデル、E-で始まる 12 解析ケースはヤング係数比に各々着目したケース名を表示しており、合計 28 解析ケースである。

2.3 解析モデル

軸圧縮下で曲げ変形を受ける CFT 柱の三次元有限要素解析には、解析コード DIANA²¹⁾ を使用した。鋼管要素に 8 節点シェル要素 (要素名: CQ40S, 以下同様に称す)、内部コンクリート要素には 20 節点ソリッド要素 (CHX60) と 15 節点ソリッド要素 (CTP45)、鋼管要素とコンクリート要素の境界面には 8 節点境界要素 (CQ48I) を採用した。

これら二次要素を用いたソリッド要素は、通常 6 面体要素では 27 ガウス点を有するが、解析処理の容易さと極端な局所的挙動の評価を避けるため、本研究では 8 ガウス点に低減して評価する。本解析では、一定軸力を鋼管ならびに内部コンクリートに同時に載荷した後に横方向に単調載荷した。要素分割は、図 - 5 に示すように、柱基部の要素長さを短くし、基部から離れるに従い要素長さを長くした。また断面内部を半径方向に 4 分割し、円周方向に 16 分割した。

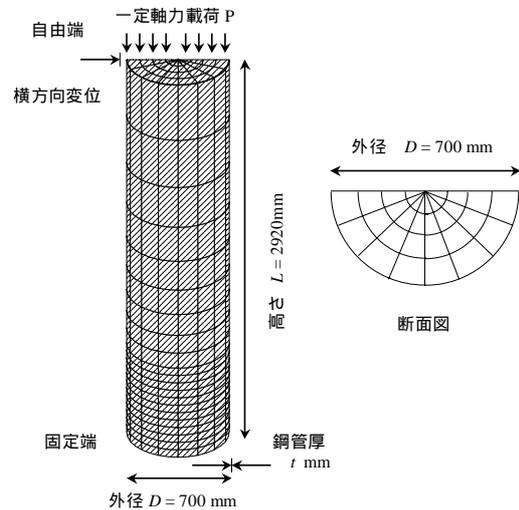


図 - 5 解析モデル図

2.4 鋼管とコンクリートの境界要素のモデル化

鋼管とコンクリートの境界要素は、図 - 6 に示すように、鋼管とコンクリートの接触面について、断面の半径方向を「剥がれ方向」、鉛直方向を「すべり方向」と定義し、以下に述べる状態をモデル化した。

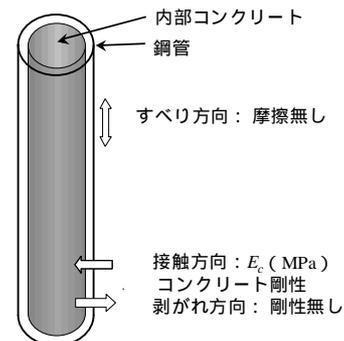


図 - 6 鋼管とコンクリートの境界要素

「剥がれ方向」について、鋼管と内部コンクリートが離れる場合には剛性無しとし、鋼管が内部コンクリートに接触する場合には、内部コンクリート部分と鋼部分の間の境界要素をコンクリートとして扱うことにした。さらに、「すべり方向」については、鋼管と内部コンクリートには摩擦が生じないと仮定した。この主な理由としては、1) 初期の段階（弾性領域）では、曲げ変形に摩擦性状は大きな影響を与えないこと、2) 鋼管の局部座屈が生じるような段階では、鋼管とコンクリート境界部は局部的に剥がれている状態であること、などが挙げられる。摩擦性状に関するモデル化については、今後の課題である。

3. センシティブィー解析

本章では対象とした実験供試体の荷重 - 変位曲線を再現するような、以下に記述する要因の影響に着目したセンシティブィー解析を行なう。

(ア) 鋼・コンクリートの構成モデルの影響による要因

要因 1 : コンクリートの構成モデル (図 - 3)

- ・ 現行の設計基準における「弾完全塑性型構成モデル」
- ・ 三軸圧縮状態を表現できる「軟化型構成モデル」

要因 2 : 鋼材の構成モデル (図 - 4)

- ・ 降伏棚を有し、その後、ひずみ硬化する「降伏棚ならびにひずみ硬化を考慮したマルチリニア型構成モデル」
- ・ 降伏後にひずみ硬化する「ひずみ硬化のみを考慮したマルチリニア型構成モデル」

(イ) 鋼・コンクリートの合成作用の要因

要因 3 : ヤング係数比

- ・ 供試体の割線ヤング係数から得られるヤング係数比
- ・ 現行の設計基準で採用されるヤング係数比 n (設計基準¹⁶⁾: $n=10$, クリープ: $n=15$, 乾燥収縮: $n=21$)

なお、実験と解析結果との比較は荷重 - 変位曲線を用いて行なうこととし、横軸にCFT柱の載荷変位 δ_y を降伏変位 δ_y , 縦軸に載荷荷重 Q を降伏荷重 Q_y にて無次元化することにより考察する。

ここに、降伏荷重 Q_y と降伏変位 δ_y は、式(1)~(2)の線形関係¹⁰⁾を用いて算出する。この線形関係は、鋼・コンクリートを全断面有効としているが、参考のため鋼管のみの断面を有効にした線形関係も示し、理論線として実験ならびに解析結果の荷重 - 変位関係の初期勾配の比較に用いる。

$$Q_y = \left(\sigma_y - \frac{P}{A} \right) Z / L \quad (1)$$

$$\delta_y = \frac{Q_y L^3}{3E_s I} \quad (2)$$

ここに、柱高さ L ($=2,920\text{mm}$), 断面定数 Z ($=I/y$, $y=D/2$), 鋼材の降伏点を σ_y とする。断面積 ($A=A_s+A_c/n$), 断面二次モーメント ($I=I_s+I_c/n$) は、ヤン

グ係数比 $n (=E_s/E_c)$ を用いて鋼材に換算している。なお、表 - 1 の供試体のシリンダー試験²⁰⁾ から得られる割線ヤング係数によるヤング係数比は、 $n=8.1$ (Type-A), $n=7.6$ (Type-B), $n=7.0$ (Type-C), $n=8.2$ (Type-D) であり、全断面有効時の理論線として用いることにする。また、鋼管の変形状態を確認するために、解析ケースについて最終変位における柱基部鋼管の変形性状も図示し考察する。さらに、鋼管とコンクリートの肌離れが生じる変位を座屈発生点として表示する。なお、本研究では有限変位レベルでの CFT 柱の変形性状を再現するため、幾何学的非線形性を考慮した解析を実施した。

3.1 構成モデルの影響

(1) コンクリートの構成モデル

わが国の設計基準では道路橋示方書（以下、道示と称す）等^{17), 18)}において、圧縮域のコンクリートの構成モデルとして、弾完全塑性型の応力 - ひずみ関係が適用されている。これらの基準では終局ひずみ (0.0035を仮定) にて破壊することを前提に、安全率を考慮した設計圧縮強度 $0.85 f_{cd}$ を用いている。一方、限界状態を考慮した設計基準¹⁶⁾では円形断面に拘束効果を考慮し、設計圧縮強度 $1.0 f_{cd}$ とした弾完全塑性型の応力 - ひずみ関係を用いた設計が行われている。

ここでは、第2章の図 - 3に示した「弾完全塑性型モデル」および「軟化型構成モデル」を用いた解析結果（荷重 - 変位関係）を比較・検討する。後者のモデルは、三次元主応力破壊曲面（図 - 2）を有したDIANA既存のDrucker-Prager型三次元ひずみ軟化構成モデル（図 - 3）を用いる。この「軟化型構成モデル」は、コンクリートの三軸圧縮試験結果^{22), 23)}を再現するような水野らのひずみ軟化型構成モデル^{12), 13)}と同様な一軸圧縮応力 - ひずみ関係を検討した文献²⁴⁾を参考に軟化域を仮定した。すなわち、第2章の図 - 3に示した軟化域における曲線は、修正Popovics式により計算される曲線^{22), 23)}である。詳細は文献^{22)~24)}を参照されたい。

一方、コンクリートの引張挙動のモデルは、テンションカットオフ規準を用いることにより一軸圧縮強度 f_c' の10分の1を引張強度 f_t として定義し、引張軟化特性は考慮しない。引張軟化特性を仮定することは引張挙動による解析に対する精度を向上させるために必要な方法であるが、解の安定性が悪くなるという欠点も指摘¹⁰⁾されている。引張軟化特性を考慮はしなくても、CFT柱の三次元有限曲げ変形解析においては実験結果と良好な解析結果が得られている事例²⁵⁾もあり、本研究では、ポストピーク挙動に大きく影響すると考えられる圧縮軟化特性のみを考慮することにした。

なお、鋼材には「降伏棚ならびにひずみ硬化を考慮したマルチリニア型構成モデル」を採用し、ヤング係数比は割線ヤング係数比 (Type-A: $n=8.1$, Type-B: $n=7.6$, Type-C: $n=7.0$, Type-D: $n=8.2$) を採用する。

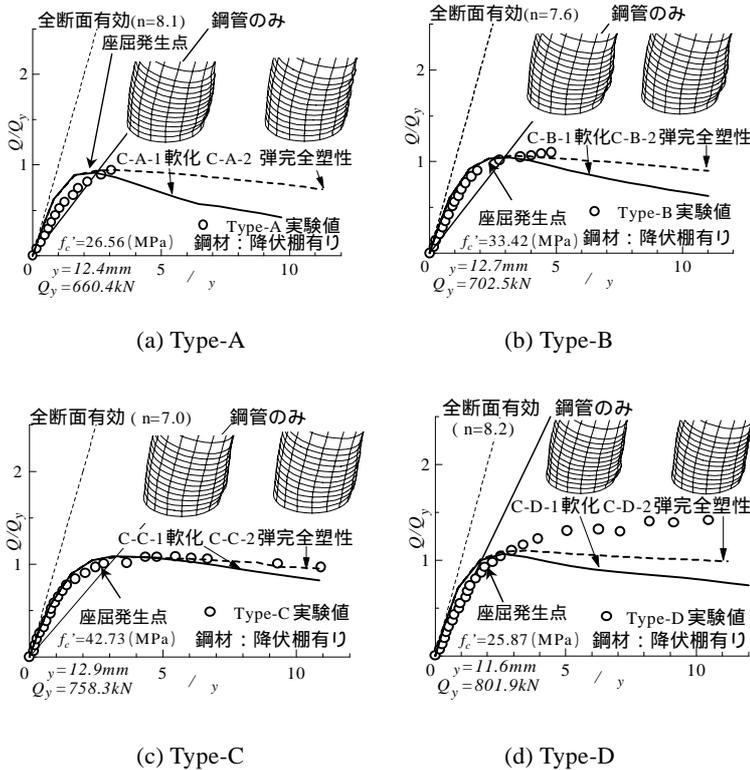


図 - 7 コンクリートの構成モデルの影響

解析結果の図 - 7 から分かるように、コンクリートに関する構成モデルの違いによって基部に座屈が発生するまで顕著な違いは見られないが、座屈発生点後のポストピーク挙動において、コンクリート強度の低い (図 - 7 (a) : $f_c' = 26.56 \text{ MPa}$, 図 - 7 (b) : $f_c' = 33.42 \text{ MPa}$) 場合の「弾完全塑性型モデル」を用いた解析結果 (C-A-1 ~ C-B-1) は、「軟化型構成モデル」を用いた解析結果 (C-A-2 ~ C-B-2) よりも高い耐力レベルを示す。

また、図 - 7 (c) に示す解析結果から分かるように、コンクリート強度が高い場合 ($f_c' = 42.73 \text{ MPa}$) では、両モデルによるポストピーク領域での耐力レベルは同程度となり、構成モデルが荷重 - 変位関係に与える影響は小さくなる。

さらに、図 - 7 (d) に示すように、板厚 ($t = 12 \text{ mm}$) の厚い場合には、「弾完全塑性型モデル」を用いた解析結果 (C-D-1) および「軟化型構成モデル」を用いた解析結果 (C-D-2) は、実験結果と比較すると、ポストピーク領域にて耐力の差が大きく、実験挙動を精度よく再現しているとは言い難い。この理由としては、1) 鋼管板厚の厚い Type-D の場合には、実験では柱基部の鋼板に明確な局部座屈が生じにくいいため、高い耐力を示すと思われるのに対し、解析結果では低い耐力レベルで早期に局部座屈が生じること、2) 解析では局部座屈が生じた後に、ポストピーク領域において、鋼管から内部コンクリートへの拘束効果を発揮で

きず、耐力の増加を再現することができないこと、などが挙げられる。

このことから、設計基準¹⁶⁾で用いられる「弾完全塑性型モデル」の適用は、コンクリート強度の低い (図 - 7 (a) : $f_c' = 26.56 \text{ MPa}$, 図 - 7 (b) : $f_c' = 33.42 \text{ MPa}$) 場合に耐力レベルの増加が期待できるが、コンクリート強度が高い (図 - 7 (c) : $f_c' = 42.73 \text{ MPa}$) 場合に影響は少ないため、コンクリート強度により解析精度にばらつきがあり、本構成モデルの明確な優位性は検証できなかった。

(2) 鋼材の構成モデル

鋼材の構成モデルとして、降伏棚ならびにひずみ硬化を考慮した、バイリニア型モデル (図 - 4) が、わが国の設計基準^{17), 19)}として適用されている。

ここでは第2章の図 - 4 に示した、「降伏棚ならびにひずみ硬化を考慮したマルチリニア型構成モデル」および「ひずみ効果のみを考慮したマルチリニア型構成モデル」を用いた解析結果 (荷重 - 変位関係) を図 - 8 に比較・検討する。

後者のモデルは、円形鋼管の製作過程で鋼材は冷間曲げ加工を受けているため、塑性変形によってすでに降伏棚が消失し、降伏直後からひずみ硬化挙動を示す²⁶⁾ことを配慮している。本解析では、ひずみ硬化率には文献10)の応力 - ひずみ関係を参考に、鋼材のヤング係数 E_s の $1/30$ (SM490Y 材) を用いる。また、コンクリートの構成モデルには軟化型構成モデルを用いる。

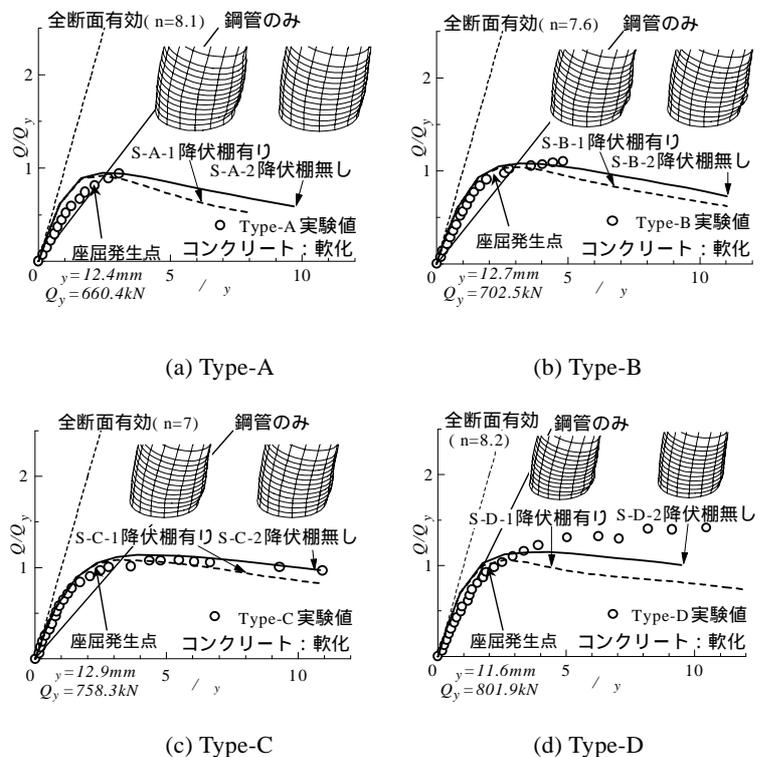


図 - 8 鋼材の構成モデルの影響

ヤング係数比は割線ヤング係数比 (Type-A : $n = 8.1$, Type-B : $n = 7.6$, Type-C : $n = 7.0$, Type-D : $n = 8.2$) を採用する。

図 - 8から分かるように、鋼材に対する構成モデルの違いによって基部周辺に座屈が生ずるまでは顕著な違いは見られないが、座屈発生点後のポストピーク挙動において、「ひずみ硬化のみを考慮したマルチリニア型構成モデル」を用いた解析結果 (S-A-2 ~ S-D-2) は、「降伏棚ならびにひずみ硬化を考慮したマルチリニア型構成モデル」を用いた解析結果 (S-A-1 ~ S-D-1) よりも高い耐力レベルを示す。

また、図 - 8 (d) から分かるように、板厚が厚い (板厚 $t = 12 \text{ mm}$) 場合には、解析ケース (S-D-2 : 降伏棚なし) の解析結果は、ポストピーク領域において実験値により近づいている。このことから、冷間曲げ加工によって生ずる「降伏棚の消失を考慮した構成モデル」の適用は、対象とした実験挙動を再現するのに本解析では必要であると思われる。

しかしながら、本解析から得られた初期勾配ならびにポストピーク挙動 (特に図 - 8 (d)) を考察する限りにおいては、本節の構成モデルのみの検討では、対象とした実験挙動を十分に再現しているとは言えない。これは、(1)項の考察1), 2)と同様に、再現すべき実験結果のピーク (最大) 耐力と変位ならびにポストピーク領域における拘束効果を解析結果は再現できていないことが原因と考察できる。

3.2 ヤング係数比の影響

コンクリートと鋼材のヤング係数の比率 (ヤング係数比) について、文献 20) では、コンクリートのシリンダー試験から求めた割線ヤング係数と実際に鋼管に充填したコンクリートのヤング係数の相違が大きいことが指摘されている。

この原因には、コンクリートの打設状況、養生方法、日数の影響、コンクリートの乾燥収縮の影響が考えられるが、これらの影響に配慮して、ヤング係数比 (以下、 n と称す) を大きくしなければ実験値に近づかないことを指摘している。

一般に、シリンダー試験の割線ヤング係数には、骨材によるばらつき²⁷⁾ も一因と考えられるが、CFT 柱のヤング係数比に関する知見は希少であり、現行の設計基準に着目すると、コンクリート部材の実設計では通常 $n = 7$ を用いる。

また、クリープの影響を考慮した設計には $n = 15$ を用い、乾燥収縮の影響を考慮した設計²⁸⁾ には $n = 21$ を用いた、荷重条件を配慮した設計が行なわれている。

実験の再現に $n = 10$ を用いた合成構造の研究²⁹⁾ もあり、荷重 - 変位曲線の初期剛性が大きく異なる場合に、ヤング係数比 n の違いに着目する必要がある。

本節では、3.1 節で考察した実験結果の初期勾配を再現するために、コンクリートのヤング係数の影響を小さく設定する、すなわち、解析にてヤング係数比を大きく設定することで、実験結果を再現することを試みる。

本解析では、供試体のシリンダー試験から得られた割線ヤングから得られるヤング係数比 (以下、割線ヤング係数比と称す) である、 $n = 8.1$ (Type-A), $n = 7.6$ (Type-B), $n = 7.0$ (Type-C), $n = 8.2$ (Type-D) の他に、現行の設計基準や既往の研究を参考に、ヤング係数比を大きくする、すなわち、コンクリートのヤング係数を見かけ上小さくし、ヤング係数比 $n = 10, 15, 21$ の解析ケースを考慮する。このとき、コンクリートの一軸圧縮強度 (f_c') は変えずに、ピークひずみを変化させてコンクリートの応力 - ひずみ関係を設定した。なお、コンクリートには「ひずみ軟化型構成モデル」、鋼材には「ひずみ硬化のみを考慮したマルチリニア型構成モデル」を採用する。

図 - 9(a) ~ (d) から分かるように、原点 ($y = 0.0$) から基部の座屈発生点の変位 ($y = 2.0$) 付近までの荷重 - 変位関係について、割線ヤング係数比を用いた解析結果 ($n = 8.1$: E-A-1, $n = 7.6$: E-B-1, $n = 7.0$: E-C-1, $n = 8.2$: E-D-1) は、いずれも実験 (丸印) の初期勾配よりも急勾配を示し、実験を精度よく再現してはいない。一方、図 - 9 (b), (c) から分かるように、ヤング係数比 $n = 15$ を採用した解析ケース (E-B-3, E-C-3) は、実験 (丸印) の初期勾配よりも緩勾配となり、ポストピーク挙動

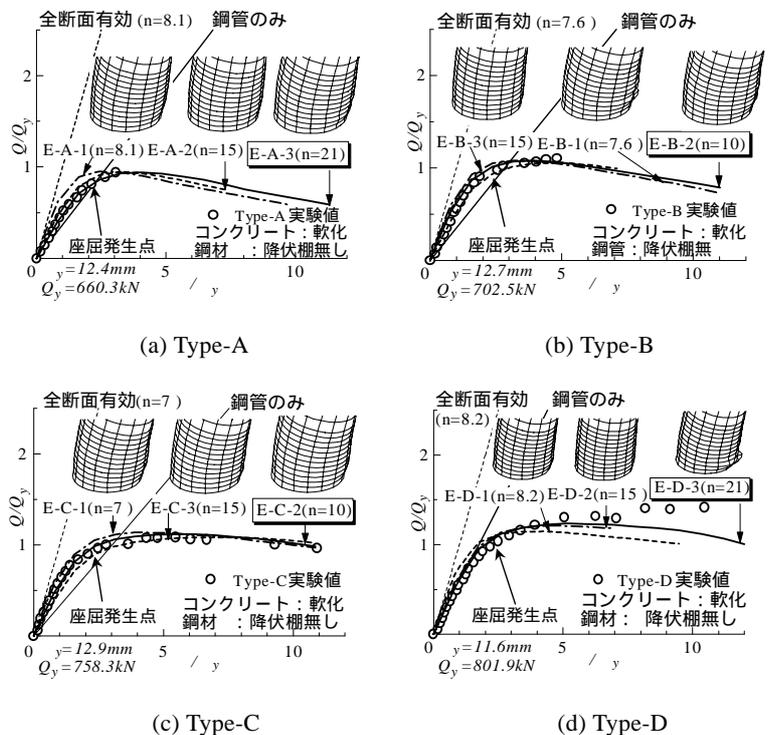


図 - 9 ヤング係数比の影響

における最終変位 ($\delta_y=10.9$) に至るまで実験を精度よく再現しているとはいえない。

実験 (丸印) の初期勾配からポストピーク挙動に至るまで、精度よく再現している解析結果は、図 - 9 に実線で示すように、Type-A は解析結果 E-A-3 ($n=21$)、Type-B は解析結果 E-B-2 ($n=10$)、Type-C は解析結果 E-C-2 ($n=10$)、Type-D は解析結果 E-D-3 ($n=21$) である。このことから、実験の荷重 - 変位関係を精度よく再現するには、供試体のシリンドラ - 試験で得られる割線ヤング係数比よりも大きいヤング係数比を考慮する必要がある。

ヤング係数比 $n=21$ (Type-D) を考慮した解析結果 (E-D-3: 実線) では、初期勾配から座屈発生点付近 ($\delta_y=2.0$) の変位において実験 (丸印) に近づくものの、ポストピーク領域の最終変位 ($\delta_y=10.9$) 付近では、実験 (丸印) より耐力レベルが低く、実験を必ずしも精度よく再現していない。

この原因を考察するために、図 - 9 (d) の解析結果 (E-D-3) 基部の座屈性状を観察すると、提灯座屈が発生し耐力レベルが低下しているが、最終変位 ($\delta_y=10.9$) 付近の実験 (丸印) の耐力レベルが高いことから、実験では提灯座屈は生じていないことが推察される。

しかし、解析結果 (E-D-3) は文献 7) のファイバー解析においても同程度の荷重 - 変位挙動であり、本解析条件下では、ヤング係数比 $n=21$ の解析結果 (E-D-3) が最も実験に近い挙動といえる。

以上の解析結果を踏まえ、次に現行の設計基準におけるヤング係数比の設定条件の妥当性を考察する。

まず、現行の設計基準である道示¹⁷⁾では、コンクリートを充填した橋脚には低強度のコンクリートの使用を推奨している。これは、終局限界状態においては、鋼管のみの設計を行えばよいことを示唆している。

本検討結果によれば、コンクリート強度の低いType-A ($f_c' = 26.56$ MPa) およびType-D ($f_c' = 25.87$ MPa) の場合には、実験曲線の初期勾配は鋼管のみの理論線に近い勾配 (この場合、ヤング係数比 n を 21 と設定) を示す。一方、強度の高いType-B ($f_c' = 33.42$ MPa) および Type-C ($f_c' = 42.73$ MPa) の場合には、実験曲線の初期勾配はCFT柱全断面有効の理論線に近い勾配 (この場合、ヤング係数比 n を 10 と設定) を示す。このことから、強度の高いコンクリートを採用すれば、終局限界状態において鋼管のみの設計からコンクリートの影響を考慮した設計の余地が残るといえよう。

さらに、供試体のシリンドラ - 試験の割線ヤング係数比を用いた解析結果から、荷重 - 変位関係において、実験よりも初期勾配が急勾配であり、ポストピーク挙動についても実験を精度よく再現することはできなかった。これに対して、解析上のヤング係数比 n を大きくすることにより、実験の荷重 - 変位曲線に近づく挙動をシミュレートしたといえる。

このことにより、現行の設計基準におけるヤング係数

比 ($n=10, 21$) を設定することで、文献 20) におけるコンクリートの打設状況、養生方法、日数の影響、コンクリートの乾燥収縮等の影響を解析的に捉えることができ、意義があるといえる。

4. 変形挙動ならびに内部性状に関する考察

本章では、解析結果から得られる鋼管の変形挙動と内部コンクリートの応力 - ひずみ挙動から、実験における内部コンクリートの応力性状を考察する。

具体的には、得られた解析結果の Gauss 点レベルの応力を算出し、鋼管からの内部コンクリートへの拘束効果により、コンクリートの強度増加が図られている応力状態ならびに「等価拘束圧」なる指標^{12), 13)}を導入した、拘束効果を定量的に検証する。

第3.2節の検討では、多くの解析ケースで実験の荷重 - 変位関係を精度よく再現しており、内部の応力性状に大差はないと考えられるが、ここでは実験の荷重 - 変位曲線を最も精度よく再現した、Type-A (E-A-3)、Type-B (E-B-2)、Type-C (E-C-2)、Type-D (E-D-3) (以下、Type-供試体名と称す) を選定し検証する。

ここでは、拘束圧が最も高いと思われる図 - 10 に示す柱基部要素の圧縮側の高さ 1 層目 ~ 5 層目 ($0.1D \sim 0.5D$; D は柱の外径を示す) の着目 Gauss 点の応力 - ひずみ挙動を考察する。

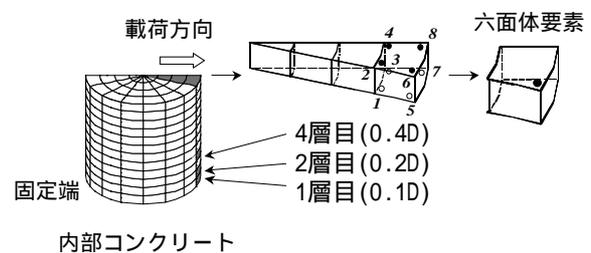


図 - 10 着目要素における Gauss 点

4.1 コンクリート強度が変化する場合

(1) 鋼管の座屈性状と内部コンクリートへの拘束効果

コンクリート強度が変化する場合の供試体 Type-A ~ Type-C の解析結果から得られる、鋼管の座屈性状と鋼管からの内部コンクリートへの拘束効果について述べる。

曲げ変形を受ける CFT 柱の内部コンクリートの応力状態は、せん断力も存在し得るため、直応力のみで評価することは困難であり、主応力を用いた評価が必要になる。本研究では、「等価拘束圧」なる拘束効果に関する指標を新たに用い、内部コンクリートの性状を評価する。

等価拘束圧とは筆者らの一人である水野、畑中らにより定義された概念^{12), 13)}である。

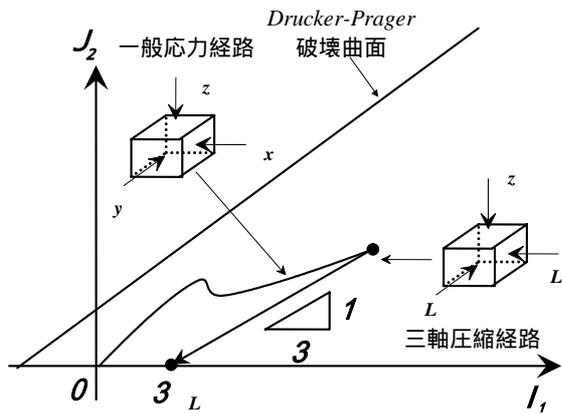


図 - 11 等価拘束圧概念図

図 - 11に示すように、等価拘束圧は、一般応力経路上での応力状態量を三軸圧縮状態の応力経路（側方応力 L 一定の三軸圧縮経路）上の応力量に換算した場合の側方応力 L のことを意味する。等価拘束圧により、CFT柱の内部コンクリートに直応力とせん断応力とが同時に作用する拘束状態に対しても検証することが可能となる。

図 - 10に示した柱基部1層目(0.1D)の着目要素の内部性状について、以下の応力状態を考察する。

- 1) 主応力 - ひずみ関係から、鋼管から内部コンクリートへの拘束効果によるコンクリート強度の増加（図 - 12）
- 2) 内部コンクリートの等価拘束圧の挙動（図 - 12）
- 3) 鋼管の座屈性状および内部コンクリートの等価拘束圧の分布性状（図 - 13）

ここに、図 - 12 (a-1) ~ (c-1) に主応力 - 軸ひずみ（柱鉛直方向のひずみを軸ひずみと称す）ならびに主応力 - 側方ひずみ関係（半径方向のひずみを側方ひずみと称す）を示す。さらに図 - 12 (a-2) ~ (c-2) に等価拘束圧の挙動を、最終変位における鋼管の座屈形状（座屈波形頂点の高さを柱外径 D の倍数で表す）と共に示す。

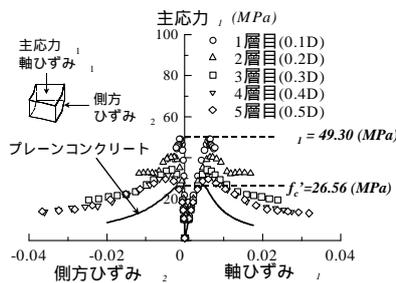
なお、等価拘束圧の挙動は、横軸に載荷変位を降伏変位 y にて無次元化し、縦軸に等価拘束圧 L を示す。

図 - 12 (a-1) ~ (c-1) の主応力 - ひずみ関係から分かるように、1層目(0.1D)の最大応力値（Type-A：49.3MPa、Type-B：74.6MPa、Type-C：98.8MPa）は、各解析ケースにおける一軸圧縮強度 f_c' （Type-A：26.56MPa、Type-B：33.42MPa、Type-C：42.73MPa）の2倍程度にコンクリート強度が増加している状況を解析的

に示している。

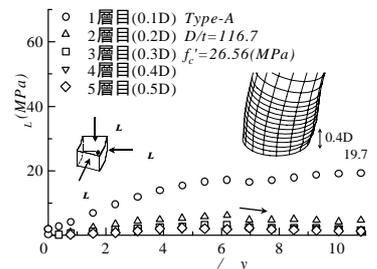
各解析ケースにおける応力値は、柱基部1層目(0.1D)が最も大きく、基部高さ2層目(0.2D)~5層目(0.5D)の上層になるに従い減少し、プレーンコンクリートの応力 - ひずみ関係に近づいている状況を観察できる。

一方、図 - 12 (a-2) ~ (c-2) の最終 ($y = 10.9$) 変位付近における柱基部1層目(0.1D)の等価拘束圧は、それぞれ、19.7MPa (Type-A)、33.4MPa (Type-B)、45.5MPa (Type-C) を示し、一軸圧縮強度 (f_c') 相当の非常に大きな拘束圧を受けている状態にある。しかし、2層目(0.2D)~5層目(0.5D)の柱高さでは、ほとんど等価拘束圧が生じていないことから、この部分では鋼管の座屈変形により拘束圧が抜けていることが推察される。

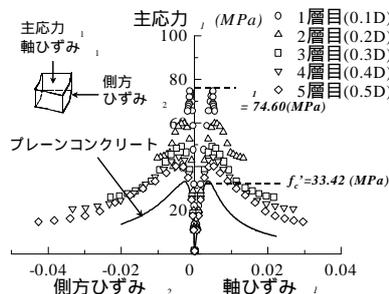


(a-1) 主応力 - ひずみ関係

(a) Type-A ($f_c' = 26.56$ MPa)

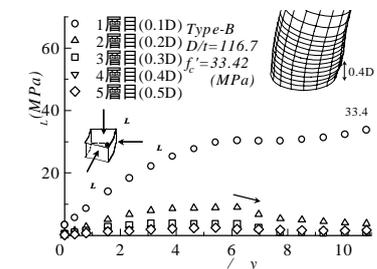


(a-2) 等価拘束圧の挙動

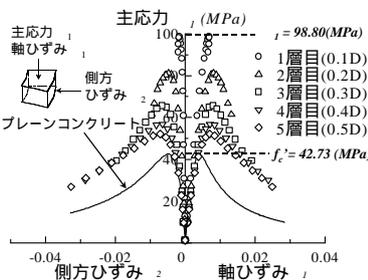


(b-1) 主応力 - ひずみ関係

(b) Type-B ($f_c' = 33.42$ MPa)

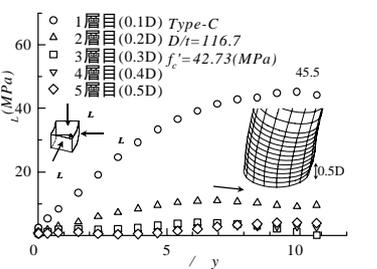


(b-2) 等価拘束圧の挙動



(c-1) 主応力 - ひずみ関係

(c) Type-C ($f_c' = 42.73$ MPa)



(c-2) 等価拘束圧の挙動

図 - 12 着目要素の主応力および等価拘束圧の挙動

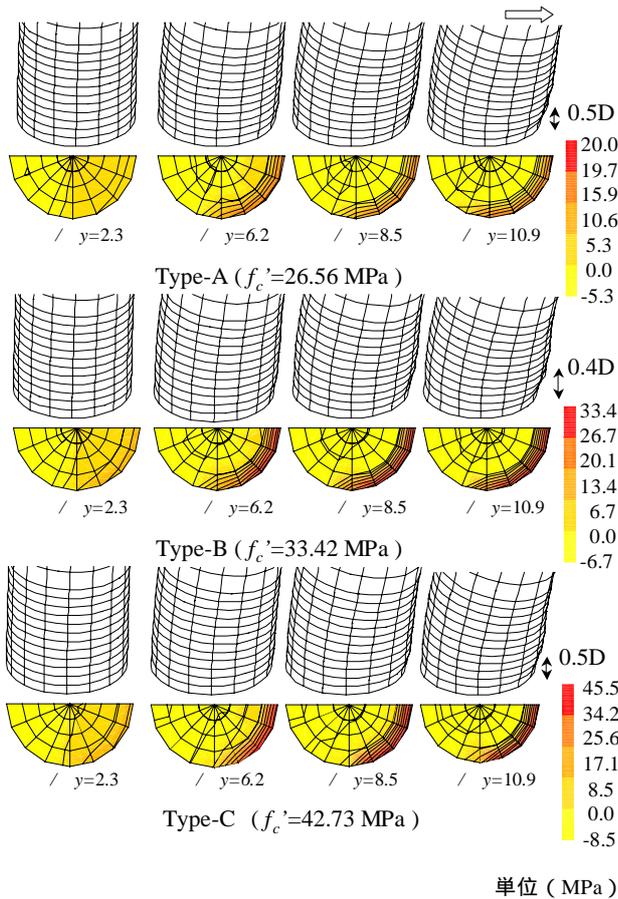


図 - 13 柱基部1層目 (0.1D) の等価拘束圧分布

図 - 13に、柱基部1層目 (0.1D) の断面内における等価拘束圧の分布状況を、基部の座屈性状と共に示す。

図 - 13から分かるように、各解析結果において初期変位付近 ($y=2.3$) では拘束圧がほとんど生じていないのに対して、変形が進む ($y=6.2 \sim 10.9$) に伴い圧縮側の鋼管とコンクリート境界部の拘束圧が上昇し、一軸圧縮強度 f_c' 程度の高い拘束圧が発生する分布 (等高線が集中する) 状況を示している。

この内部性状から、拘束圧はコンクリート強度の影響を受けているといえる。図 - 13から、CFT柱の曲げ変形が進展するに伴い、内部コンクリートの中立軸が圧縮側鋼管の位置方向に移動し、鋼管とコンクリートの境界部の狭い領域で一軸強度 f_c' 程度の高い拘束圧を受ける状況が推察される。

(2) 実験における内部コンクリートのひずみ性状

実験における内部コンクリートのひずみ性状を解析結果と比較することは、解析精度を確認するために意義がある。ここでは、実験における基部の内部コンクリートの軸圧縮ひずみ - 水平荷重関係、さらには鋼管の軸引張りひずみ、軸圧縮ひずみおよびフープひずみと水平荷重関係を解析結果と比較する。文献20)のType-Bの実験のひずみ - 水平荷重関係を引用し、第3章の検討で実験とおおよそ一致した解析結果 (E-B-2) を採用する。

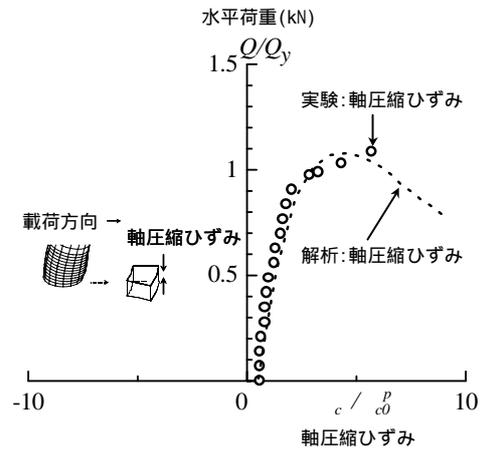


図 - 14 内部コンクリートのひずみ - 水平荷重関係

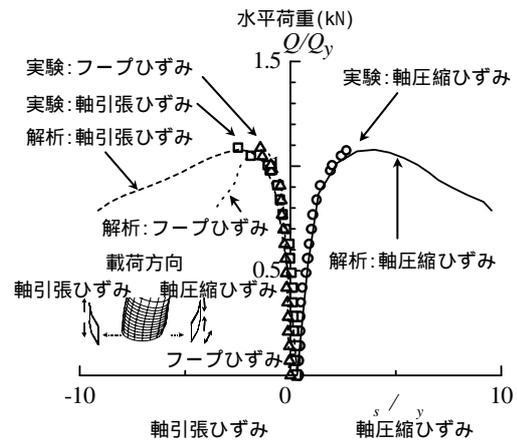


図 - 15 鋼管のひずみ - 水平荷重関係

図 - 14に内部コンクリートの軸ひずみ - 水平荷重関係を示し、鋼管の軸引張りひずみ、軸圧縮ひずみおよびフープひずみと水平荷重関係を図 - 15に示す。

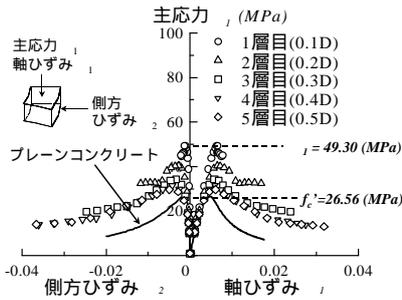
なお、横軸は供試体Type-Bのコンクリートのピークひずみ $p_{co} (=0.00123)$ 、鋼材の降伏ひずみ $s_y (=0.0021)$ を用い、縦軸は載荷荷重 Q を降伏荷重 $Q_y (=702.5 \text{ kN})$ にて無次元化する。

図 - 14から分かるように、実験のひずみデータはピーク値までであるが、内部コンクリートの軸圧縮ひずみを解析結果はおおよそ捉えているといえる。また、図 - 15から分かるように、鋼管の軸圧縮ひずみ、軸引張りひずみ、さらにフープひずみについても、対象とした実験を解析結果は精度よく捉えているといえる。

4.2 板厚が変化する場合

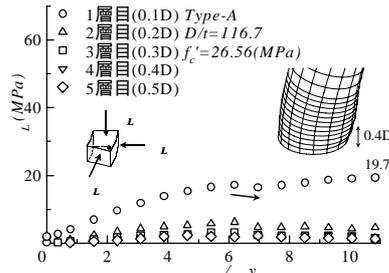
(1) 鋼管の座屈性状と内部コンクリートへの拘束効果

鋼管の板厚が変化する場合の供試体Type-A ($D/t = 116.7, t = 6 \text{ mm}$)およびType-D ($D/t = 58.3, t = 12 \text{ mm}$)の解析結果から、鋼管の座屈性状と内部コンクリートへの拘束効果について述べる。一軸圧縮強度 f_c' は、おおよそ一定 (Type-A: $f_c' = 26.56 \text{ MPa}$, Type-D: $f_c' = 25.87 \text{ MPa}$) である。ここでは、第4.1節と同様に応力状態を考察する。

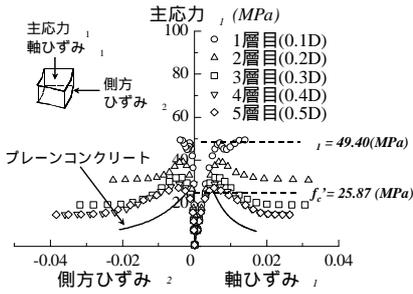


(a-1) 主応力 - ひずみ関係

(a) Type-A ($D/t=116.7$)

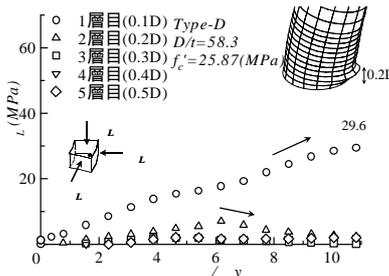


(a-2) 等価拘束圧の挙動



(d-1) 主応力 - ひずみ関係

(d) Type-D ($D/t=58.3$)



(d-2) 等価拘束圧の挙動

図 - 16 着目ガウス点における等価拘束圧の進展 (Type-A,D)

図 - 16 (a-1), (d-1) に主応力 - 軸ひずみ (柱鉛直方向のひずみを軸ひずみと称す) 関係および主応力 - 側方ひずみ関係 (半径方向のひずみを側方ひずみと称す) を示す。さらに, 図 - 16 (a-2), (d-2) に等価拘束圧の挙動を, 最終変位における鋼管の座屈形状 (座屈波形頂点の高さを柱外径 D の倍数で表す) と共に示す。

なお, 等価拘束圧の挙動は, 横軸に降伏変位 y にて変位を無次元化し, 縦軸に等価拘束圧 L を示す。

主応力 - ひずみ関係 (図 - 16 (a-1), (d-1)) から分かるように, 1層目 (0.1D) の最大応力値 (Type-A: 49.3MPa, Type-D: 49.4MPa) は, 各解析ケースにおける一軸圧縮強度 f_c' (Type-A: 26.56MPa, Type-D: 25.87MPa) の2倍程度にコンクリート強度が大きく増大している状況を示している。

各解析ケースにおける応力値は, 柱基部1層目 (0.1D) が最も大きく, 基部高さ2層目 (0.2D) ~ 5層目 (0.5D) に上層になるに従い減少し, プレーンコンクリートの応力 - ひずみ関係に近づいている状況を観察できる。ここでは, 板厚による応力値の差は見られない。

一方, 図 - 16 (a-2), (d-2) の最終変位 ($y=10.9$) における柱基部1層目 (0.1D) の等価拘束圧 L は, それぞれ, 19.7MPa (Type-A), 29.6MPa (Type-D) を示し, 多少差が生じている。

同図の座屈性状を観察すると, 座屈波形の頂点位置

(高さを外径 D の倍数表示) は解析結果 Type-A (0.4D) と Type-D (0.2D) で異なる。また, Type-D (0.2D) の提灯座屈性状は顕著であり, この座屈性状の違いは1層目 (0.1D) の拘束圧の大きさに影響を与えているといえる。

次に, 柱基部1層目 (0.1D) の断面内における等価拘束圧分布状況を基部の座屈性状と共に図 - 17 に示す。

図 - 17 から分かるように, 各解析結果の初期変位付近 ($y=2.3$) では拘束圧がほとんど生じていないのに対して, 変形が進む ($y=6.2 \sim 10.9$) に伴い圧縮側の鋼管とコンクリート境界部の拘束圧が上昇し, 一軸圧縮強度 f_c' 程度の高い拘束圧が発生する分布 (等高線が集中する) 状況は解析結果 Type-A, Type-D に限らず同じである。

一方, 提灯座屈が生じた Type-D (座屈高さ 0.2D) は, Type-A (座屈高さ 0.4D) に比べて, 最終変位 ($y=10.9$) の拘束圧分布が断面中心方向に広がる傾向を示す。

以上をまとめると, 主応力値から拘束効果によるコンクリート強度増加について板厚による差はないため, 等価拘束

圧の分布性状が異なるのは, 板厚の影響というよりも, 基部の座屈性状の違いであると考察できる。

このことから, 局部座屈性状の違いは, 拘束圧の分布に影響を与え, 特に提灯座屈が生じた場合は, 基部において拘束圧分布の拡大が生じていることが推察できる。

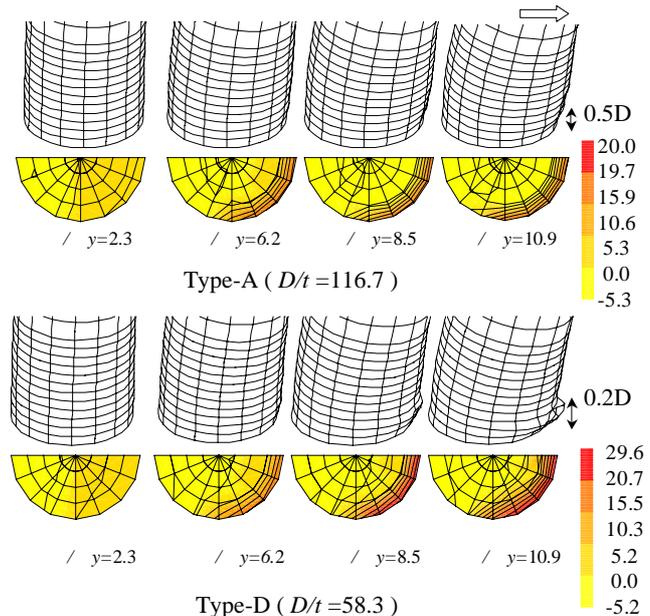


図 - 17 柱基部1層目 (0.1D) の等価拘束圧分布

(2) 実験における内部コンクリートのひび割れ性状

実験における内部コンクリートひび割れ性状と解析結果のひび割れ図と比較することにより、コンクリート内部のひび割れ性状を推察する。

文献 20)の実験 Type-D のひび割れ模式図を引用し、解析結果のひび割れ図と比較し、内部コンクリートのひび割れ状況を図 - 18 に示し考察する。なお、図 - 18 (b) に示すひび割れ分布図 (解析値) は、ひび割れの発生しているガウス点 (黒印) の点数が多いほどコンクリートのひび割れが集中していることを意味する。

なお、解析結果のひび割れ分布図 (図 - 18 (b)) の引張側の矢印方向に見た引張側コンクリートのひび割れ模式図 (実験値) を図 - 18 (a) に、圧縮側のコンクリートの矢印方向に見た鋼管とコンクリートの剥離によるひびわれ模式図 (実験値) を図 - 18 (c) に示す。おおその寸法が分かるようにCFT柱の外径寸法 $D (= 700 \text{ mm})$ を示す。

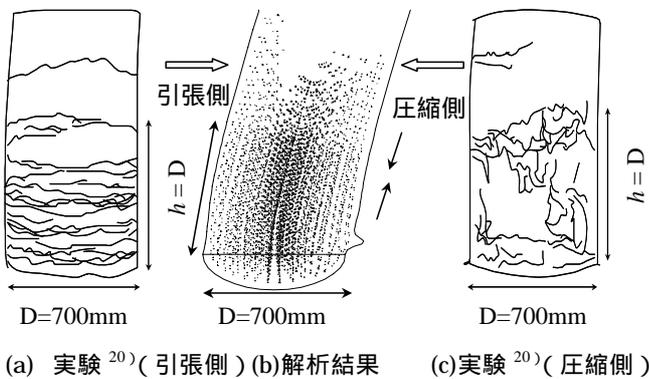


図 - 18 ひび割れ図

図 - 18から分かるように、対象とした実験において以下のひび割れ挙動が推察される。

- 1) 実験の模式図 (引張側) である図 - 18 (a) から、柱基部引張側は、柱鉛直方向に鋼管の引張力を受け、内部コンクリートは鋼管に追随するが、引張強度を超え、ひび割れが水平方向に発生する。
- 2) 実験の模式図 (圧縮側) である図 - 18 (c) より、柱基部圧縮側は、鋼管の座屈により内部コンクリートは鋼管と接触、剥がれが混在する複雑なひび割れ状況である。
- 3) 解析結果のひび割れ図 (図 - 18 (b)) より、ひび割れは圧縮・引張領域に限らず、柱基部の外径 ($1.0D$) 程度の高さにおいて分布している。

5. 結論

本研究から得られた知見を以下に示す。

- (1) 実験値の荷重 - 変位曲線を精度よく再現するような、コンクリート、鋼材の構成モデルとヤング係数比の影響を考慮した解析を行った。その結果、実験値を

- 精度よく再現する組合せとして、コンクリートにはひずみ軟化型構成モデルを用い、鋼材には、ひずみ硬化のみを考慮したマルチリニア型構成モデルを用い、ヤング係数比を大きくした (実設計レベルで用いられる $n=10,15,21$ を考慮した) 仮定により、対象とした実験値の荷重 - 変位曲線を精度よく捉えた。
- (2) 解析結果の主応力 - ひずみ関係から、曲げ変形を受けるCFT柱の内部コンクリートは基部圧縮域において鋼管からの拘束効果を受け、コンクリートの一軸圧縮強度 f_c' の2倍程度の大きなコンクリートの強度増加が得られている。
 - (3) 解析結果の等価拘束圧の挙動から、鋼管の局部座屈高さで内部コンクリートの拘束圧の抜けが生じるものの、基部ではコンクリートの一軸圧縮強度 (f_{cd}') 程度の非常に大きい拘束圧を受けていることが分かった。さらに最も拘束圧が生じるのは、曲げ圧縮域における鋼管と内部コンクリートの境界部のコンクリートであることが拘束圧の内部性状から分かった。
 - (4) 等価拘束圧はコンクリート強度の影響を受け、強度が大きいほど、拘束圧が高くなる。一方、板厚は拘束圧に影響はしないが、提灯座屈のような座屈性状では、基部の拘束圧の分布が広がる傾向にある。
 - (5) 鋼管と内部コンクリートのひずみ - 水平荷重挙動を対象とした実験値と比較し、解析結果がおおよそ実験の挙動を再現していることを確認した。また、実験と解析結果のひび割れ図を検証することにより、柱基部外径 ($1.0D$) 程度の高さにおいて、圧縮・引張領域に限らず内部コンクリートには、ひび割れが生じている状態を考察した。

謝辞: 本研究費の一部は、平成17-18年度文部科学省研究費補助金 (基盤研究B, 研究代表者: 水野英二) による。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会: SRC・CFT造建築物の性能評価手法 (JSSC テクニカルレポート No.50), 日本鋼構造協会, 2001.
- 2) 日本鋼構造協会: 土木分野におけるコンクリート充填鋼管構造の現状と今後の課題 (JSSC テクニカルレポート No.44), 日本鋼構造協会, 1998.
- 3) 中村光, 野口博, 田辺忠顕: 委員会報告「コンクリート構造物のポストピーク挙動解析研究委員会報告」, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.33-40, 2003.
- 4) 金井道夫, 大塩俊雄: 鋼 - コンクリート合成鋼管について, 土木技術資料23 - 9, 1981.
- 5) 佐伯彰一, 金井道夫: コンクリートを充填した鋼橋脚, 道路, pp.15 - pp.19, 1982.12

- 6) 佐藤孝典：円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファインド効果のメカニズムとそのモデル化，日本建築学会構造系論文報告集，第452号，pp.149-158，1993.10
- 7) 唐嘉琳，日野伸一，黒田一郎，太田俊昭：コンクリート充填円形鋼管柱を対象とした鋼管とコンクリートの応力 - ひずみ関係のモデル化，鋼構造論文集，vol3，11，pp35-pp.46，1996.
- 8) 中井博，吉川紀：コンクリートを充てんした鋼製橋脚の耐荷性に関する実験的研究，土木学会論文集，第344号 / -1，pp.195-pp.204，1984.4
- 9) 村田清満，山田正人，池田学，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集，No.640 / - 50，pp.149 - pp.163，2000.1
- 10) 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化(社)土木学会鋼構造委員会，鋼構造物の耐震検討小委員会，2000.4
- 11) Irawan,P., Maekawa,K. : THREE-DIMENSIONAL ANALYSIS ON STRENGTH AND DEFORMATION OF CONCRETE CONFINED BY LATERAL REINFORCEMENT, J. Materials, *Conc. Struct., Pavements.,JSCE*, No.472/V-20, pp.107-118,1993.8
- 12) Mizuno, E., Hatanaka, S. : Strain-Space Plasticity Modeling for Compressive Softening Behavior of Concrete Materials, *Concrete Research and Technology*, vol. 2, No.2, pp.85-95, 1991.
- 13) 水野英二，畑中重光：コンクリートのひずみ軟化型構成モデルの開発とコンファインドコンクリートの三次元有限要素解析，土木学会論文報告集，No.571/V-36，pp.185-pp.197，1997.8
- 14) 水野英二，森本康介，畑中重光：中心圧縮力を受けるコンファインドコンクリートの拘束効果に関する三次元FEM解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vo21, No.3, 1999.
- 15) 伊藤誠，水野英二，畑中重光：寸法の異なる角形鉄筋コンクリート柱内部への拘束効果に関する三次元FEM圧縮解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vo25, No.2, pp.73-pp.78，2003.
- 16) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会：鋼構造物設計指針PART B合成構造物，1997.9
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説書(耐震設計編)，丸善，2003.
- 18) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1994.6
- 19) 鉄道総合研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼とコンクリートの複合構造物)，丸善，1998.
- 20) 佐伯彰一，箕作光一，滝沢晃：コンクリート充填円管の耐荷力(その3:はり-柱部材)，日米天然会議，耐風耐震構造専門部会第16回合同部会ワシントン(米国)5.14~5.17, pp.1-pp.17，1984.
- 21) *Diana7 User's Manual: Nonlinear Analysis*, 7.1, pp.226-244, 1998.
- 22) Hatanaka,S.,Kosaka,Y. and Tanigawa,Y.: Plastic deformational behavior of axially loaded concrete under low lateral pressure - an evaluation method for compressivetoughness of laterally confined concrete (PartI)-, J.Structural and Construction Engineering, No.377, pp.27-40, 1987.
- 23) 畑中重光，服部宏己，吉田徳雄，谷川恭雄：コンファインド高強度コンクリートの圧縮特性とその評価，コンクリート構造物の特性と配筋方法に関するシンポジウム論文集，pp.1-20，1990.5
- 24) 吉田幸夫，水野英二，畑中重光：境界要素の影響を考慮した円形コンファインドコンクリートの圧縮破壊FEM解析，日本建築学会構造系論文集，No.563, pp.169-176,2003.1
- 25) 藤井堅，藤井崇文，臺博幸：繰り返し水平力を受けるコンクリート充填円形鋼管柱の有限要素解析，構造工学論文集，Vol.49A，pp.1041-pp.1050，2003.3
- 26) 保坂鐵矢，西海健二，中村俊一：圧縮強度およびヤング係数の異なるコンクリート系材料を充填した鋼管の曲げ性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1565-pp.1573，1998.3
- 27) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算書基準・同解説，pp.21-pp.22,1999.
- 28) 日本橋梁建設協会：連続合成2主桁橋の設計例と解説，pp.8-pp.25，2005.8
- 29) 街道浩，渡辺滉，橋吉宏，松井繁之，堀川都志雄：床版張出し部の輪荷重走行試験および曲げモーメント性状について，構造工学論文集，Vol.48A，2002.3
(2006年9月11日受付)