

# 3次元RBSMによる横拘束 コンクリートの1軸圧縮破壊解析

山本 佳士<sup>1</sup>・中村 光<sup>2</sup>・黒田 一郎<sup>3</sup>・古屋 信明<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 防衛大学校助教 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水1-10-20)  
E-mail: yyama@nda.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 名古屋大学大学院教授 社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)  
E-mail: hikaru@civil.nagoya-u.ac.jp

<sup>3</sup>正会員 防衛大学校准教授 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水1-10-20)  
E-mail: ikuroda@nda.ac.jp

<sup>4</sup>正会員 防衛大学校教授 建設環境工学科 (〒239-8686 神奈川県横須賀市走水1-10-20)  
E-mail: furuya@nda.ac.jp

本研究は、帯鉄筋により補強された横拘束コンクリートの内部抵抗機構を解明することを目的として、著者らが提案している、コンクリートの準微視的な力学挙動をモデル化した3次元RBSMの適用性を検証するとともに、供試体形状・寸法、帯鉄筋形状、帯鉄筋比および帯鉄筋間隔を変化させた横拘束コンクリートの1軸圧縮破壊解析を行ったものである。既往の実験結果および提案式との比較により、提案手法は、1軸圧縮下における横拘束コンクリートの耐力および軟化・局所化挙動に加え、応力分布性状や帯鉄筋の変形性状などの詳細な力学応答までを妥当な精度で再現できることが分かった。さらに、実験では観察が困難な内部の3次元的な損傷進展過程および応力分布性状を可視化することにより、横拘束コンクリートの内部抵抗・破壊機構を解析的に評価した。

**Key Words :** *three dimensional Rigid-Body-Spring Model, confined concrete effect of passive confining pressure, compressive softening behavior, fracture localization*

## 1. はじめに

帯鉄筋や鋼管により横拘束されたコンクリート（以下、コンファインドコンクリート）は、高い圧縮強度および靱性を示すことが知られており、RC橋脚やPC鋼材定着部など、圧縮荷重下で高い耐荷・変形性能が要求される構造部材にはその適用が必須となっている。このような背景から、コンファインドコンクリートを適用した部材の構造性能を合理的に評価することを目的として、同コンクリートの強度および軟化までを含めた変形性状を定量化する試みがこれまでに多くなされている。

一般的に、コンファインドコンクリートの力学応答は、1軸圧縮応力下の平均応力-ひずみ関係式として定量化される<sup>1)7)</sup>。さらに、その平均応力-ひずみ関係式は、ファイバー解析などに適用され<sup>7)8)</sup>、部材全体の耐荷・変形性能を評価するために用いられている。しかしながら、実現象では、横補強材の形状および載荷状態などによって局所的な応力状態は1軸圧縮応力下の平均的な応答から乖離し、さらに、その局所的な応答の積分としての巨

視的・平均的応答もさまざまに変化すると考えられる。したがって、従来手法の適用性を検証するためにも、また、より合理的な評価手法を開発するためにも、コンファインドコンクリート内部の応力伝達機構や変形・破壊機構を適切に把握することが必要である。

一方、多軸応力下のコンクリートの応答に対応した、高度な構成モデルを適用した有限要素法（以下、FEM）を用いて1軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートの応答を再現し、さらに、実験では観察が困難な内部抵抗機構を評価する試みが、例えば、Pallewatta et al.<sup>9)</sup>や水野・畑中<sup>10)</sup>により行われている。1軸圧縮を受けるコンクリートは、最大荷重以降、ある一定の領域に破壊が集中する、いわゆる破壊の局所化挙動を示し、平野ら<sup>11)</sup>は、コンファインドコンクリートもプレーンコンクリートと同様に、1軸圧縮応力下では破壊が局所化することを明らかにしている。しかしながら、既往のFEMによる研究は、1要素レベルの応答、あるいは、対称性および周期性を考慮して供試体の一部を取り出した解析がほとんどで、破壊の局所化までは評価できておらず、したがって、

軟化挙動までを含めた1軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートの巨視的応答および内部抵抗機構を適切に評価できているとは言い難い。なお、圧縮作用下における破壊の局所化に関しては、積分型非局所理論<sup>12, 13</sup>、勾配理論<sup>14, 15</sup>あるいはCosserat理論<sup>16</sup>など、従来の連続体理論を修正する方法によって再現可能になるものと考えられるが、そのモデルの複雑さゆえに適用例が少ないのが現状である。

また、塩屋ら<sup>17, 18, 19</sup>は、既往のコンクリート構成モデルの詳細な検証を目的として、特殊な面分布ロードセルにより、1軸圧縮を受けるプレーンコンクリートおよび鋼管充填コンクリートの断面内の軸方向垂直応力分布を測定している。その結果、圧縮強度到達以降、断面内応力分布の均一性は大きく崩れ、外縁部で応力が低下するとともに、断面中心部の応力が突出し、最大応力は材料試験により得られる圧縮強度の約2倍程度になるなど、平均的に計測される応力とは大きく異なることを明らかにしている。このことは、コンファインドコンクリートの内部抵抗機構を評価する上で、重要な知見であると考えられるが、FEMに用いられるコンクリートの構成モデルは、上述のものも含めて、コンクリート材料試験供試体の寸法程度の平均的な応答をそのままモデル化しており、塩屋らが実験により明らかにしている供試体寸法以下の応力分布性状の表現は困難であると考えられる。また、現在まで、数値解析によりそれらを再現した研究は見当たらない。

著者らは、参考文献20)において、コンクリートの粗骨材寸法程度の準微視的な力学挙動に着目し開発した構成モデルを3次元RBSMに適用し、同手法により各種応力下のプレーンコンクリートの破壊解析を行っている。その結果、提案手法はプレーンコンクリートの圧縮軟化・局所化挙動、体積膨張挙動および拘束圧依存性挙動を定量的に再現でき、さらに、実験で観察される変形・破壊性状を良好に再現できることを明らかにしている。

本研究は、著者らが提案している3次元RBSMを用いて、異なる断面形状および横拘束筋形状（中間帯鉄筋配置の有無を含む）を有するコンファインドコンクリート

の1軸圧縮解析を行い、1)巨視的な応力-ひずみ関係、破壊局所化挙動および塩屋らが実験により明らかにしている応力分布性状の再現性を検証するとともに、2)実験では得られていない、応力および損傷の3次元的な分布性状を可視化することにより、コンファインドコンクリートの内部抵抗機構および変形・破壊機構について評価を行ったものである。

## 2. 解析手法

### (1) コンクリートのモデル化

本研究では、コンクリートのモデル化に、参考文献20)で提案している、Voronoi分割（図-1）を用いたランダムな要素形状を有する3次元RBSMを用いる。構成モデルおよび材料パラメータ同定法を含めた提案モデルの詳細は、参考文献20)を参照されたい。以下に、提案モデルの概要を示す。

図-2に示すように、各要素内の任意点（本研究では要素重心）に6自由度の3次元剛体変位を設定し、要素境界面上には、表面力の評価点としての積分点を設定する。積分点には、境界面法線方向および接線方向に、垂直バネおよびせん断バネからなるバネ系を配置する（垂直バネが1個、せん断バネが2個）。本研究では、図-2に示すように、境界面を、境界面重心と境界面頂点からなる三角形に分割し、その三角形の重心に積分点を設定した<sup>21</sup>。本提案モデルでは一つの境界面に対し複数の垂直バネおよびせん断バネからなるバネ系を配置することにより、回転バネを導入することなく、隣接する要素間の曲げモーメントおよびねじりモーメントの伝達およびその非線形特性を簡便に評価できる。

また、提案モデルでは、モデルの簡略化と計算負荷の軽減を目的として、コンクリートを均質、単相構造と仮定し、さらに、最大荷重以降において特に顕著に顕れる供試体寸法以下で分布する力学応答、すなわち変形・破壊の局所化挙動等を妥当に表現しうる要素寸法として最大骨材寸法程度を仮定している。したがって、以降に示すバネの構成モデルは、コンクリートを最大骨材寸法

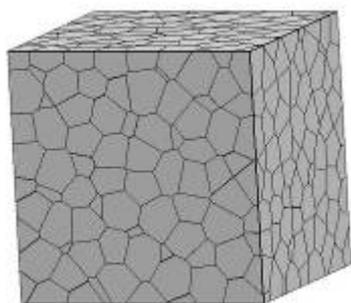


図-1 ボロノイ分割

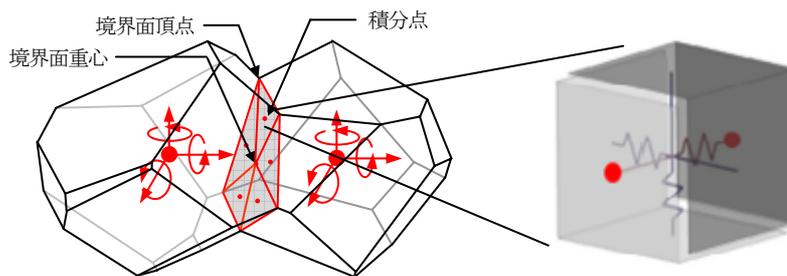


図-2 剛体要素の自由度と要素境界面上の積分点

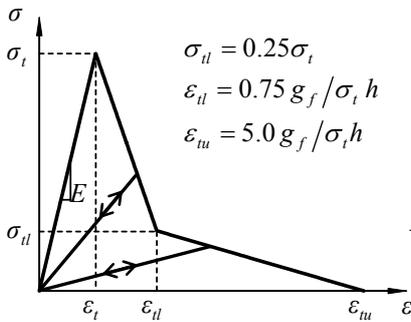


図-3 垂直バネの引張挙動

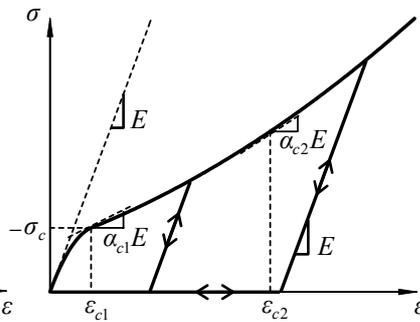


図-4 垂直バネの圧縮挙動

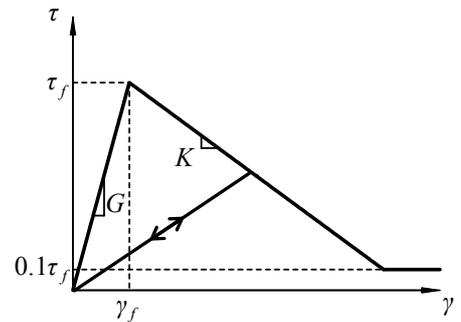


図-5 せん断バネの挙動

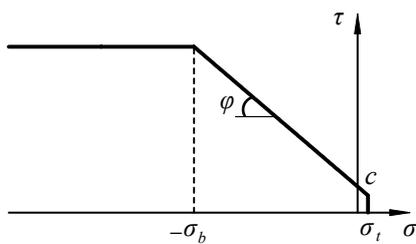


図-6 破壊基準

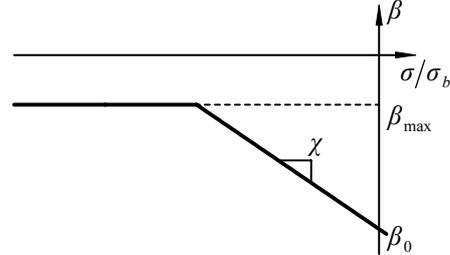


図-7 せん断バネの軟化係数

程度でスケールで平均化した力学挙動を想定している。

コンクリートの材料特性は、垂直バネに圧縮・引張挙動、せん断バネにせん断すべり挙動を以下のようにモデル化することで表現した。RBSMにおいて、バネのひずみは積分点において算出される隣接要素の相対変位を特性長さ  $h$  で除したものと定義される。ここで特性長さ  $h$  とは、隣接する要素  $i, j$  の重心から要素境界面上に下ろした垂線の長さ  $h_i$  と  $h_j$  の和である。以下では、垂直バネのひずみを  $\varepsilon$ 、2個のせん断バネのひずみを  $\gamma_l, \gamma_m$  と記し、これらのひずみに対する応力をそれぞれ、 $\sigma, \tau_l, \tau_m$  と記す。

垂直バネの引張挙動は、図-3のようにモデル化した。図中  $E$  は弾性係数、 $\sigma_t$  は引張強度および  $g_f$  は破壊エネルギーを示している。垂直応力  $\sigma$  が引張強度  $\sigma_t$  に達するまでは弾性とし、その後は破壊エネルギー  $g_f$  によって軟化勾配を変化させる 1/4 モデルに従って応力を低減させた。また、除荷過程は原点指向型とした。

垂直バネの圧縮挙動は、図-4に示すような、2つの2次関数を用いた逆S字曲線でモデル化した。図-4中の、 $\sigma_c, \varepsilon_{c2}, \alpha_{c1}, \alpha_{c2}$  は垂直バネの圧縮挙動における非線形性を制御する材料パラメータである。除荷・再負荷は図-4に示すような経路を仮定した。

せん断応力-せん断ひずみ関係のモデル化に際しては、次式で表す、合成せん断ひずみ  $\gamma$  を定義した。

$$\gamma = \sqrt{\gamma_l^2 + \gamma_m^2} \quad (1)$$

$\gamma$  は設定した構成モデルにより、合成せん断応力  $\tau$  に

変換される。合成せん断応力  $\tau$  から  $\tau_l$  および  $\tau_m$  は次式で算定されると仮定した。

$$\tau_l = \tau \frac{\gamma_l}{\gamma}, \quad \tau_m = \tau \frac{\gamma_m}{\gamma} \quad (2)$$

合成せん断応力-合成せん断ひずみ関係は、式(3)および図-5に示すように、せん断強度に達するまでは線形と仮定し、せん断応力がせん断強度に達すると、せん断ひずみの進展に応じて軟化するものと仮定した。

$$\tau = \begin{cases} G\gamma & (\gamma < \gamma_f) \\ \max(\tau_f + K(\gamma - \gamma_f), 0.1\tau_f) & (\gamma \geq \gamma_f) \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 $\tau_f$  はせん断強度、 $\gamma_f = \tau_f / G$ 、 $K$  はせん断軟化係数である。合成せん断応力-合成せん断ひずみ関係の弾性係数  $G$  は、垂直バネの弾性係数  $E$  に係数  $\eta$  を乗じて設定した。せん断強度は、RBSMの構成モデルとしてよく用いられている、図-6に示すモール・クーロン型の破壊基準を用いて、式(4)で算出されるものと仮定した。

$$\tau_f = \begin{cases} c - \sigma \tan \varphi & (\sigma > -\sigma_b) \\ c + \sigma_b \tan \varphi & (\sigma \leq -\sigma_b) \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 $c$  は粘着力、 $\varphi$  は内部摩擦角、 $\sigma_b$  はせん断強度が増加する圧縮応力の限界値（以下、圧縮限界値）である。せん断軟化係数  $K$  は、式(5)および図-7に示すよ

うに、垂直バネの応力に依存するものと仮定した。

$$K = \beta G \tag{5a}$$

$$\beta = \min(\beta_0 + \chi(\sigma/\sigma_b), \beta_{\max}) \tag{5b}$$

ここで、 $\beta_0$ 、 $\beta_{\max}$ 、 $\chi$ は、せん断軟化係数の、垂直バネの応力依存性を制御する材料パラメータである。さらに、ひび割れ面（垂直バネが引張強度に達した面）においては、ひび割れ開口に伴うせん断伝達特性の劣化を表現するために、せん断剛性の低減および軟化モデルを導入した<sup>22)</sup>。

本解析モデルで必要となる材料パラメータをまとめると、垂直バネの弾性係数  $E$ 、せん断バネと垂直バネの弾性係数の比  $\eta$ 、引張強度  $\sigma_t$ 、破壊エネルギー  $g_f$ 、垂直バネの圧縮挙動の非線形性を制御するパラメータ  $\sigma_c$ 、 $\varepsilon_{c2}$ 、 $\alpha_{c1}$ 、 $\alpha_{c2}$ 、粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\varphi$ 、圧縮限界値  $\sigma_b$ 、せん断バネの軟化係数を制御するパラメータ  $\beta_0$ 、 $\beta_{\max}$ 、 $\chi$ 、ひび割れ面のせん断伝達特性の劣化を制御するパラメータ  $\kappa$  の計15である。これらのパラメータは、標準的な材料試験で用いられる寸法程度のコンクリート供試体の、1軸引張、1軸圧縮、静水圧圧縮および3軸圧縮下における平均的応答、すなわち、強度、ひずみ軟化性状、体積変化挙動、静水圧応力下では、逆S字型の非線形応力ひずみ応答を再現できるようキャリブレーションを行って決定している<sup>20)</sup>。表-1に、同定した、材料パラメータを示す。なお、提案モデルの妥当性は、上記の応力下の他にも、例えば、引張-せん断あるいは圧縮-せん断応力などの作用下における応答の再現性を評価して検証する必要があると考えられるがこのこ

とは今後の課題としたい。

表中の上付き\*は、標準的なコンクリート材料試験により得られる材料特性値であることを示しており、 $E^*$ ：ヤング係数、 $f_t^*$ ：引張強度、 $G_f^*$ ：破壊エネルギー、 $f_c^*$ ：圧縮強度である。なお、以降の解析では、ヤング係数、引張強度および破壊エネルギーの試験値が得られていないため、これらの値は圧縮強度を基に、土木学会コンクリート標準示方書構造型性能照査編<sup>23)</sup>で提案されている式を用いて算定した。

(2) 鉄筋のモデル化

鉄筋のモデル化には、Saito and Hikosaka<sup>22)</sup>によって提案されている、離散鉄筋モデルを用いた。離散鉄筋モデルでは、図-8に示すように、鉄筋を一連の梁要素としてモデル化し、梁要素節点において長さ0のリンク要素を介してコンクリート剛体要素に結合する。リンク要素は、梁軸方向(1成分)、梁軸直角方向(2成分)の相対変位に対して抵抗するバネおよび各軸周りの相対回転変位に対して抵抗する回転バネからなり、梁軸方向の相対変位に対して抵抗するバネに非線形性を導入し、鉄筋-コンクリート間の付着すべり特性をモデル化する。一般に、RC部材の解析では鉄筋を梁要素でモデル化する際に断面分割は行わずに平均応力で評価するが、本研究では鉄筋の挙動の詳細な評価、特に圧縮を受けるコンファインドコンクリートの終局時に見られる局所的な曲げ変形の影響も評価することを目的として、鉄筋梁要素にファイバーモデルを用いた<sup>24)</sup>。なお、梁要素は、せん断変形を考慮しない一般的な要素を用いている。鉄筋の応力-ひずみ関係には図-9に示す、島らが提案しているモデル<sup>25)</sup>を用いた。塑性硬化域の応力-ひずみ関係を次式に示す。

表-1 材料パラメータ<sup>20)</sup>

垂直バネ							せん断バネ							
弾性係数		引張領域		圧縮領域			弾性係数	破壊基準		軟化挙動				
$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$g_f$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varepsilon_{c2}$	$\alpha_{c1}$	$\alpha_{c2}$	$\eta = \frac{G}{E}$	$c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\varphi$ (degree)	$\sigma_b$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\beta_0$	$\beta_{\max}$	$\chi$	$\kappa$
1.4E*	0.8f <sub>t</sub> *	0.5G <sub>f</sub> *	1.5f <sub>c</sub> '*	-0.015	0.15	0.25	0.35	0.14f <sub>c</sub> '*	37	f <sub>c</sub> '*	-0.05	-0.025	-0.01	-0.3

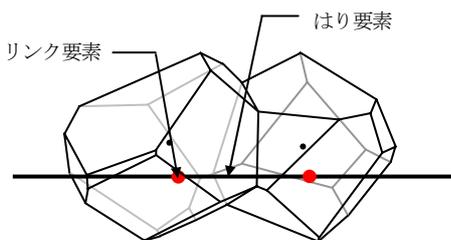


図-8 鉄筋モデル

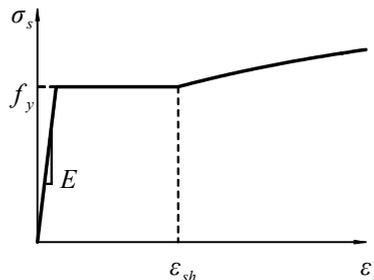


図-9 鉄筋の応力-ひずみ関係

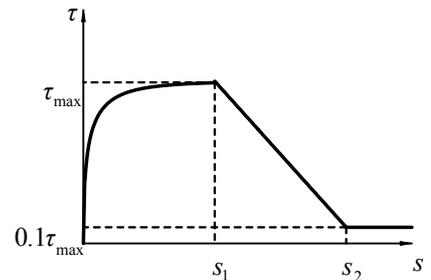


図-10 付着応力-すべり関係

$$\sigma_s = f_y + \left\{ 1 - \exp\left(\frac{\varepsilon_{sh} - \varepsilon_s}{k}\right) \right\} (1.01f_u - f_y) \quad (6)$$

$$k = 0.032(400/f_y)^{1/3} \quad (7)$$

ここで、 $\varepsilon_{sh}$ は硬化開始ひずみ、 $f_y$ は降伏強度、 $f_u$ は引張強度である。本研究では、 $\varepsilon_{sh}$ を1.5%、 $f_u$ を1.5 $f_y$ とした。鉄筋-コンクリート間の付着応力-すべり関係には、澤部ら<sup>20)</sup>が、RC部材解析への適用性を示している、**図-10**および次式に示すモデルを用いた。

$$\tau = \begin{cases} 0.4 \times 0.9 \times (f_c')^{2/3} [1 - \exp\{-40(s/D)^{1/2}\}] & 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{\max} - (\tau_{\max} - 0.1\tau_{\max})(s - s_1)/(s_2 - s_1) & s_1 \leq s \leq s_2 \\ 0.1\tau_{\max} & s_2 \leq s \end{cases} \quad (8)$$

ここで、 $f_c'$ はコンクリートの圧縮強度(MPa)、 $D$ は鉄筋径(mm)、 $s_1$ 、 $s_2$ はそれぞれ0.2mm、0.4mmである。梁軸直交方向バネおよび回転バネは線形弾性と仮定し、その相対変位が無視できるようにコンクリートを表現するバネの剛性と比較して十分大きな剛性を設定した<sup>22)</sup>。

### 3. 拘束効果の再現性の検証

#### (1) 解析結果と既往の実験結果との比較

ここでは、秋山らによって行われた、角形断面を有するコンファインドコンクリートの1軸圧縮荷重実験<sup>9)</sup>を対象に解析を行い、巨視的な応力-ひずみ応答の再現性を検証する。**表-2**に解析対象実験のパラメータを示す。なお、秋山らの実験は、高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を適用したコンファインドコンクリートの拘束効果を定量的に評価し、モデル化することを主たる目的としている。一方、本解析手法は参考文献<sup>20)</sup>において普通強度コンクリートに対する適用性は確認しているものの高強度コンクリートへの適用性は検証していない。高強度コンクリートでは、モルタルあるいは骨材-モルタル界面のみならず骨材にもひび割れが生じることが知られているが、提案モデルは、コンクリートを単相構造と

仮定し、また、要素寸法を最大骨材寸法程度としているため、普通強度と高強度のひび割れ進展の違いを再現することができない。このため、提案モデルを用いて、高強度コンクリートの応答を評価するには、構成モデルおよび材料パラメータの修正あるいは要素寸法等に対する仮定の妥当性等さらなる検討が必要であると考えている。したがって、高強度コンクリートに対する評価は今後の課題とし、本研究では、秋山らの研究の内、普通強度コンクリート(圧縮強度 $f_c' = 46.3 \text{ N/mm}^2$ )の実験を解析対象とした。実験供試体は高さ750mm、1辺が250mmの正

表-2 解析対象実験パラメータ

供試体名	帯鉄筋			
	径	間隔	体積比	降伏強度
	mm	s mm	$\rho_s$ %	$f_{sy}$ N/mm <sup>2</sup>
SF1P1Y3	6.4	25	1.92	1288
SF1P2Y1	6.0	50	1.01	317
SF1P2Y3	6.4	50	0.96	1288
SF1P3Y1	6.0	100	0.51	317
SF1P3Y2	6.0	100	0.51	1028
SF1P3Y3	6.4	100	0.48	1288
SF1P4Y3	6.4	150	0.32	1288

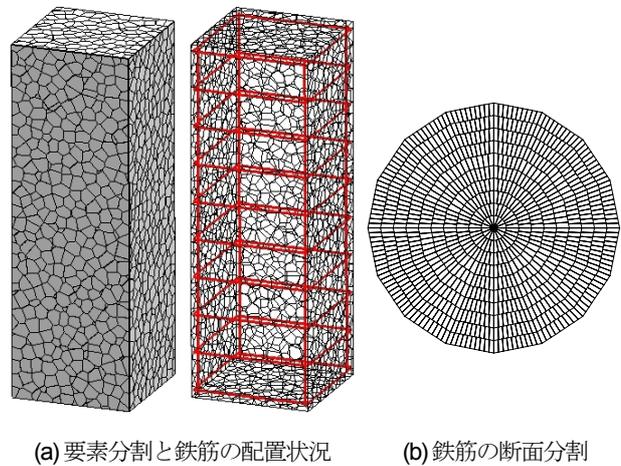


図-11 解析モデル

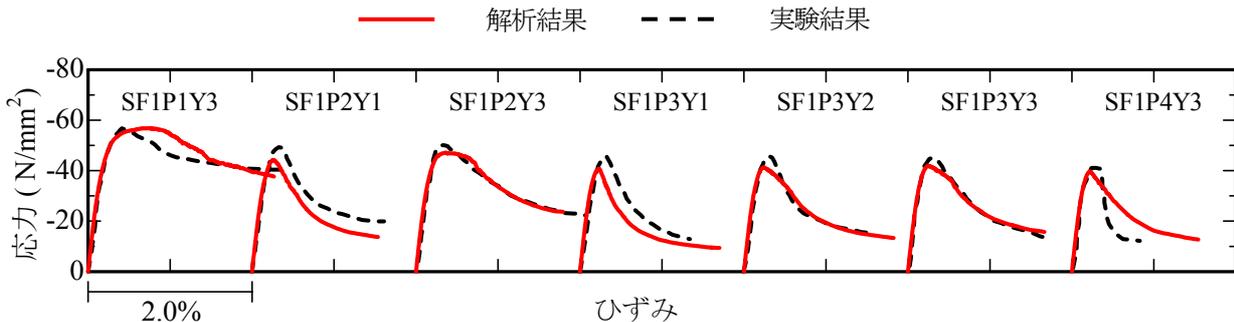


図-12 応力-ひずみ関係

方形断面であり、帯鉄筋は、隅角部において定着長60mmとした135度フックにより閉合している。また、帯鉄筋の隅角部に計4本の軸方向鉄筋（SD295）を配置し、かぶりおよび中間帯鉄筋は設けていない。

図-11に供試体の要素分割および鉄筋の断面分割の一例を示す。実験において、コンクリートの最大骨材寸法は20mmであり、解析モデルの要素特性長さ  $h$  の平均値は20mmとしている。実験終了後の観察からフックのはずれが生じていないことが確認されていることから、解析において帯鉄筋の隅角部は剛結としており、また、鉄筋の曲げ加工部における初期ひずみはモデルの簡略化のため無視している。

一般的に、比較的大型の供試体を用いて圧縮強度を評価すると、標準供試体（直径100mm、高さ200mm）の圧縮強度よりも小さくなることが知られている。この現象は供試体内部の微視的な材料特性のばらつき等様々な要因により生じると考えられているが、提案モデルはその個々の要因を含んだものではない。秋山らの実験では、標準供試体およびコンファインドコンクリートと同じ寸法を有する無拘束供試体を用意して圧縮強度を評価しており、標準供試体の圧縮強度  $f'_c$  が46.3N/mm<sup>2</sup>、無拘束供試体の圧縮強度  $\sigma'_{c0}$  が40.4N/mm<sup>2</sup>であったと報告している。本解析では、表-1の材料パラメータの算定に用いる圧縮強度を無拘束供試体の圧縮強度  $\sigma'_{c0}$  で評価した。

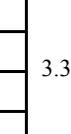
荷重は、供試体の上下端に、供試体と同じ断面を有する厚さ20mmの剛体要素（以下、載荷板要素）を設け、この要素を全自由度固定し、上端の載荷板要素を変位制御することにより行った。また、対象実験は、コンクリートと鋼製載荷板を直接接触させており、材端の摩擦による拘束が比較的強い条件である。本解析ではこの摩擦の評価は簡単に、コンクリート供試体と載荷板間のバネの弾性係数はコンクリートの弾性係数よりも十分大きく設定し、垂直方向および接線方向の相対変位はほとんど生じないものとした。なお、本章では次節以降も、解析対象供試体のパラメータを変えて解析を行っていくが、剛体要素の寸法、鉄筋のモデルおよび載荷方法は、特に断らない限り、本節と同様である。

図-12に、解析および実験により得られた各実験供試体の応力-ひずみ関係を示す。ここで、解析結果の応力は供試体に作用する荷重を供試体断面積で除したものであり、ひずみは、供試体上端および下端断面の中心部に位置する要素間の鉛直方向相対変位をその要素間長さで除したものである。解析結果は、帯鉄筋間隔、帯鉄筋体積比および降伏強度が異なる全てのケースにおいて、実験の圧縮強度、圧縮強度時のひずみおよび軟化性状までを概ね捉えていることが確認できる。

(2) 解析結果と既往の提案式との比較

ここでは、提案手法の適用範囲を検証するために、断面形状、帯鉄筋形状、帯鉄筋比  $\rho_s$  および帯鉄筋間隔  $s$  の、

表-3 解析対象モデルのパラメータ

供試体名	拘束筋形状 および 供試体 寸法	帯鉄筋			
		1段 当りの 本数	径	間隔	体積比
			mm	s mm	$\rho_s$ %
S-S40-R2		1	7.9	40	2.02
S-S80-R2		2		80	
S-S160-R2		4		160	
S-S320-R2		8		320	
S-S40-R1		1	5.6	40	1.01
S-S80-R1		2		80	
S-S160-R1		4		160	
S-S320-R1		8		320	
S-S40-R0.5		1	4.0	40	0.511
S-S80-R0.5		2		80	
S-S160-R0.5		4		160	
S-S320-R0.5		8		320	
ST-S40-R2		1	6.5	40	2.04
ST-S80-R2		2		80	
ST-S160-R2		4		160	
ST-S320-R2		8		320	
ST-S40-R1		1	4.6	40	1.02
ST-S80-R1		2		80	
ST-S160-R1		4		160	
ST-S320-R1		8		320	
ST-S40-R0.5		1	3.3	40	0.520
ST-S80-R0.5		2		80	
ST-S160-R0.5		4		160	
ST-S320-R0.5		8		320	
C-S40-R2		1	8.7	40	2.04
C-S80-R2		2		80	
C-S160-R2		4		160	
C-S320-R2		8		320	
C-S40-R1		1	6.2	40	1.03
C-S80-R1		2		80	
C-S160-R1		4		160	
C-S320-R1		8		320	
C-S40-R0.5		1	4.4	40	0.514
C-S80-R0.5		2		80	
C-S160-R0.5		4		160	
C-S320-R0.5		8		320	

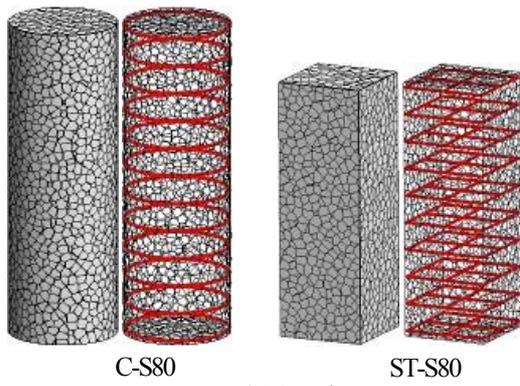


図-13 解析モデル

計4つのパラメータを表-3に示すように変化させたコンファインドコンクリートの1軸圧縮載荷解析を行い、解析結果と既往の実験式により算定される結果を比較する。図-13に供試体の要素分割の一例を示す。断面形状は円形および角形であり、角形断面に対しては、中間帯鉄筋の有無もパラメータとした。帯鉄筋比は約0.5%、1.0%、2.0%とし、帯鉄筋間隔40mm、80mm、160mm、320mmと変化させている。コンクリートの圧縮強度を30N/mm<sup>2</sup>、鉄筋の降伏強度を400N/mm<sup>2</sup>と設定した。なお、帯鉄筋

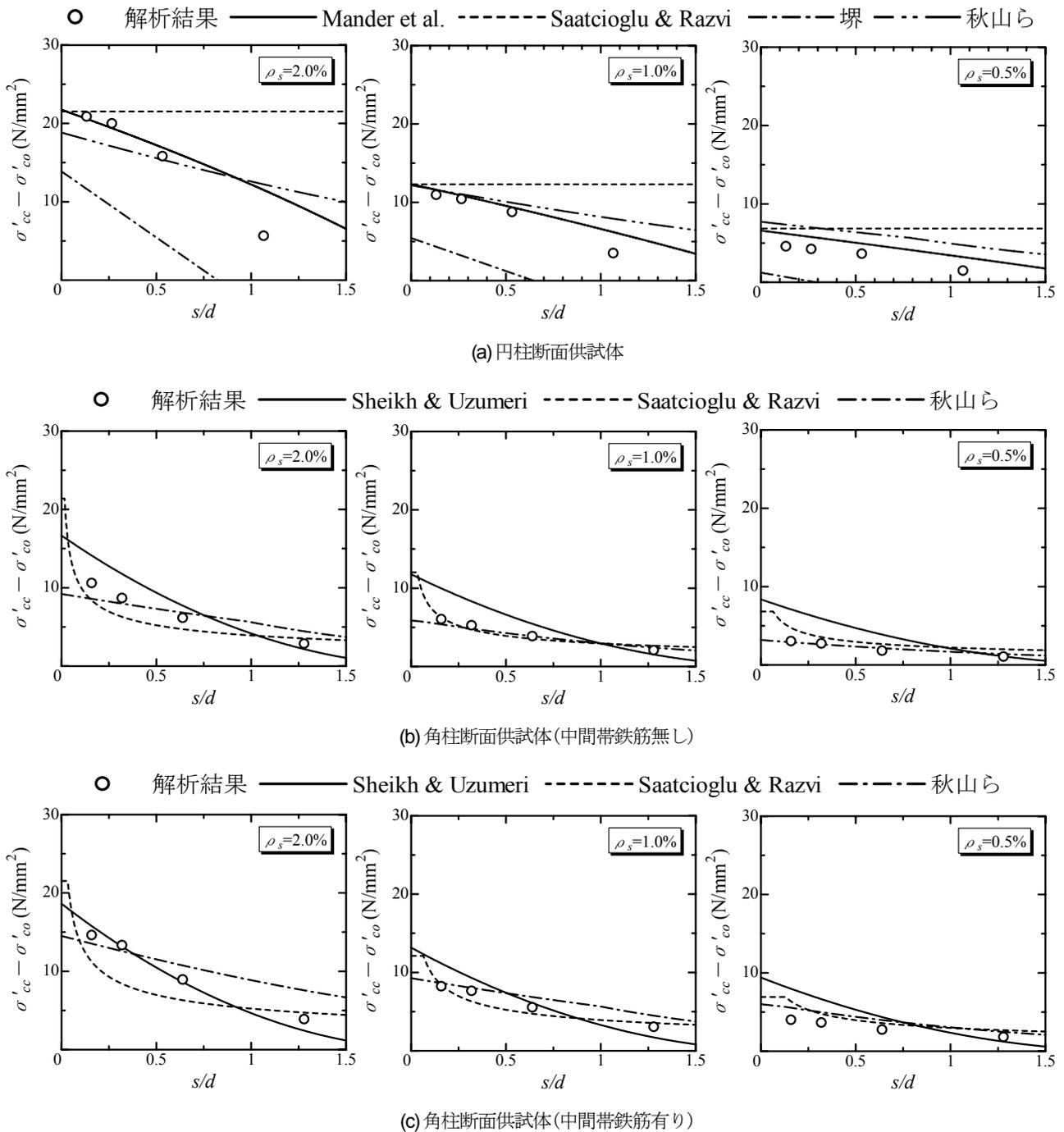


図-14 圧縮強度増加率と帯鉄筋間隔の関係

比を一定として、帯鉄筋間隔を変化させるために、一段あたりに複数の帯鉄筋を重ねて配置している。また、ここでは、簡単のため軸方向鉄筋を配置せず、かぶりも0とした。これらのパラメータの影響については、本研究では扱わず今後の課題としたい。

図-14に、解析により得られたコンファインドコンクリートの圧縮強度  $\sigma'_{cc}$  と帯鉄筋間隔  $s$  の関係を示す。同図には既往の実験式<sup>17)</sup>も併せて示している。図-14の縦軸は、コンファインドコンクリートの圧縮強度  $\sigma'_{cc}$  を無拘束コンクリートの圧縮強度  $\sigma'_{c0}$  で差し引いた値

であり、横軸は帯鉄筋間隔  $s$  を、円柱供試体の場合には断面直径  $d$ 、角柱供試体の場合には、断面幅  $d$  で除した値である。まず、図-14(a)の円柱供試体の結果に着目すると、解析値は、既往の実験式から得られる圧縮強度の中間付近の値を示している。図-14(b)の中間帯鉄筋を配置していない角柱供試体の結果に着目すると、帯鉄筋比が約2.0%のケースでは、解析値は各実験式の中間付近の値を示し、帯鉄筋比が約1.0%および0.5%のケースでは、既往の実験式の下限付近の値を示していることが確認できる。図-14(c)の中間帯鉄筋を配置している角柱供試体

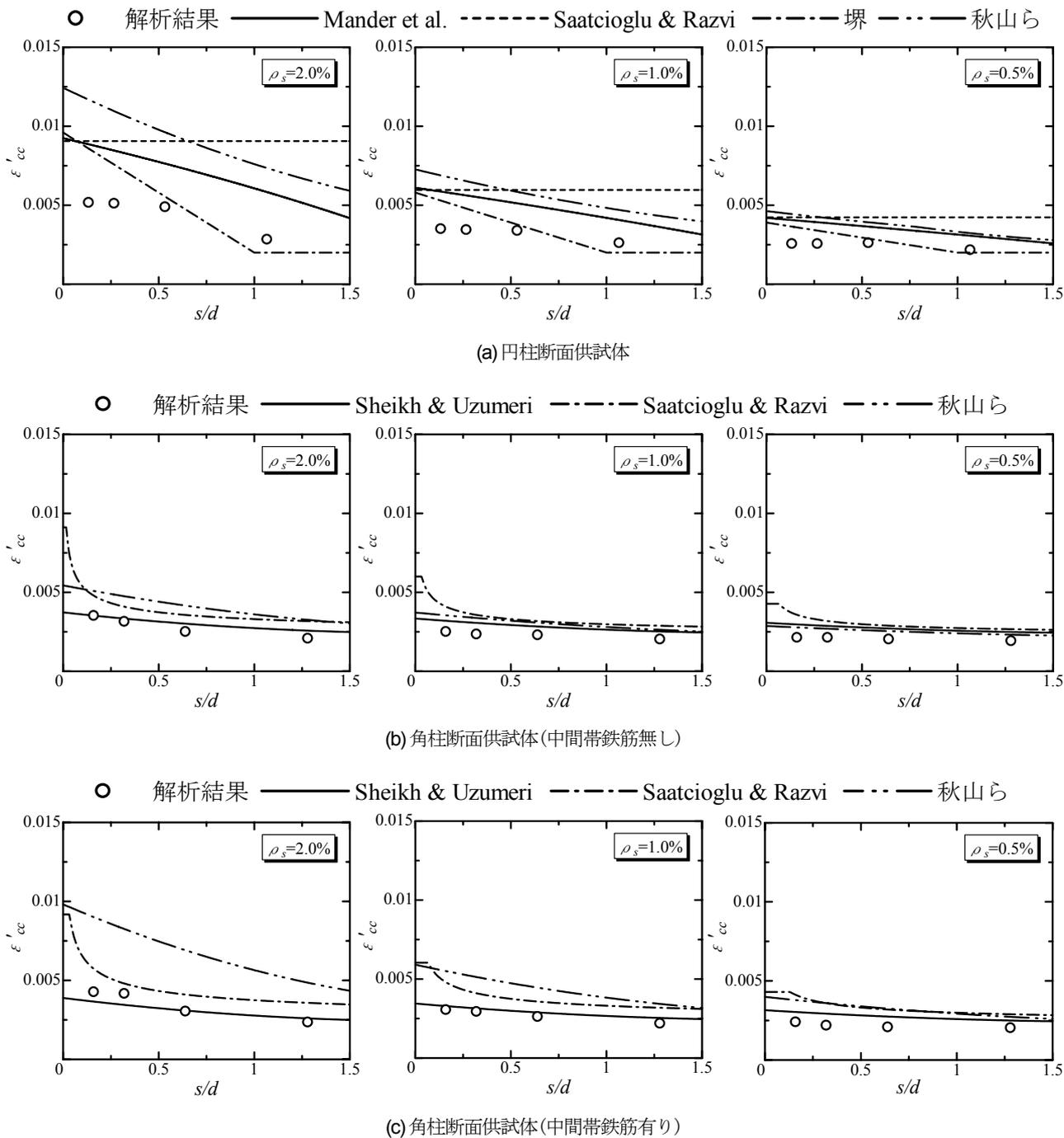


図-15 圧縮強度到達時ひずみと帯鉄筋間隔の関係

の結果に着目すると、帯鉄筋比が約2.0%および1.0%のケースでは、解析値は各実験式の間付近の値を示し、帯鉄筋比が約0.5%のケースでは、既往の実験式の下限值付近を示していることが分かる。

図-15に、解析により得られた圧縮強度到達時のひずみ  $\epsilon'_{cc}$  と  $s/d$  の関係を示す。同図には既往の実験式<sup>17)</sup>も示している。全体的に解析は、実験式の下限付近の値を示していることが分かる。特に、円柱断面供試体で、帯鉄筋間隔が小さいケースでは実験式との差が顕著になっている。この原因については現在のところ分かっておらず、今後の課題としたい。しかしながら、帯鉄筋間隔および帯鉄筋比が大きくなるにつれて、圧縮強度到達時のひずみが大きくなる傾向は、捉えていることが分かる。

図-16に、解析により得られたコンファインドコンク

リートの軟化時における応力とひずみの関係を示す。図-16の縦軸は、コンファインドコンクリートに作用する軸方向圧縮応力  $\sigma'_c$  をコンファインドコンクリートの圧縮強度  $\sigma'_{cc}$  で除した値であり、横軸はコンファインドコンクリートの軸方向圧縮ひずみ  $\epsilon'_c$  を圧縮強度到達時のひずみ  $\epsilon'_{cc}$  で差し引いた値である。また、同図には、秋山らが提案している、軟化時の応力-ひずみ関係<sup>7)</sup>も併せて示してある。秋山らの実験以外にも軟化時における応力-ひずみ関係を記述する式は提案されているが、そのほとんどが局所化の影響を無視した、すなわち供試体長さに依存する関係式であるため、ここでは秋山らの実験式との比較を示す。一般的に解析により得られる軟化勾配が提案式よりもやや緩やかになる傾向が観察される。しかしながら、解析結果は、帯鉄筋比が大きくなるにつ

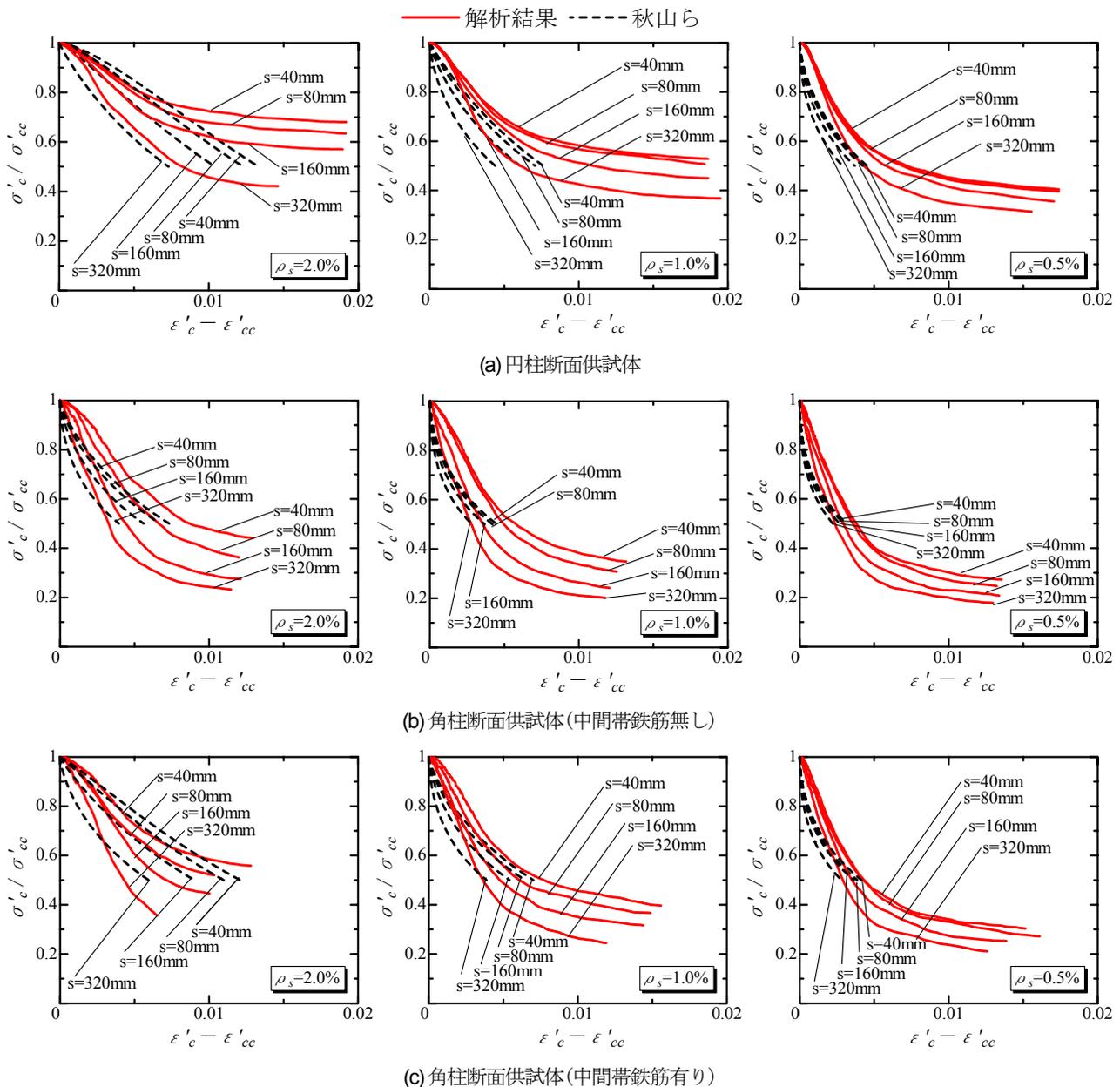


図-16 軟化時における応力とひずみの関係

れて、また、帯鉄筋間隔が小さくなるにつれて、軟化勾配が緩やかになる等、秋山らが提案しているモデルと同様の傾向を示している。

全体を概観して、一部の解析ケースで実験式との差が見られ、特に、圧縮強度時のひずみは、実験式より小さく評価する傾向にあるものの、解析は、断面形状、帯鉄筋形状、帯鉄筋比および帯鉄筋間隔が、コンファインドコンクリートの力学応答に与える影響を表現しており、また、コンクリート材料特性値のばらつきを鑑みれば、本章で検証した範囲においては、定量的にも妥当な精度で再現していると判断できる。

**(3) 破壊局所化挙動の再現性**

ここでは、秋山らによって行われた、柱高さを変化させた円形断面を有するコンファインドコンクリートの1軸圧縮載荷実験<sup>7)</sup>を対象に解析を行い、破壊局所化挙動

の再現性を検証する。解析対象供試体の寸法は、直径300mm、柱高さ900mm(CFIS30 供試体)および1500mm(CFIL30 供試体)であり、帯鉄筋間隔65mm、帯鉄筋体積比0.69%および帯鉄筋降伏強度1413N/mm<sup>2</sup>である。また、軸方向鉄筋(D6,SD295)を4本配置しており、コンクリートの圧縮強度は45.8N/mm<sup>2</sup>である。さらに、実験では、供試体断面中心位置に異型角型アクリル棒<sup>27)</sup>を埋め込み、そこに50mm間隔でひずみゲージを貼付し、供試体高さ方向の局所ひずみ分布を計測している。

図-18,19,20に、解析により得られた、図-17中の破線で示している断面内における終局時の垂直バネの損傷状況、変形状況の外観(変形倍率5)および供試体の軸方向ひずみ分布状況を示す。図-18中の青色の線は垂直バネが引張強度に達し、応力とひずみが2直線で近似された軟化曲線における第一の直線上に在ることを、緑色の線は第二の直線上に在ることを示しており、赤色の線は

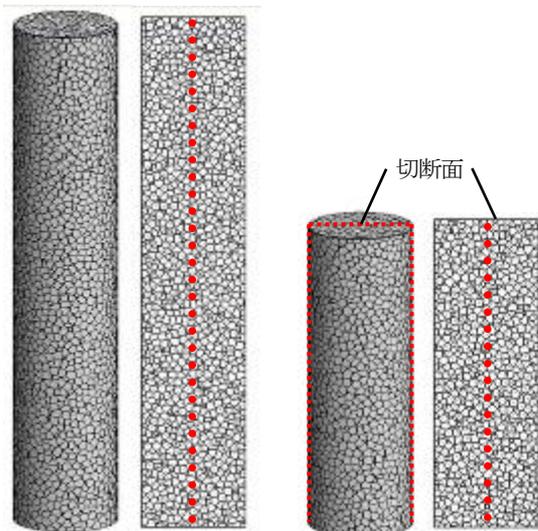


図-17 解析モデル

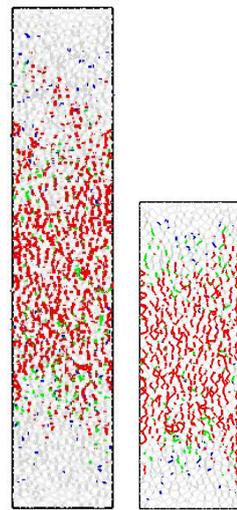


図-18 垂直バネの損傷分布

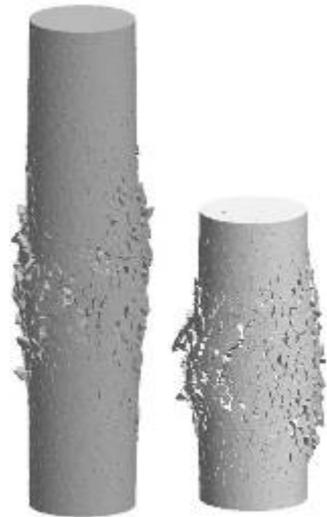
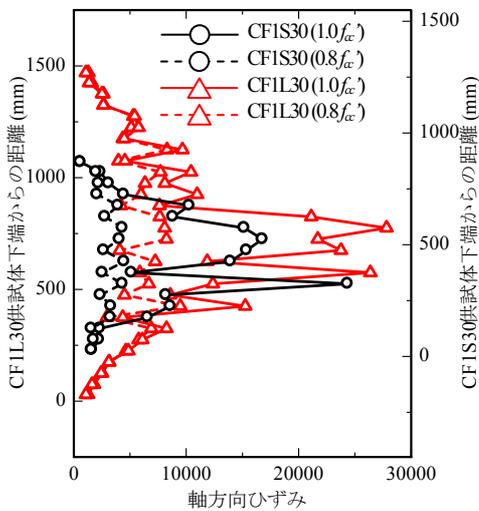
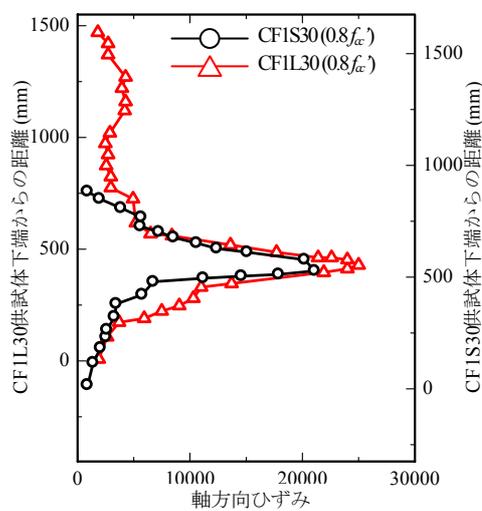


図-19 変形図



(a) 解析結果



(b) 実験結果

図-20 局所ひずみ分布

ひずみが進展し応力が0まで低下していることを示している。軸方向ひずみ分布については実験値も示す。軸方向ひずみ分布の実験値は、ポストピーク領域において最大応力の80%まで応力が低下した時点における前述の亚克力棒に貼付したひずみゲージの値である。解析値は、最大応力時およびポストピーク領域において最大応力の80%まで応力が低下した時点のもので、図-17の切断面中に示す、高さ方向に50mm間隔で配置した点の間の载荷軸方向の相対変位から隣接点間距離を除して算定した値である。また、図-20の左縦軸はCF1L30供試体、右縦軸はCF1S30供試体の柱下端からの距離を表しており、両供試体の軸方向ひずみが卓越する領域が一致するように右縦軸の位置を調整している。

解析により得られた、供試体の損傷、変形状況に着目すると、実験と同様に、破壊が局所化する様子が確認できる。解析により得られたポストピークにおける軸方向

ひずみ分布に着目すると、応力低下が進展するにつれ、軸ひずみの局所化は顕著になる挙動が確認できる。実験値と比較すると、ひずみが卓越する領域を若干大きく評価しているが、概ね局所化挙動を捉えていることが確認できる。

#### 4. 帯鉄筋形状および鉄筋モデルの影響

##### (1) 解析概要

本章では、鉄筋の曲げ挙動や鉄筋-コンクリート間の付着すべり挙動等、鉄筋モデルに関する各解析パラメータの感度解析を行い、鉄筋のモデル化が、コンファインドコンクリートの巨視的応答に及ぼす影響について、特に、帯鉄筋形状の違いに着目して検討する。対象とするモデル供試体は、3.(2)で示した、円形断面を有するC-R1-S80供試体と角形断面を有するS-R1-S80供試体である。

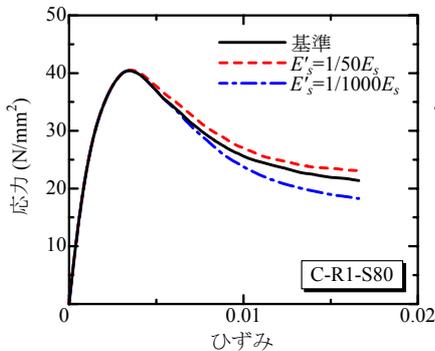


図-21 鉄筋降伏後の硬化係数の影響

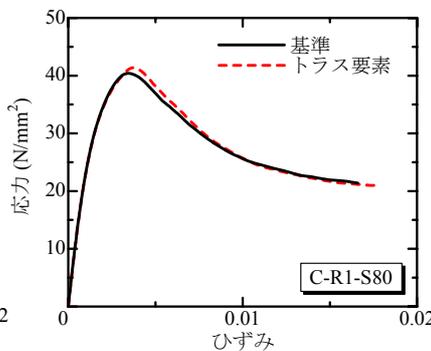


図-22 鉄筋の曲げ剛性の影響

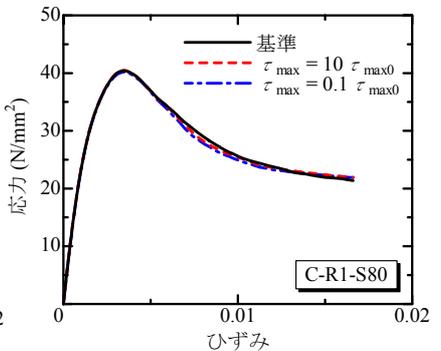


図-23 付着強度の影響

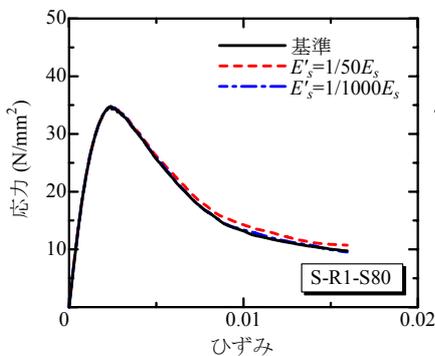


図-24 鉄筋の構成モデル

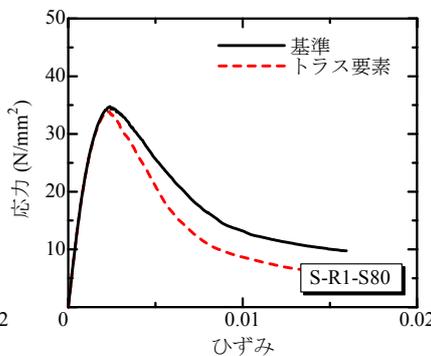
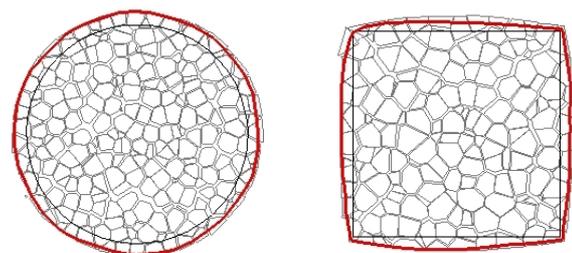
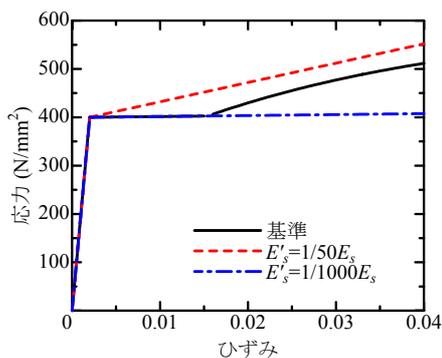


図-25 帯鉄筋の変形状



解析モデルの概要は、3.(1)で説明したものと同様である。

## (2) 解析結果

図-21に、鉄筋の応力-ひずみ関係をバイリニア型とし、2次勾配を鉄筋のヤング係数の1/50, 1/1000としたケースの、C-R1-S80およびS-R1-S80供試体の解析により得られた応力-ひずみ関係を示す。同図には、3.と同様のパラメータで解析した結果（以降、基準解析と呼ぶ）も併せて示す。なお、図-24に示すように、基準解析の鉄筋構成モデルは、ここで検証する2次勾配を鉄筋のヤング係数の1/50, 1/1000としたケースのちょうど中間付近の硬化挙動を示す。図より、C-R1-S80供試体では、鉄筋の構成モデルにおける2次勾配が大きくなるに従い、圧縮強度にはほとんど変化が見られないものの、軟化勾配が緩やかになる様子が確認できる。一方、S-R1-S80供試体では、C-R1-S80供試体と比較して、顕著な変化は見られない。

図-22に、鉄筋のモデルにトラス要素を用いたケースの、C-R1-S80およびS-R1-S80供試体の解析により得られた応力-ひずみ関係を示す。S-R1-S80供試体では、鉄筋をトラス要素でモデル化することにより、圧縮強度にはほとんど変化が見られないものの、軟化勾配が急になる様子が確認できる。一方、C-R1-S80供試体では、鉄筋にトラス要素を用いたケースの方が、ファイバーモデルを用い鉄筋の曲げ抵抗特性をモデル化している基準解析より、圧縮強度が若干大きくなっているが、S-R1-S80供試体と比較して顕著な変化は見られなかった。

図-23に、鉄筋-コンクリート間の付着強度を10倍および0.1倍と変化させた場合の、C-R1-S80およびS-R1-S80供試体の解析により得られた、応力-ひずみ関係を示す。C-R1-S80およびS-R1-S80供試体の解析ともに付着強度の影響は、顕著には見られなかった。

図-25に、基準解析により得られた、ポストピークにおいて最大荷重の50%付近まで低下した時点における、破壊局所化領域内の帯鉄筋が配置された断面のコンクリートおよび帯鉄筋の変形状（変形倍率2）を示す。図より、円形断面供試体の帯鉄筋は、円形状を保ったまま、水平面内で等方的に膨張しているのに対し、角柱断面供試体では、角形帯鉄筋の各辺が曲がり、角形断面から円形断面へと変形している様子が確認できる。すなわち、円形断面供試体では、鉄筋をモデル化した梁要素の軸方向変形および曲げ変形の内、軸方向の引張変形が支配的であり、一方、角形断面供試体では、円形断面供試体と比較して曲げ変形が卓越していることが確認できる。また、今回対象とした条件では、全てのケースで帯鉄筋の降伏は最大荷重付近で生じ、上記の断面形状特有の帯鉄筋の変形状はポストピークで顕著になる。このため、鉄筋の構成モデルにおける降伏後の硬化挙動は、円形断面供試体の軟化挙動に、鉄筋の曲げ剛性は、角形断面供試体の軟化挙動に大きく影響する。

## 5. コンファインドコンクリートの内部抵抗機構および変形・破壊機構の評価

### (1) 解析概要

3.において、提案手法により、異なる帯鉄筋量および形状を有するコンファインドコンクリートの軟化までを含めた巨視的な力学応答を概ね評価でき、さらに、破壊局所化領域も妥当に再現できることを確認した。本章では、3.(2)で示した解析ケースの内、C-R1-S80, C-R1-S160, S-R1-S80およびST-R1-S80供試体の解析により得られた内部応力分布および変形状を可視化し、実験で観察されている応力分布性状および帯鉄筋の変形状の再現性を検証するとともに、コンファインドコンクリートの内部

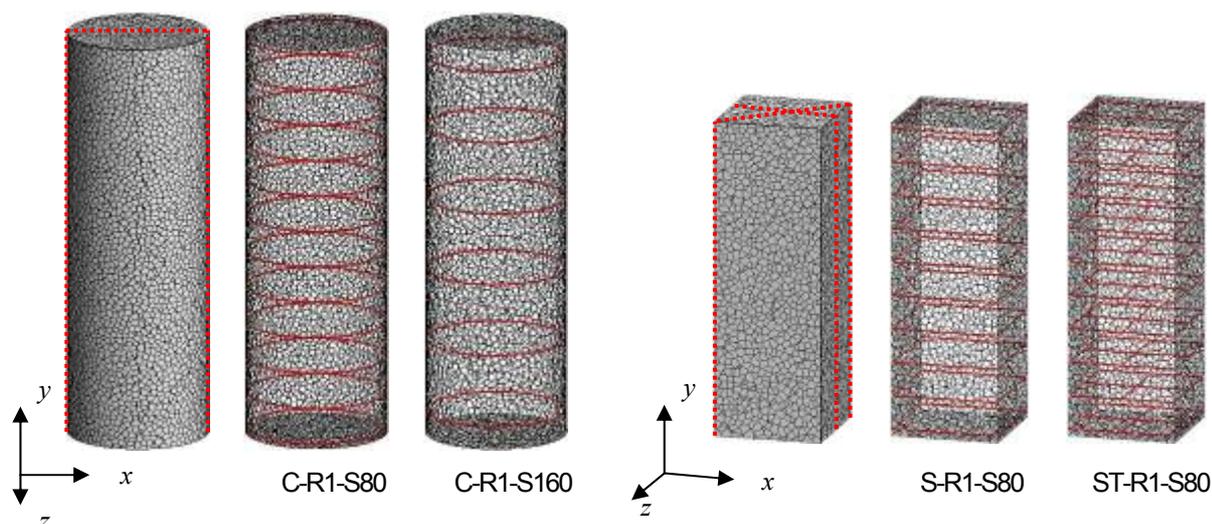


図-26 解析モデル

抵抗機構と破壊進展過程を評価する。

図-26に解析モデルを示す。比較のためにプレーンコンクリート（以下、C0供試体と称する）に対しても同様の解析を行い、内部応力分布の評価を行った。また、全ての解析モデルにおける要素特性長さ $h$ の平均値は、応力分布を詳細に評価するために、3.での解析モデルより小さい約10mmとした。なお、本解析手法では、 $h$ を約10mmとした場合でも、3.で示した解析結果とほぼ同様の巨視的応答が得られることを確認している。その一例として、図-27,28に解析により得られた、応力-ひずみ関係を示す。同図には、 $h$ を約20mmとした場合の解析結果も示している。同図より、 $h$ を約10mmおよび約20mmとしても、巨視的な応力-ひずみ関係はほぼ同様の挙動が得られていることが分かる。

(2) 内部応力・損傷分布の評価

a) 円柱断面供試体

図-29に、C0供試体およびC-R1-S80供試体の解析により得られた、柱高さ中央断面における軸方向垂直応力 $\sigma_y$ の分布を示す。ここで、 $\sigma_y$ は、一つの剛体要素を、要素重心を通り鉛直軸に直交する断面で切断し、その自由体の力の釣合いから切断面に作用する内力を求め、それを切断面面積で除したものである。図中の記号は、図-27に示す応力-ひずみ関係中の記号に対応している。C0供試体はb点、C-R1-S80供試体はc'点で最大荷重を迎えるが、最大荷重以前では、断面内でほぼ一様に応力が分布していることが分かる。最大荷重到達以降、応力は、供試体外縁では低下し、反対に断面中央では増大していることが分かる。塩屋ら<sup>17),18),19)</sup>は、1軸圧縮を受けるプレーンコンクリートおよび鋼管充填コンクリートの断面内の軸方向垂直応力分布を測定しており、その結果、プレー

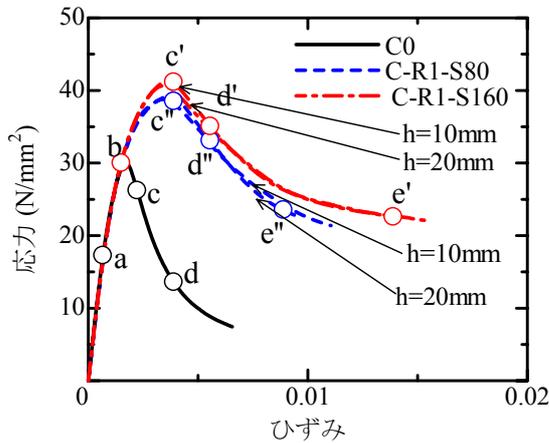


図-27 円柱断面供試体の応力-ひずみ関係

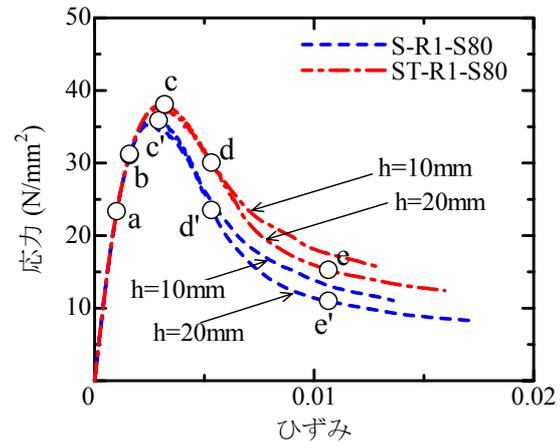


図-28 角柱断面供試体の応力-ひずみ関係

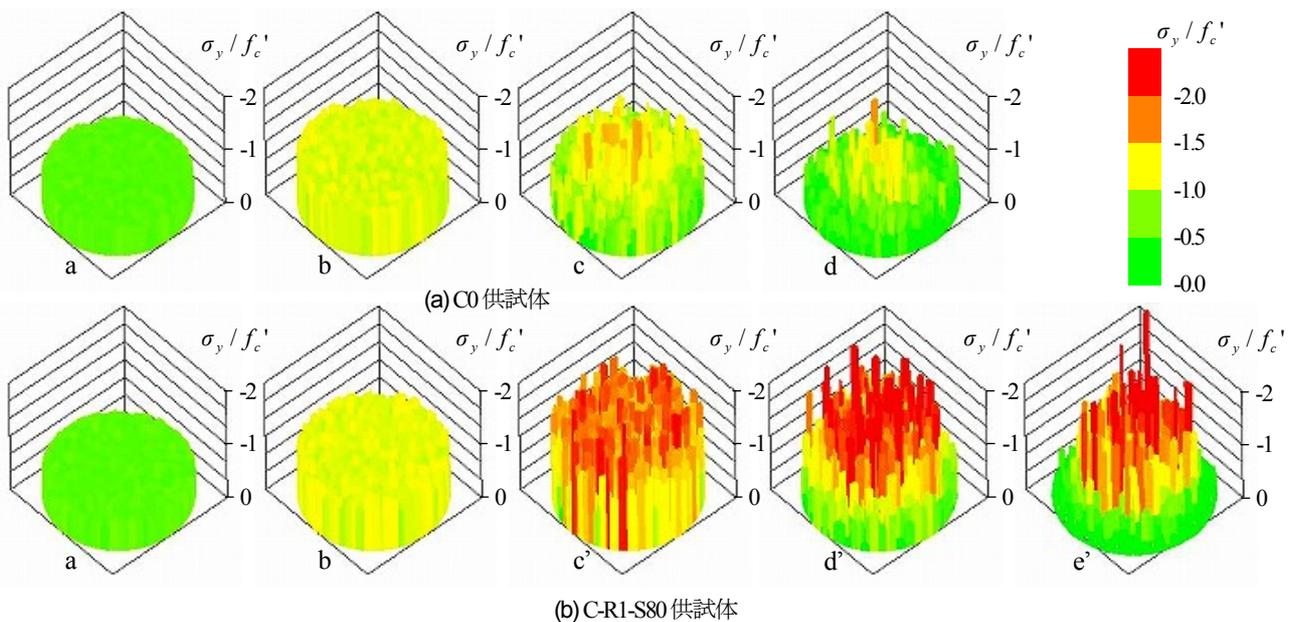


図-29 水平断面内の軸方向垂直応力分布

ンコンクリートおよび鋼管充填コンクリートとともに、最大荷重到達以降、円柱供試体の中央高さ面内の応力分布の均一性は大きく崩れ、外縁部の応力が低下するとともに、断面中心部の応力が突出し、プレーンコンクリートのケースでは、その最大値は材料試験により得られる圧縮強度の約2倍程度になることを明らかにしている。解析結果は、実験で計測された応力分布性状を良好に再現している。また、本研究の対象は、帯鉄筋による補強であり、一方、塩屋らの実験供試体は鋼管による横補強であるため、C-R1-S80供試体に対して定量的な比較はできないが、プレーンコンクリートのケースに着目すると、解析においても、最大荷重到達以降に断面中心部で生じる最大応力値は圧縮強度の2倍程度であり、定量的にも実験結果を再現していることが分かる。なお、上記のような応力分布性状に至るメカニズムについては、以降で説明する。

図-30, 31, 32に、C0, C-R1-S80およびC-R1-S160供試体の、図-26に破線で示す切断面における内部損傷分布および応力分布の進展過程を示す。図-30, 31, 32中の(a)および(b)は、垂直バネおよびせん断バネの損傷進展状況を示しており、(a)中の青色の線は垂直バネが引張強度に達し、応力とひずみが2直線で近似された軟化曲線における第一の直線上に在ることを、緑色の線は第二の直線上に在ることを示しており、赤色の線はひずみが進展し応力が0まで低下していることを示している。(b)の太線は、その面におけるせん断バネがせん断強度に達

していることを示しており、線の色は、その面のせん断バネのひずみ量を示している。図-30, 31, 32中の(c)および(d)は、 $\sigma_y$  および横方向垂直応力  $\sigma_x$  の分布を示している。ここで、 $\sigma_x$  は一つの剛体要素を、要素重心を通り水平軸に直交する断面で切断し、その自由体の力の釣合いから切断面に作用する内力を求め、それを切断面積で除したものである。なお、 $\sigma_x$  は、主に帯鉄筋の受動的な拘束効果に起因するものであり、以降、横拘束応力と呼ぶ。また、図-30, 31, 32中の記号は、図-27に示す応力-ひずみ関係中の記号に対応している。同図は変形状況も同時に示しており、その変形倍率は5である。

まず、図-30の帯鉄筋を配していないC0供試体の各バネの損傷分布および $\sigma_y$  の分布に着目する。载荷を開始して、a点で既に垂直バネが引張強度に達しており、せん断バネも破壊基準に達し始めていることが分かる。さらに、a点から最大荷重点のb点にかけて垂直バネおよびせん断バネの損傷が供試体全体に進展していく。 $\sigma_y$  の分布性状に着目すると、a点においては、切断面内で比較的一様に生じているのに対し、b点では、垂直バネの引張破壊およびせん断バネの軟化の進展に伴い、圧縮応力を伝達する要素が偏在し、柱構造が分布して形成されている様子が確認できる。c点では、供試体外縁で、離散的に形成された圧縮応力を伝える柱構造が消失していることが確認できる。この柱構造が供試体外縁から消失していく現象は以下のようなメカニズムで生じる。コンクリート内部に現れる離散的な柱構造は、ランダムな多

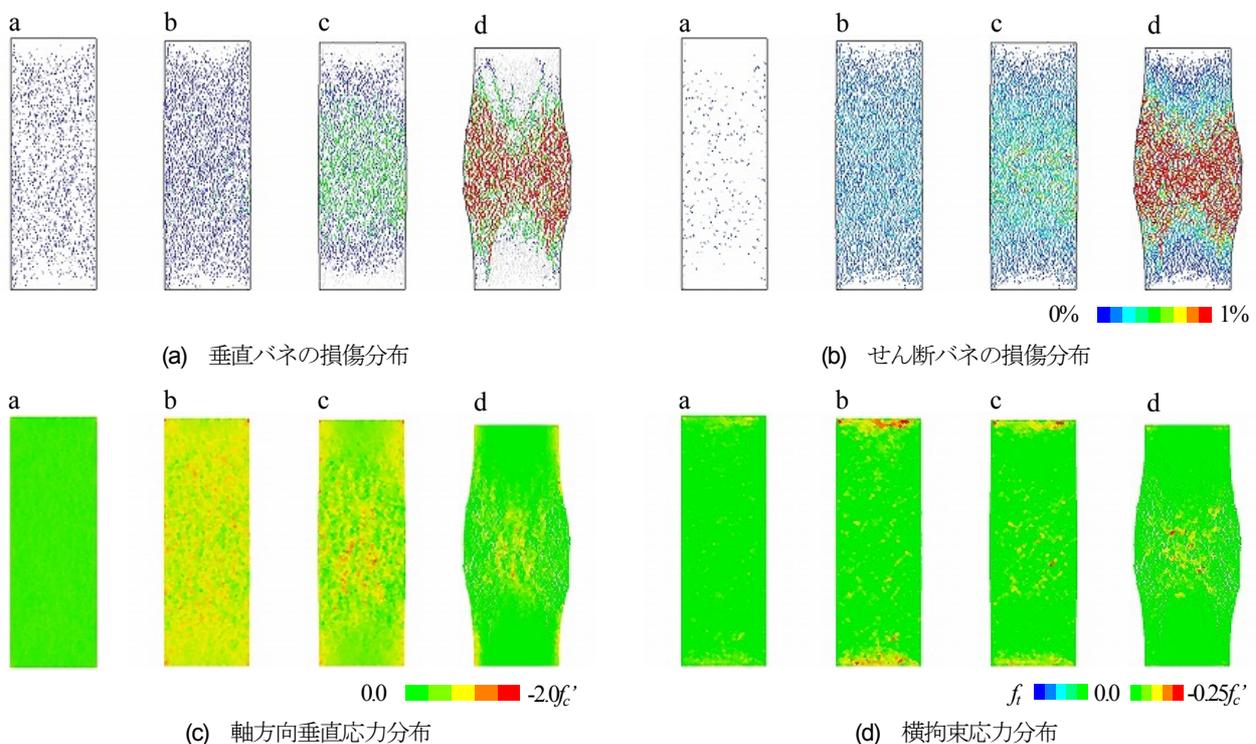


図-30 C0 供試体の内部損傷・応力分布

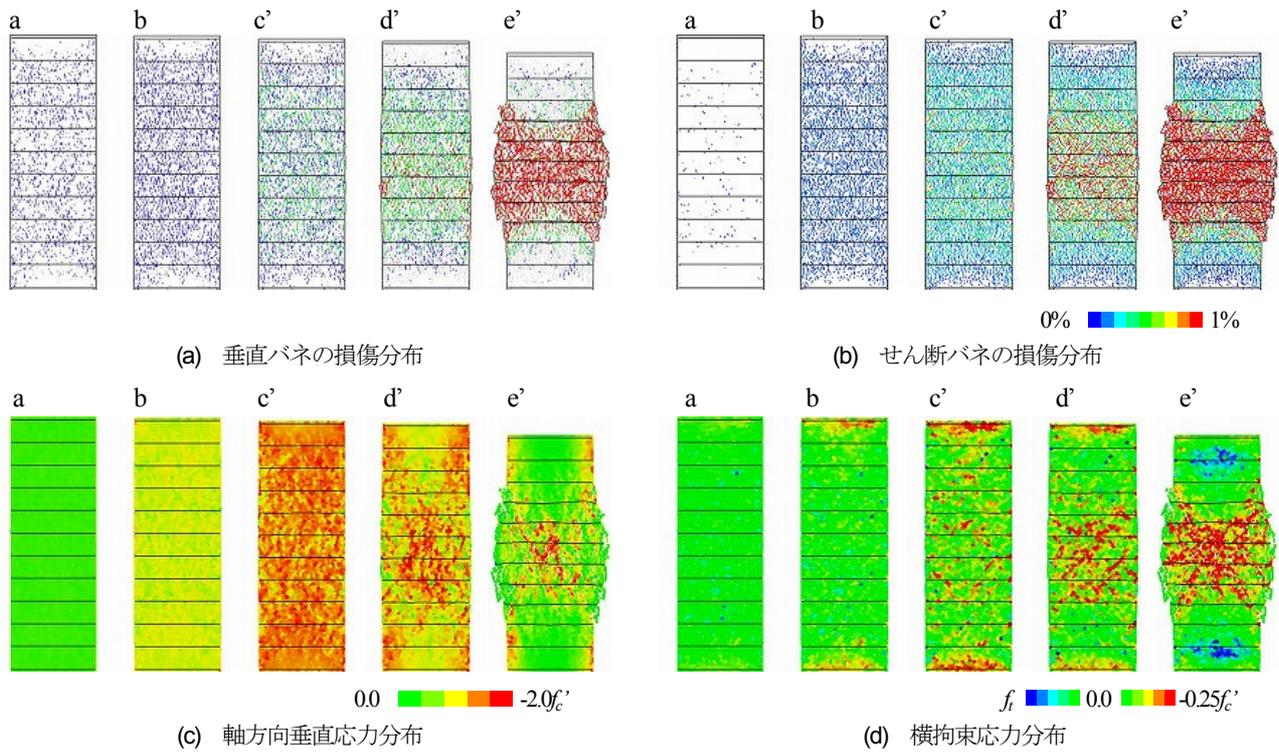


図-31 C-R1-S80 供試体の内部損傷・応力分布

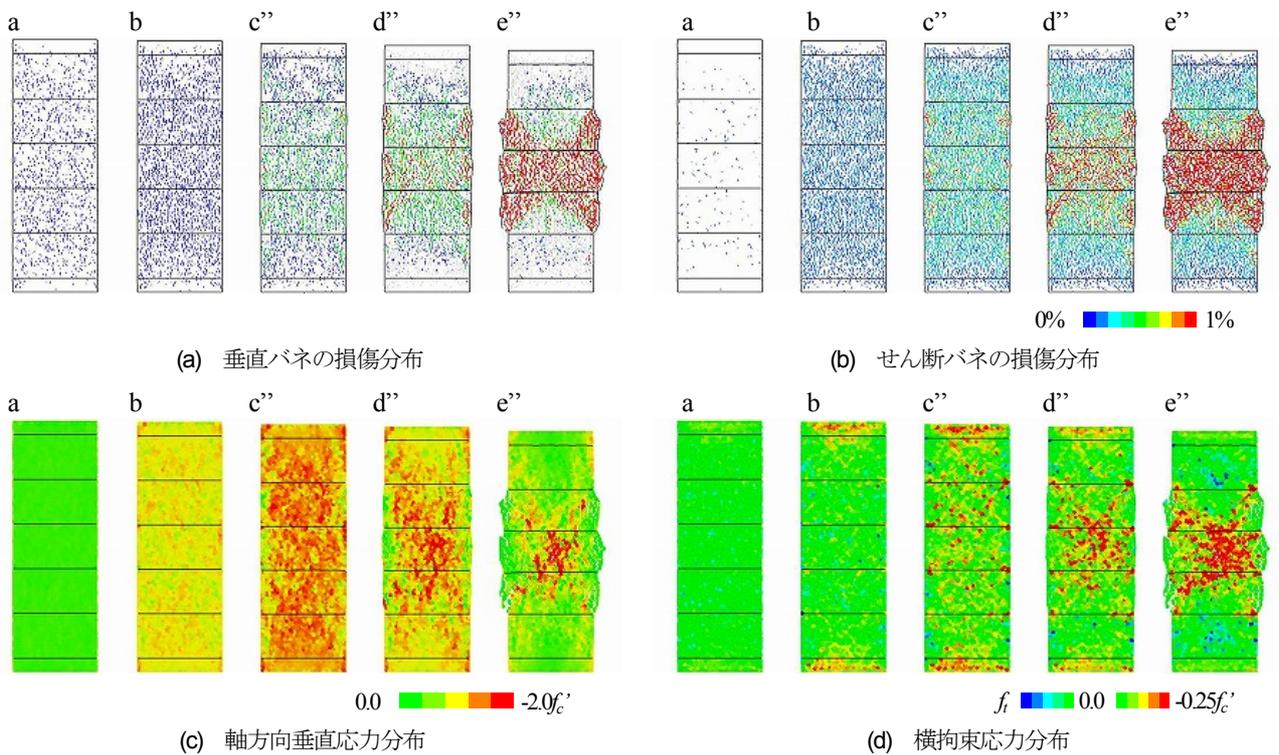


図-32 C-R1-S160 供試体の内部損傷・応力分布

面体要素からなり、垂直バネとせん断バネにより圧縮応力を伝達する。提案モデルでは、せん断バネに軟化を導入しているのに対し、垂直バネの圧縮側には、軟化を導入していない。このため、柱構造はある限界に達すると、せん断バネの軟化により横方向への変形が卓越し始める。

供試体外縁では、柱構造の横方向変形に対する拘束が最も小さくなるため、まず、供試体外縁で柱構造が消失する。柱構造の消失は徐々に内側に進展していき、最終的に、d点のように、供試体高さ中央部の断面中心付近の柱構造だけが残存する。

横拘束応力の分布に着目すると、最大荷重以前では、載荷板が供試体端部の横方向変形を抑制するため、供試体端部において応力が生じている様子が確認できる。しかしながら、その他の領域では横拘束応力はほとんど生じていない。最大荷重以降、 $\sigma_y$  が大きくなる供試体高さ中央部の断面中心付近で若干ではあるが横拘束応力が大きくなっていることが確認できる。

次に、図-31の、帯鉄筋を80mm間隔で配したC-R1-S80供試体の解析結果に着目する。a, b点における各バネの損傷分布および応力分布は、C0供試体とほぼ同様であることが確認できる。c'点の $\sigma_y$ の分布に着目すると、C0供試体では、体積膨張に伴い、円柱断面外側から圧縮応力を伝える柱構造が消失していったのに対し、C-R1-S80供試体では、帯鉄筋が要素間すべり変形に伴う横方向変形の進展を抑えるため、柱構造が維持され、柱構造に作用する圧縮応力が増大していく。c'付近から、帯鉄筋の降伏が生じ、横方向変形が進展し始めることにより、徐々に柱構造が消失し始める。しかしながら、降伏しながらも帯鉄筋が柱構造の横方向変形を抑制するため、C0供試体と同じ巨視的変形状態にあっても、柱構造の崩壊の進展は緩やかになり、高い応力レベルを維持していることが分かる。このため、巨視的な応力-ひずみ曲線の軟化勾配は緩やかになる。

つづいて、図-32の帯鉄筋を160mm間隔で配したC-R1-

S160供試体の解析結果に着目する。aからb点に至るまでの各バネの損傷分布および応力分布は、C0供試体およびC-R1-S80供試体とほぼ同様であることが確認できる。c'点のせん断バネの損傷分布に着目すると、C-R1-S160供試体では、2つの帯鉄筋で挟まれる中間の領域の供試体外縁における要素境界面のすべりが、C-R1-S80供試体と比較して低い荷重レベルで顕著になっていることが確認できる。これは、C-R1-S160供試体の方が、C-R1-S80供試体より帯鉄筋間隔が大きいため、外縁部の柱構造が長くなることに起因して、同じ荷重レベルでも横方向変形が卓越し、したがって、帯鉄筋間隔が大きい方が、柱構造の消失が早期に生じ、最大荷重が小さくなったものと考えられる。

C-R1-S80およびC-R1-S160供試体の横拘束応力分布に着目すると、どちらのケースもa点付近では横拘束応力はほとんど生じていないことが分かる。b点では、局部的に $0.1f_c$ 程度の横拘束応力が生じていることが分かる。c'およびc''点に近づくにつれて、離散的ではあるが、横拘束応力は徐々に増大していき、特に、帯鉄筋と接している領域で大きい応力が生じている。最大荷重以降で、横拘束応力は、破壊が局所化している領域でさらに顕著な増加を示していることが分かる。

b) 角柱断面供試体 (中間帯鉄筋の影響)

図-33, 34に、S-R1-S80およびST-R1-S80供試体の、内

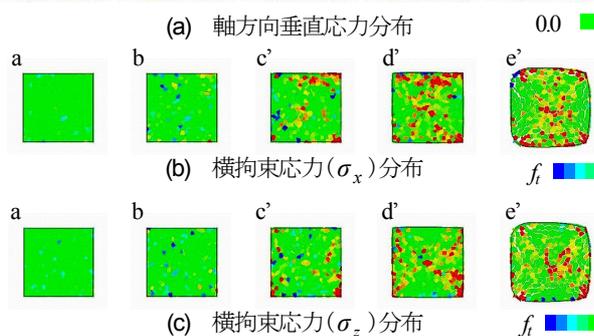
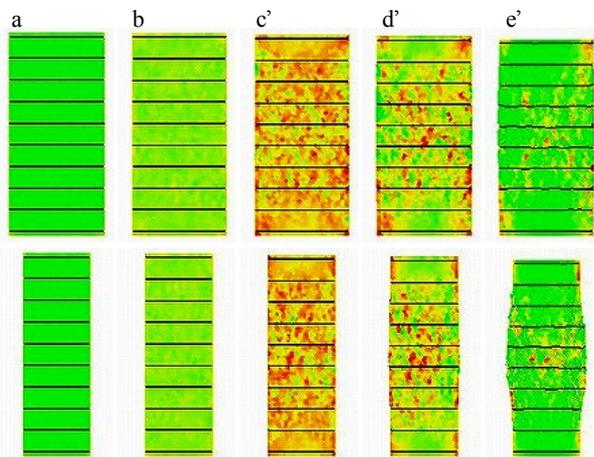


図-33 S-R1-S80 供試体の内部損傷・応力分布

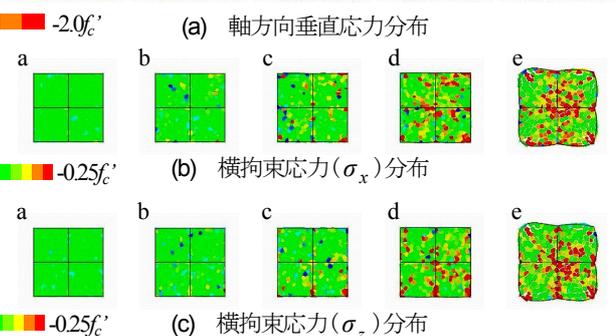
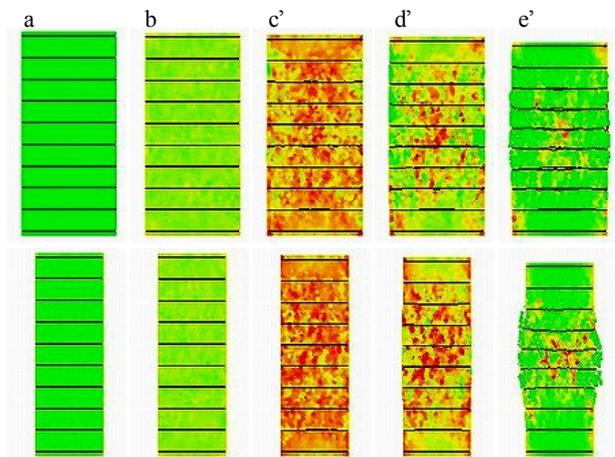
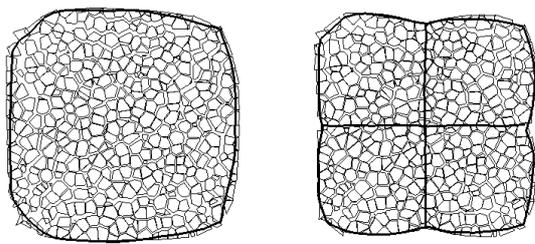


図-34 ST-R1-S80 供試体の内部損傷・応力分布



S-R1-S80 供試体

ST-R1-S80 供試体

図-35 帯鉄筋の変形状

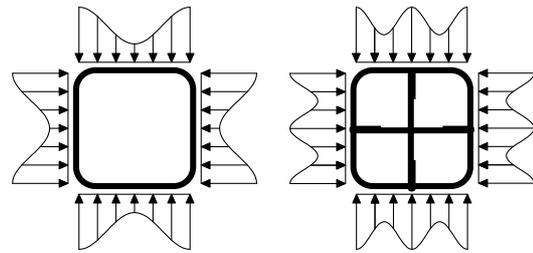


図-36 中間帯鉄筋の有無が拘束圧分布性状に及ぼす影響

部応力分布の進展過程を示す。図-33, 34中の(a)は図-26に破線で示している断面における $\sigma_y$ の分布を、(b)は柱高さ中央部付近の帯鉄筋が配置された断面におけるx方向拘束応力 $\sigma_x$ の分布を、(c)は同断面におけるz方向拘束応力 $\sigma_z$ の分布を示している。ここで、 $\sigma_x$ および $\sigma_z$ は一つの剛体要素を要素重心を通り、x軸およびz軸に直交する断面で切断し、その自由体の力の釣合いから切断面に作用する内力を求め、それを切断面面積で除したものである。図-33, 34中の記号は、図-28に示す応力-ひずみ関係中の記号に対応している。

まず、S-R1-S80およびST-R1-S80供試体の $\sigma_y$ の分布に着目すると、円柱断面供試体と同様に、圧縮応力を伝える柱構造がc'およびc点に至るまでに分布して形成されていることが確認できる。なお、角柱断面供試体においても、最大荷重付近で鉄筋降伏が生じ始める。鉄筋が降伏し、横方向変形の進展が顕著になるとともに、分布した柱構造が、柱外縁から消失していき、荷重低下に至る。最終的に断面中心付近に応力が集中している様子も確認できる。

つづいて、横拘束応力 $\sigma_x$ および $\sigma_z$ の分布および帯鉄筋の変形状に着目する。中間帯鉄筋の有無に拘わらず、円柱断面供試体と同様に、横拘束応力は、a点ではほとんど生じていないが、b点付近から局所的に発生し始め、c', c点に近づくにつれ徐々に大きくなる。図より、特に、隅角部で局所的に大きくなっていることが確認できる。柱構造の崩壊が供試体内部まで進展し、d', d点およびe', e点では、断面中心付近の広い領域で横拘束応力が大きくなっていることが確認できる。図-35に、e', e点付近における帯鉄筋の変形状況を示す(変形倍率5)。e', e点において、S-R1-S80供試体では、帯鉄筋の曲げ変形が卓越しているのに対し、ST-R1-S80供試体では、既往の実験<sup>4)</sup>で観察されるように、中間帯鉄筋が、外縁帯鉄筋の曲げ変形を抑制している様子が確認できる。このため、ST-R1-S80供試体では、外縁帯鉄筋の隅角部だけでなく、外縁帯鉄筋と中間帯鉄筋との接点でも横拘束応力が卓越し、また、ST-R1-S80供試体の方が、図-34(a)のe点の $\sigma_y$ の分布からも分かるように、柱構造の崩壊の進

展が緩やかであることが確認できる。Sattociglu and Razvi<sup>3)</sup>および堺・川島<sup>4)</sup>は、角形断面を有するコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係の提案式の構築に際し、拘束圧の水平断面内分布を、図-36に示すように仮定している。本解析で得られた横拘束応力分布は、それらと比較して外縁帯鉄筋の隅角部および外縁帯鉄筋と中間帯鉄筋の接点で大きくなるという点で、同様な傾向を示していることが分かる。

## 6. まとめ

本研究は、コンクリートの準微視的な力学挙動をモデル化した3次元RBSMを用いて、コンファインドコンクリートの1軸圧縮荷重解析を行い、同手法のコンファインドコンクリートの力学応答に対する再現性を検証するとともに、同コンクリートの内部抵抗機構および変形・破壊機構の評価を行ったものである。本研究で得られた知見をまとめると以下ようになる。

- (1) 参考文献<sup>20)</sup>で提案した3次元RBSMを用い、さらに帯鉄筋をファイバーモデルでモデル化することにより、異なる断面形状、帯鉄筋形状、帯鉄筋間隔および帯鉄筋比を有するコンファインドコンクリートの軟化・局所化挙動までを含めた力学応答を定量的にも概ね再現できることが分かった。また、本解析手法は、塩屋ら<sup>17),18),19)</sup>の実験により計測されている載荷軸直交断面内における直応力分布性状、すなわち、圧縮強度到達以降、断面内応力分布の一様性が崩れ、外縁部で応力が低下するとともに、断面中心部の応力が突出するという挙動も良好に再現できることが分かった。
- (2) 鉄筋モデルの違いが、コンファインドコンクリートの1軸圧縮応答に及ぼす影響について検証した。その結果、1)円形断面供試体に対しては、塑性硬化挙動が巨視的軟化応答に影響を及ぼすこと、2)角形断面供試体に対しては、鉄筋の曲げ剛性が巨視的軟化応答に影響を及ぼすこと、3)鉄筋-コンクリート間の付着すべりモデルの影響はほとんど見られないこ

とが分かった。

- (3) プレーンコンクリートおよびコンファインドコンクリートの内部応力・損傷分布を解析的に評価した。その結果、横拘束の有無に拘わらず、最大荷重到達以前において、コンクリート内部のひび割れおよびせん断すべりが進展し、それに起因して、圧縮応力を伝達する要素が偏在し、柱構造が分布して形成されている様子が確認された。
- (4) 塩屋らの実験で観察された応力分布性状に至るメカニズムを解析的に評価した。それは、以下の様なメカニズムである。コンクリート内部に離散的に現れる柱構造は、せん断すべりに起因する横方向変形により圧縮に対する抵抗機構を失う。供試体外縁は、横方向変形に対する拘束が最も小さいため、まず、供試体外縁の柱構造の横方向変形が卓越し、抵抗機構を失う。さらに、この現象は徐々に内部まで進展し、最終的に断面中心の柱構造が残存し、そこに応力が集中する。
- (5) 解析により、帯鉄筋が前述の柱構造の崩壊を抑制する挙動が観察された。また、最大荷重以降、帯鉄筋は降伏しながらも、破壊局所化領域において柱構造の崩壊が供試体外縁から内部へ進展していく挙動を抑制していた。このため、コンファインドコンクリートはプレーンコンクリートと比較して、強度が増大するとともに、靱性能も増大する。
- (6) 帯鉄筋比が同一であっても、帯鉄筋間隔が大きいケースは、小さいケースと比較して、低い荷重段階で供試体外縁の柱構造に損傷が生じ、最大荷重も小さくなった。これは、帯鉄筋間隔が大きくなると、帯鉄筋で挟まれた領域における柱構造が長くなり、同じ荷重レベルでも柱構造の横方向変形が卓越することに起因するものと推測される。

#### 参考文献

- 1) Skeikh, S. A. and Uzumeri, S. M. : Analytical model for concrete confinement in tied columns, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.108, pp. 2703-2722, 1982.
- 2) Mander, J. B., Priestley, J. N. and Park, R. : Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of Structural Mechanics*, ASCE, Vol.114, pp. 1804-1826, 1988.
- 3) Saatcioglu, M. and Razvi, S. R. : Strength and ductility of confined concrete, *Journal of Structural Mechanics*, ASCE, Vol.118, pp. 1590-1607, 1992.
- 4) 堺淳一, 川島一彦 : コンクリートの横拘束効果に及ぼす横拘束筋の配置間隔と中間帯鉄筋の影響, *土木学会論文集*, No.717/I-61, pp. 91-106, 2002.
- 5) 秋山充良, 洪起男, 佐藤成禎, 鈴木将, 前田直己, 鈴木基行 : 一軸圧縮を受ける高強度 RC 柱における横拘束筋の拘束効果と応力-ひずみ関係の定式化に関する実験的研究, *土木学会論文集*, No. 753/V-62, pp. 137-151, 2004.
- 6) 秋山充良, 洪起男, 鈴木将, 佐々木敏幸, 前田直己, 鈴木基行 : 普通強度から高強度までの構成材料を用いた RC 柱の一軸圧縮実験と圧縮破壊エネルギーを介したコンファインドコンクリートの平均化応力-ひずみ関係, *土木学会論文集*, No. 788/V-67, pp. 81-98, 2005.
- 7) 秋山充良, 渡邊正俊, 阿部諭史, 崔松涛, 前田直己, 鈴木基行 : 一軸圧縮を受ける高強度 RC 柱の破壊性状および力学的特性に関する研究, *土木学会論文集 E*, Vol.62, No. 3, pp. 477-496, 2006.
- 8) 日本道路協会 : 道路橋示方書・解説 V 耐震設計編, 2002.
- 9) Pallewatta, T. M., Irawan, P. and Maekawa, K. : Verification of 3D constitutive model of concrete in line with capacity and ductility of laterally reinforced concrete columns, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, Japan Society of Civil Engineers, No.520/V-28, pp. 309-321, 1995.
- 10) 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法解析, *土木学会論文集*, No. 571/V-36, pp. 185-197, 1997.
- 11) 平野貴規, 中村光, 斉藤成彦, 檜貝勇 : 1 軸圧縮を受ける拘束コンクリートの破壊性状の推定, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.24, No.2, pp.145-150, 2002.
- 12) Pijaudier-Cabot, G. and Bazant, Z. P. : Nonlocal damage theory, *Journal of Engineering Mechanics*, American Society of Civil Engineers, Vol.113, No.10, pp. 1512-1523, 1987.
- 13) 諏訪俊輔, 権庸吉, 中村光, 田邊忠顕 : 積分型非局所損傷理論を適用したファイバーモデルによる RC 部材解析, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.26, No.2, pp.73-78, 2004.
- 14) Schreyer, H. L. : Analytical solutions for nonlinear strain-gradient softening and localization, *Journal of Applied Mechanics*, American Society of Mechanical Engineers, Vol.57, pp. 522-528, 1990.
- 15) de Borst, R. and Mühlhaus, H. B. : Gradient-dependent plasticity : Formulation and Algorithmic aspects, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol.35, pp. 521-539, 1992.
- 16) de Borst, R. and Mühlhaus, H. B. : Continuum models for discontinuous media, *Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics*, pp. 601-618, 1991.
- 17) 塩屋晋一, 永田健二, 黒木康博 : 横拘束されたコンクリート柱の圧縮応力分布の測定実験, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.22, No.3, pp.187-192, 2000.
- 18) 大迫亘, 塩屋晋一, 坂本武文 : 力学的対称性を利用するコンクリート柱の曲げ圧縮応力分布の測定実験, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.22, No.3, pp.769-774, 2000.
- 19) 末吉伸丈, 塩屋晋一, 福永淳二 : 角鋼管で横補強されたコンクリート柱の断面内の直圧縮応力分布性状と応力-ひずみ関係, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.25, No.2, pp.319-324, 2003.
- 20) 山本佳士, 中村光, 黒田一郎, 古屋信明 : 3 次元剛体バネモデルによるコンクリート供試体の圧縮破壊解析, *土木学会論文集 E*, Vol.64, No. 4, pp. 612-630, 2008.
- 21) 山本佳士, 黒田一郎, 塩野谷昇, 古屋信明 : 剛体バネモデルによる高速載荷を受ける RC 梁のせん断破壊解析, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.29, No.3, pp.805-810, 2007.

- 22) Saito, S. and Hikosaka, H. : Numerical analysis of reinforced concrete structures using spring network model, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, Japan Society of Civil Engineers, No.627/V-44, pp. 289-303, 1999.
- 23) 土木学会 : コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 2002.
- 24) 和田映二, 齊藤成彦, 檜貝勇 : RC 部材中の鉄筋の損傷状態に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.895-900, 2006.
- 25) 島弘, 周礼良, 岡村甫 : 異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性, 土木学会論文集, No. 378/V-6, pp. 213-220, 1987.
- 26) 澤部純浩, 上田尚史, 中村光, 国枝稔 : せん断補強筋に定着不良が生じた RC はりのせん断破壊挙動解析, 土木学会論文集, Vol.62, No. 2, pp. 444-461, 2006.
- 27) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, American Society of Civil Engineers, No.627, Vol.44, pp. 471-487, 2001.

(2009. 12. 18 受付)

## ANALYSIS OF UNIAXIAL COMPRESSION FAILURE OF CONFINED CONCRETE BY THREE DIMENSIONAL RIGID BODY SPRING MODEL

Yoshihito YAMAMOTO, Hikaru NAKAMURA,  
Ichiro KURODA and Nobuaki FURUYA

The authors have developed a constitutive model of the three dimensional Rigid-Body-Spring Model with random geometry for quantitative evaluation of the response of concrete subjected to active lateral pressure and uniaxial compression. In the present study, numerical analyses of confined concrete specimens under uniaxial compression using the proposed model were conducted for validation of the applicability to the compressive response subjected to passive lateral pressure. By comparing analytical results with empirical formula or the experimental results, we confirmed that the proposed model can reasonably evaluate the compressive strength, the softening behavior and the localization behavior. In addition, the failure process and the stress transfer mechanism of confined concrete were discussed.