

論文 高強度 RC 柱の圧縮破壊性状に及ぼす供試体断面寸法の影響

阿部 諭史*¹・秋山 充良*²・前田 直己*³・鈴木 基行*⁴

要旨：コンクリート圧縮強度約 40～80N/mm²，横拘束筋降伏強度 1400N/mm²程度を用いた正方形断面を有する RC 柱の一軸圧縮実験を行い，断面寸法が柱の圧縮破壊性状に与える影響などを考察した。実験には，一辺 200mm，柱長さ 600mm の小型 RC 柱から，一辺 450mm，柱長さ 1500mm の大型 RC 柱を用いた。実験により，横拘束筋からコアコンクリートに与えられる横拘束圧が一定の場合，断面寸法に関わらず，応力－塑性変位関係は一定となることが確認され，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－ひずみ関係を用いることにより，小型 RC 柱から大型 RC 柱までの実験結果を再現できることを示した。

キーワード：高強度コンクリート，一軸圧縮実験，寸法効果，圧縮破壊エネルギー

1. はじめに

著者らは，正方形断面を有する全 66 体の RC 角柱の一軸圧縮実験を実施し^{1),2)}，参考文献 2) では，コンクリート圧縮強度が 39.2～128N/mm²，横拘束筋降伏強度が 317～1420N/mm²，横拘束筋体積比が 2.2%までの範囲にある RC 柱に適用可能なコンファインドコンクリートの平均化応力－ひずみ関係を提案した。提案モデルは，普通強度から高強度までの構成材料を使用した RC 角柱に適用可能であり，圧縮破壊エネルギーにより軟化勾配を規定したことで，圧縮変位の計測区間長さが異なる実験結果の再現も可能であるなどの特徴を有する。

このモデルでは，次の仮定を用いている。すなわち，構成材料の強度や横拘束筋量が同じ RC 柱が一軸圧縮を受ける場合，圧縮強度発現後に着目点までに吸収・消費される塑性変形エネルギー(応力－塑性変位曲線下の面積(単位面積当たりの圧縮破壊エネルギー))は，柱長さや断面寸法に関わらず同じであると仮定している。これは，Nakamura and Higai³⁾などにより実施された柱長さをパラメータとするプレーンコンクリート

供試体の一軸圧縮実験の結果に基づいたものである。従って，参考文献 2)のモデルを用いれば，計算上，任意の諸元を有する RC 柱の平均化応力－ひずみ関係を得ることができる。しかし，参考文献 1),2)で用いた実験供試体は，全て断面寸法が 250×250mm，柱長さが 750mm であり，このモデルの断面寸法や柱長さが異なる RC 柱への適用性は検証されていない。そこで，断面寸法が 200mm×200mm，柱長さが 600mm の小型 RC 角柱から，断面寸法が 450mm×450mm，柱長さが 1500mm までの大型 RC 角柱の一軸圧縮実験を実施し，前記の仮定の妥当性などを検証する。

2. 実験概要

2.1 供試体諸元

実験供試体の一覧を表－1 に示す。また，配筋状況の一例を図－1 に示す。供試体の破壊が柱脚部と試験機との拘束部付近に集中することを避けるため，供試体の上下端の約 0.3D(D：断面幅)の範囲では横拘束筋を密に配筋した。

各供試体には，図－1 に示すように，供試体中心位置にひずみゲージを 50mm 間隔に貼付した

*1 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*2 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻助教授 博(工) (正会員)

*3 前田製管(株) 取締役会長

*4 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻教授 工博 (正会員)

表-1 供試体諸元の一覧

供試体名	コンクリート 圧縮強度 σ'_c (N/mm ²)*1)	供試体寸法 (B×D×L) (mm)*2)	軸方向 鉄筋	横拘束筋					p_e (N/mm ²)	σ_{cc} (N/mm ²)
				径 (mm)	間隔 (mm)	体積比 (%)	降伏強度 (N/mm ²)	拘束 形状		
TF1B20-P	43.9 (40)	200×200×600	D6-8 本 (SD295)	5.1	50	1.47	1441		2.22	66.4
TF1S25	45.8 (40)	250×250×750		6.4	55	1.49	1413		2.36	62.3
TF1M35-P	43.9 (40)	350×350×1050		9.0	80	1.50	1407		2.43	53.9
TF1B20	45.8 (40)	200×200×600		7.1	95	1.58	1462		1.38	54.1
TF1M35	45.8 (40)	350×350×1050		7.1	50	1.50	1462		2.73	53.3
TF1L45	43.9 (40)	450×450×1500		7.1	40	1.46	1440		2.91	48.7
TF2B20	66.5 (80)	200×200×600		7.1	95	1.58	1462		1.21	66.4
TF2S25	72.1 (80)	250×250×750		6.4	55	1.49	1413		1.94	75.0
TF2M35	66.5 (80)	350×350×1050		7.1	50	1.50	1462		2.30	72.6
TF2L45	76.2 (80)	450×450×1500		7.1	40	1.46	1440		2.25	79.6

*1) 括弧内の数字は、目標圧縮強度。

*2) B:断面幅, D:断面高さ, L:柱長さ

異形角型アクリル棒を埋め込んだ。なお、この各ひずみゲージから得られる値を以降では局所ひずみと呼ぶ。この測定方法は Nakamura and Higai³⁾が考案したものであり、全ての局所ひずみを積分して得られる変位は、変位計により測定される供試体全長変位(上下圧盤間距離の変化量)に概ね一致することを確認している。

実験因子は、コンクリート圧縮強度と断面寸法である。実験時に目標としたコンクリート圧縮強度は 40N/mm² および 80N/mm² である。表-1 には、テストピース(ϕ 100mm×200mm)3 本の材料試験から得られた圧縮強度 σ'_c の値が示してある。横拘束筋体積比および横拘束筋降伏強度は、全ての供試体でほぼ同程度の値である。なお、目標圧縮強度 40N/mm² の供試体では、小池ら⁴⁾の研究を参考に、断面寸法が異なる供試体で横拘束筋体積比を等しくする際に、i)横拘束筋間隔と横拘束筋径を断面寸法に比例して変化させた供試体(TF1B20-P, TF1S25, TF1M35-P, 以下、比例ピッチ供試体)、ii)鉄筋径を固定し、横拘束筋間隔のみを変化させた供試体(TF1B20, TF1M35, TF1L45)を用意した。目標圧縮強度 80N/mm² の供試体は、ii)の考えで製作した。ただし、TF2S25 供試体のみ、本研究とは別に実施している実験結果との比較にも使用することから、径 6.4 mm の横拘束筋を配筋している。

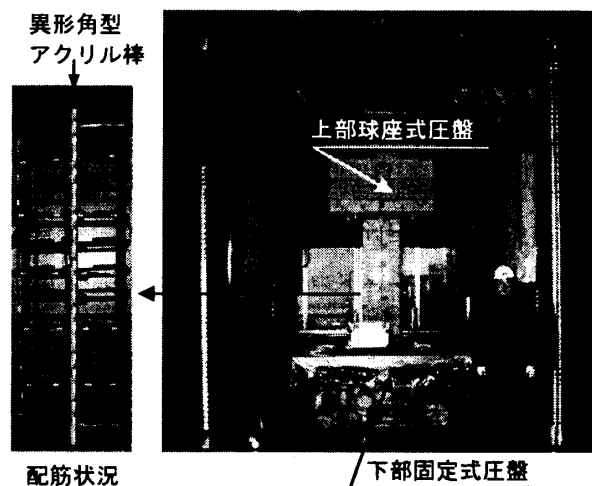


図-1 載荷状況 (30MN 大型載荷試験装置)

表-1 には、参考文献2)で定義した有効横拘束圧 p_e の値も示した。 p_e の算定式を式(1)に示す。

$$p_e = k_e \rho_w f_{s,c} \quad (1)$$

ここに、 ρ_w は横拘束筋面積比、 $f_{s,c}$ は圧縮強度発現時に横拘束筋に生じる応力(式(2))であり、ひずみゲージの値から算出された横拘束筋作用応力 $f_{s,exp}$ との比($f_{s,exp} / f_{s,c}$)の平均は 1.08、変動係数は 30%である²⁾。また、 k_e は有効横拘束係数⁵⁾(式(6))である。

$$f_{s,c} = E_s \left\{ 0.45 \varepsilon_{c0} + 6.8 \left(\frac{k_e \rho_w}{\sigma_{c0}} \right)^{9/10} \right\} \leq f_{sy} \quad (2)$$

$$\sigma_{c0} = 0.85 \sigma'_c \quad (3)$$

$$\varepsilon_{c0} = 0.0028 - 0.0008 k_b \quad (4)$$

$$k_b = \frac{40}{\sigma_{c0}} \leq 1.0 \quad (5)$$

$$k_e = \left(1 - \sum \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) / (1 - \rho_{cc}) \quad (6)$$

ここに、 E_s は横拘束筋のヤング係数であり、 σ'_c は円柱供試体($\phi 100 \times 200 \text{mm}$)の材料試験より得られる圧縮強度(N/mm^2)である。 w_i' は隣接する軸方向鉄筋間の純間隔、 s' は横拘束筋間の純間隔、 b_c および d_c は最外周にある横拘束筋の断面幅および断面高さ方向の間隔、 ρ_{cc} はコアコンクリート断面積に対する軸方向鉄筋比である。

p_e は横拘束筋からコアコンクリートに与えられる横拘束圧であり、コンクリート圧縮強度が大きく、横拘束筋体積比が小さい供試体では、高強度な横拘束筋を用いても、その降伏強度に相当する横拘束圧が作用しないことを考慮できる。比例ピッチ供試体では、 k_e の値が一定となるため、 p_e が概ね等しい結果となる。参考文献 2)で提案したモデルでは、構成材料の強度および p_e が同じであれば、断面寸法に関わらず、応力-塑性変位関係が等しい結果となる。3.2などでこの仮定の妥当性を実験的に検証する。

2.2 実験条件および測定項目

载荷には、10MN および 30MN 大型载荷試験装置を用いた。30MN 大型载荷試験装置を用いた载荷状況の一例を図-1に示した。なお、予備実験として、同一諸元を有する RC 角柱を製作し、両試験装置を用いた一軸圧縮実験を行い、弾性域から圧縮軟化領域まで、ほぼ同じ荷重-変位関係が得られることを確認している。なお、30MN 大型試験装置で载荷を行った供試体は、表-1の TF1L45 と TF2L45 の2体である。

载荷は、(i)供試体全長の平均ひずみが3%に達する、(ii)荷重が最大荷重の10%まで低下する、のいずれかの条件に該当した時点で終了した。測定項目は、荷重、供試体4側面で測定される供試体全長の圧縮変位、横拘束筋ひずみ、および局所ひずみである。

なお、表-1に示す供試体は、15~20mm 程度のかぶりコンクリートを有する。参考文献 1),2)

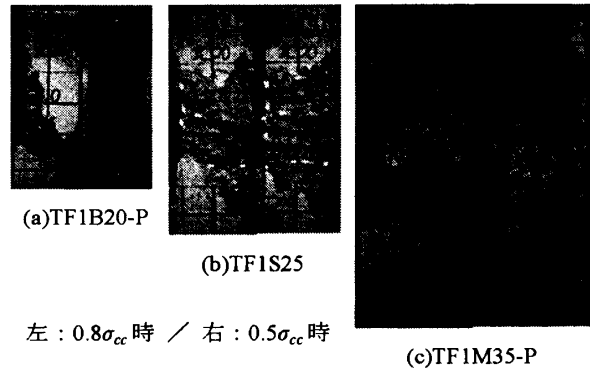


図-2 比例ピッチ供試体の損傷状況

では、実験供試体と同形状で横拘束筋を持たない供試体(無拘束供試体)の一軸圧縮実験も行っている。ここでは、この無拘束供試体の平均化応力-ひずみ関係を参考にして、かぶりコンクリート負担分の荷重を算出し、それを全荷重から差し引いたものをコア断面積で除すことで、コアコンクリートの作用応力とした。なお、本実験と参考文献 1),2)のテストピース強度の違いを考慮し、無拘束供試体の平均化応力-ひずみ関係は修正されている。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-2は、コンファインドコンクリートの圧縮強度 σ_{cc} の発現後に、応力が $0.8\sigma_{cc}$ 、および $0.5\sigma_{cc}$ まで低下したときの比例ピッチ供試体の損傷状況の写真である。供試体毎の写真の大きさの違いは、実際の寸法比に対応している。

図-2にも示されるように、断面寸法が大きい RC 柱では、かぶりコンクリートの剥落範囲が拡がるのが観察された。また、各供試体において、 $0.8\sigma_{cc}$ 時と $0.5\sigma_{cc}$ 時の損傷状況を比較すると、断面寸法が小さい供試体ほど、かぶりコンクリート剥落範囲内にあるコアコンクリートの損傷が激しくなった。なお、 $0.5\sigma_{cc}$ 以下の軟化領域に入ると、せん断すべり面の形成が視覚的に確認される。

TF1L45 や TF2L45 の大型 RC 柱では、外周帯鉄筋が隅角部を支点として外側にはらみ出し、供試体全長で生じる圧縮変位を柱長さで除した平均ひずみが2%近くになると、中間帯鉄筋が破

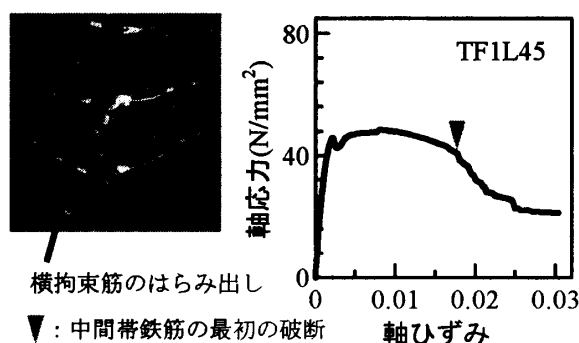


図-3 横拘束筋のはらみ出しと破断

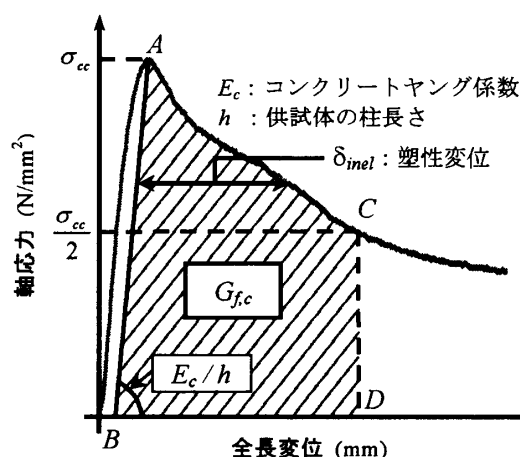


図-4 圧縮破壊エネルギーと塑性変位

断し、その後外周帯鉄筋も破断する。外周帯鉄筋のはらみ出しの様子を図-3に示す。小型RC柱では、一部の帯鉄筋間隔に損傷が局所化するため、このような帯鉄筋の破断は数段で生じるのみであるのに対し、中間帯鉄筋のはらみ出しが大きく、損傷領域が広がる大型RC柱では、多段にわたり帯鉄筋の破断が生じる。

3.2 応力-塑性変位関係

参考文献2)のモデルでは、構成材料の強度および有効横拘束圧 p_e が同じ場合、図-4で示される応力-変位曲線下の面積 G_{fc} (圧縮破壊エネルギー)および G_{fc} を吸収する破壊領域長さ L_p は断面寸法に関わらず一定であり、応力-塑性変位 δ_{inel} 関係は一致すると仮定している。その妥当性を検証するため、まず、図-2にも示した比例ピッチ供試体の応力-塑性変位関係を求めた。結果を図-5に示す。なお、縦軸の応力は各供試体のコンファインドコンクリートの圧縮強度 σ_{cc} (表-1参照)で正規化している。また、図-4の直線ABの傾きは、式(7)から求められるコンクリートヤング

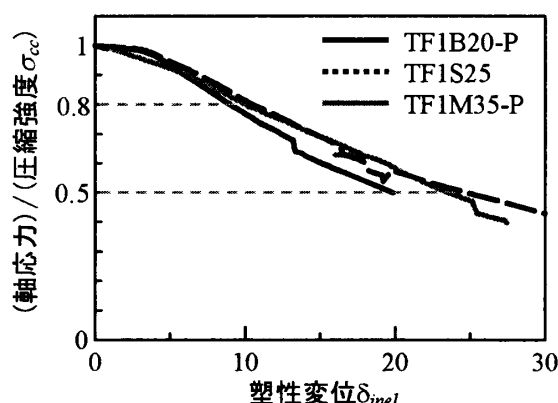


図-5 断面寸法が塑性変位量に及ぼす影響

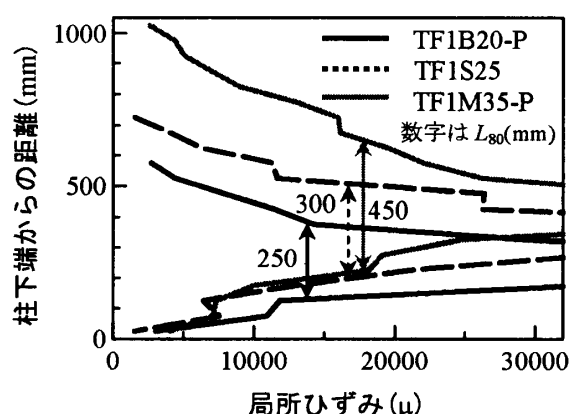


図-6 供試体高さ方向の局所ひずみ分布

係数 E_c を各供試体の柱長さで除して求めた。

$$E_c = 3320\sqrt{\sigma_{c0}} + 6900 \quad (7)$$

図-5に示される通り、断面一辺の寸法が200mmから350mmまで大きくなっても、式(1)の横拘束圧 p_e が等しい場合、柱の応力-塑性変位関係は等しくなることが確認される。つまり、図-4の G_{fc} は、断面寸法に関わらず一定であると判断され、断面寸法250mm×250mm、柱長さ750mmの供試体形状の実験結果のみに基づき提案した参考文献2)のモデルは、異なる断面寸法を持つ部材にも同様に適用可能であると推察される。

図-5の比例ピッチ供試体の局所ひずみ分布を図-6に示す。これは、コンファインドコンクリートの圧縮強度 σ_{cc} の発現後に、応力が $0.8\sigma_{cc}$ まで低下した際の供試体高さ方向の局所ひずみ分布を示している。図-6より、断面寸法が大きくなるほど、大きな局所ひずみが測定される領域は広がっており、概観から判断される損傷範囲(図-2)と概ね対応していることが確認される。

表－2 ひずみ進展領域で生じる変形量

供試体名	応力低下 レベル	L_{80} (mm)	$\bar{\varepsilon}$	$L_{80} \times \bar{\varepsilon}$ (mm)
TF1B20-P	$0.8\sigma_{cc}$	250	0.041	10.1
	$0.5\sigma_{cc}$	200	0.095	19.0
TF1S25	$0.8\sigma_{cc}$	300	0.037	11.1
	$0.5\sigma_{cc}$	250	0.075	18.8
TF1M35-P	$0.8\sigma_{cc}$	450	0.028	12.5
	$0.5\sigma_{cc}$	350	0.053	18.4

次に、局所ひずみ分布において、応力が $0.8\sigma_{cc}$ または、 $0.5\sigma_{cc}$ まで低下したときのひずみ進展領域の長さ L_{80} およびその領域内の局所ひずみの平均値 $\bar{\varepsilon}$ を求めた。結果を表－2 に示す。ここで、ひずみ進展領域 L_{80} は、 $0.8\sigma_{cc}$ または $0.5\sigma_{cc}$ までの応力が低下する範囲で、ひずみ進展領域内の局所ひずみを積分して求めた応力－塑性変位曲線下の面積が、全ての局所ひずみを積分して求めたその 80% 以上となる領域の長さである。図－6 には、参考のため、 $0.8\sigma_{cc}$ まで応力低下したときの L_{80} の値を示している。表－2 に示されるように、図－5 の応力－塑性変位 δ_{inel} 関係は供試体の断面寸法に関わらず一定であるものの、局所ひずみが進展する領域の長さおよびその領域内で生じているひずみの平均値は、供試体の断面寸法により大きく異なる。つまり、断面寸法が大きな RC 柱では、圧縮破壊領域長さが大きくなる一方で、その領域内の平均ひずみは小さく、逆に、断面寸法が小さい RC 柱では、小さい破壊領域内で大きな平均ひずみが生じている。しかし、塑性変位 δ_{inel} を近似する $L_{80} \times \bar{\varepsilon}$ の値は、断面寸法に関わらず同程度の値となるため、図－5 のように、有効横拘束圧が等しい供試体では、応力－塑性変位関係が一致する結果となった。

表－2 から推測されるように、破壊領域長さ L_p は断面寸法に依存して変化しており、参考文献 2) の L_p の算定式の見直しが必要である。なお、参考文献 2) のモデルでは、圧縮変位の計測区間長さ L_m (ひずみの平均化長さ) を L_p 以上とすれば、その区間内で吸収される圧縮破壊エネルギーは、 L_m の大きさに関係なく一定の値となる。そのため、表－1 の供試体の平均化応力－ひず

み関係を再現する場合に、 L_m を供試体の柱長さ ($>L_p$) とすれば、参考文献 2) のモデルはそのまま適用できることになる。 L_p の算定式の見直しは今後の課題とし、本研究では、参考文献 2) のモデルを小型から大型 RC 柱に適用し、その精度を検証する。

4. 小型・大型 RC 柱の実験結果の再現解析

4.1 平均化応力－ひずみ関係

著者らのコンファインドコンクリートの平均化応力－ひずみ関係は、圧縮強度点 (ε_{cc} , σ_{cc}) と、横拘束筋の破断やせん断すべり面の形成前と見なせる点 (ε_{50} , $0.5\sigma_{cc}$) の 2 点を与えることで関数形が決定される。応力上昇域は Fafitis and Shah⁶⁾ のモデル、圧縮強度発現後の軟化曲線は Cusson and Paultre⁷⁾ のモデルを用いている。

σ_{cc} と ε_{cc} は有効横拘束圧 p_e を用いた回帰式から算定する。 ε_{50} は、図－4 に定義した圧縮破壊エネルギー G_{fc} と圧縮変位の計測区間長さ L_m ($>L_p$, ひずみの平均化長さ) を用いて算定され、 L_m が大きな供試体ほど ε_{50} は小さくなり、平均化応力－ひずみ関係の圧縮強度発現後の軟化勾配が急になる。参考文献 2) では、 σ_{cc} や ε_{cc} 、 G_{fc} の回帰式を断面寸法が $250 \times 250 \text{ mm}$ 、柱長さが 750 mm の供試体のみに基づき作成していた。ここでは、3.2 に示した実験事実に基づき、参考文献 2) のモデルを用いて、表－1 の小型 RC 柱から大型 RC 柱の実験結果の再現を試みる。

4.2 一軸圧縮を受ける小型・大型 RC 柱の再現解析

実験結果と計算結果の比較の一例を図－7 に示す。図－7 の横軸は、柱長さに対する平均ひずみである。TF2B20 供試体のように、実験結果と計算結果に差がある供試体も含まれるが、それらのばらつきは参考文献 2) で示した類似の結果と同程度であり、著者らのモデルは、断面寸法 (一辺 $200 \text{ mm} \sim 450 \text{ mm}$) やコンクリート圧縮強度 ($43.9 \sim 76.2 \text{ N/mm}^2$) の大きさに関わらず、横拘束筋による横拘束を受けるコンクリートの平均化応力－ひずみ関係を再現できることを確認した。

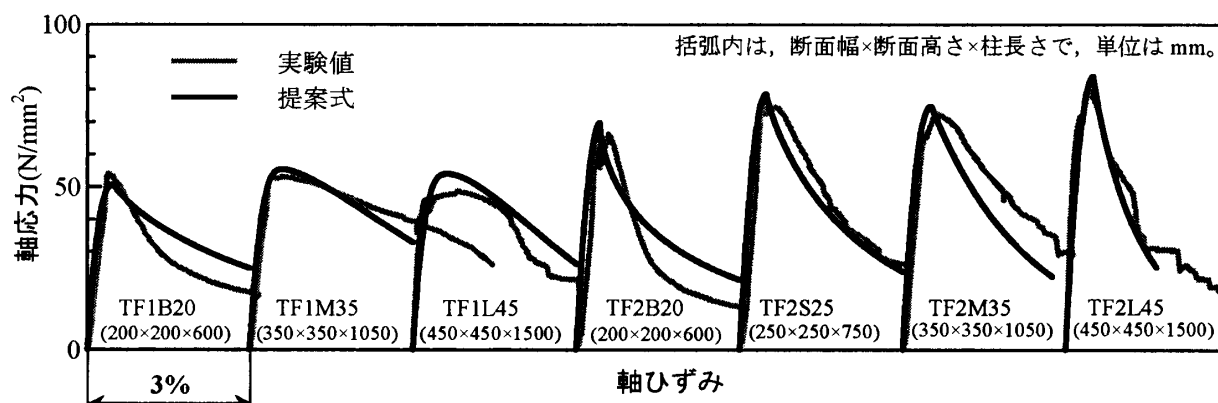


図-7 断面寸法が異なる供試体への提案モデル²⁾の適用

5. まとめ

本研究のまとめを以下に示す。

- (1) 横拘束筋からコアコンクリートに与えられる横拘束圧 p_e が等しい供試体では、断面寸法に関わらず、応力-塑性変位関係は一致し、圧縮破壊エネルギーが等しいことが実験的に示された。なお、応力-塑性変位関係が同じであっても、小型 RC 柱では、圧縮強度発現後にひずみが進展する領域の長さ L_{80} が小さく、その領域内の平均ひずみ $\bar{\epsilon}$ が大きくなるのに対し、大型 RC 柱ではその逆が生じており、それらの供試体の局所ひずみ分布は異なる。結果として、塑性変位を近似する $L_{80} \times \bar{\epsilon}$ の値が小型 RC 柱と大型 RC 柱で概ね等しくなり、応力-塑性変位関係が一致する。
- (2) 著者らが提案してきた平均化応力-ひずみ関係を用いることにより、コンクリート圧縮強度 ($43.9 \sim 76.2 \text{ N/mm}^2$) に関わらず、一軸圧縮を受ける小型 RC 柱から大型 RC 柱の圧縮破壊性状を予測できることを確認した。

なお、高強度 RC 柱の正負交番載荷実験の再現解析に提案モデルを用いた結果など、提案モデルを耐震解析に適用した事例は別途報告する。

謝辞

実験供試体の製作には、前田製管(株)水沢工場の方々にご協力頂きました。本研究で用いた横拘束筋は、高周波熱錬(株)より御提供頂いたものです。また、最大荷重が 10MN を超える供試体の載荷には、日本大学理工学部の 30MN 大型載荷試験装置を使用させて頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 秋山充良ほか：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.137-151，2004.2
- 2) 秋山充良ほか：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.81-98，2005.5
- 3) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, JCI- C51E, Vol.2, pp.259-272, Oct. 1999
- 4) 小池狭千朗ほか：高強度域を含むコンファインドコンクリートの圧縮特性の寸法効果に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集 No.538，pp.131-138，2000.12
- 5) Mander, J. B., Priestley, M. J., and Park, R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, Aug.1988
- 6) Fafitis, A. and Shah, S. P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, High-Strength Concrete, SP-87, ACI, Detroit, Mich., pp.213-232, May.1985
- 7) Cusson, D. and Paultre, P.: Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.121, No.3, pp.468-477, Mar.1995