

論文 拘束高強度ＲＣ柱の繰返し曲げせん断性状に関する研究

松尾 英典^{*1}・孫 玉平^{*2}・福原 武史^{*1}・崎野 健治^{*3}

要旨：角形鋼管により拘束された高強度ＲＣ柱について、一定軸力下における繰返し曲げせん断実験を行った結果、高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いたＲＣ柱を鋼管で横拘束すれば、柱に十分な変形能力をもたらすことができるのみならず、柱の残留部材角を小さく抑えられることが明らかになった。また、鋼管の拘束効果を考慮に入れた、高強度材料を用いたＲＣ柱の終局曲げ耐力の算定法を提案し、実験結果との比較により提案方法の妥当性を検証した。

キーワード：高強度鉄筋，高強度コンクリート，柱，鋼管横拘束，耐震性能

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材または構造の耐震性能を論じる際に、一般に靱性能と履歴ループの形状という二つの指標が用いられている。耐震性能が高いことは、「靱性能が高い」または「履歴ループが紡錘状に近い」ことと等価とされてきた。一方、紡錘状に近い履歴ループを示す部材または構造体は、エネルギー吸収能力は高いが、大きな残留変位を伴うことから、地震後に大掛かりな補修・補強作業が必要となり、場合によっては撤去という「強制崩壊」の運命を辿る恐れがある。従って、真の高耐震性能を有する部材または構造には、高い靱性能の確保だけではなく、地震による残留水平変位をできるだけ小さく抑える工夫が要求される。

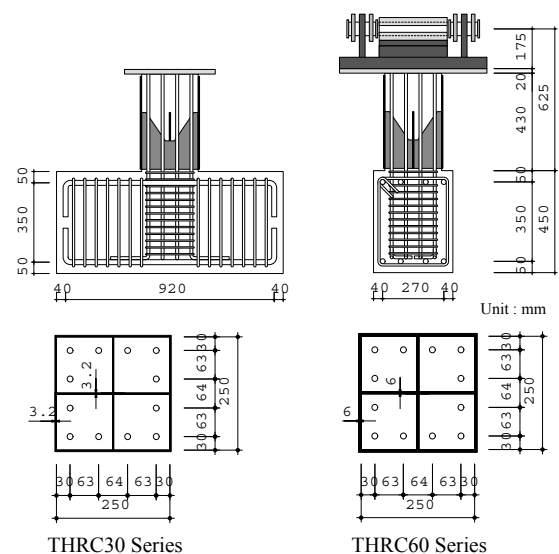
本研究は、同じ変位振幅から除荷する際に高強度材料の残留ひずみが普通強度材料のそれより遥かに小さいことに着目して、高強度鉄筋と高強度コンクリートを併用することでＲＣ柱の残留変形を小さく抑えることができるかどうかを検証することを目的としたものである。高強度コンクリートを用いたことで材料固有の脆い破壊性質に起因するＲＣ柱の靱性が著しく損なわれることが予想されるが、それを防ぐために、柱の横拘束材に角形鋼管を用いた。また、鋼管

の拘束効果を考慮に入れた、高強度ＲＣ柱の終局曲げ耐力の算定式を提案した。

2. 試験体

試験体は、高層建築の最下階柱を模擬した1/3縮小モデルである内幅250mm×250mmの角型鋼管で拘束された正方形断面柱で、柱のせん断スパン比が2.5となっている。

図－1には試験体の配筋詳細と寸法を示し、表－1には試験体一覧を記す。表中の曲げ耐力計算値の求め方については後述する。



図－1 試験体配筋詳細と寸法

*1 九州大学大学院 人間環境学府 都市共生デザイン専攻 (正会員)

*2 九州大学大学院 人間環境学研究院 助教授 工博 (正会員)

*3 九州大学大学院 人間環境学研究院 教授 工博 (正会員)

表－１ 試験体一覧と主な実験結果

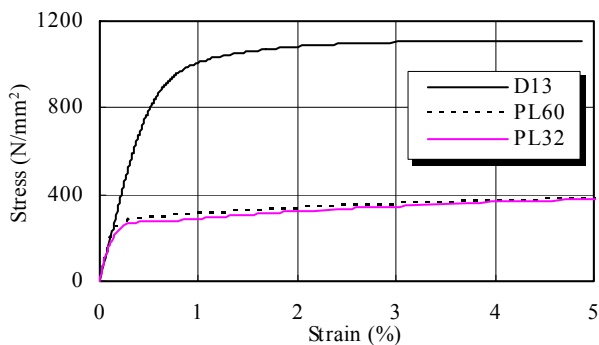
Notation	Thickness of tube (mm)	Volumetric ratio of steel (%)	Width to thickness ratio	f'_c (N/mm ²)	N (kN)	η	V_{exp} (kN)	R_{exp} (%)	M_{exp} (kNm)	M_{CAL} (kNm)	Ratio
THRC32N33	3.2	7.73	80.1	87.4	1821	0.33	398	2.47	277.1	232.1	1.19
THRC32N50				93.2	2913	0.50	404	1.47	279.2	241.2	1.16
THRC60N33	6.0	14.6	43.7	87.4	1821	0.33	417	2.72	291.4	281.4	1.03
THRC60N50				92.5	2891	0.50	480	2.22	340.1	307.5	1.11

注) η : 軸力比 V_{exp} : 最大水平力の実験値 (正負側ピークの平均) R_{exp} : V_{exp} 時の部材角

M_{exp} : 曲げ耐力の実験値 (軸力による付加モーメントを考慮している)

M_{CAL} : 曲げ耐力の計算値

Ratio : 曲げ耐力の実験値と計算値との比



図－２ 鋼材の応力－ひずみ関係

柱の主筋として 12 本の D13 高強度異形鉄筋を断面周辺に均等配置し、主筋比が 2.44%となっている。図－２には鋼材の引張試験で得られた応力－ひずみ関係を示す。図－２より分かるように、本実験で用いた鉄筋は明瞭な降伏棚を有しない高強度鉄筋 (KSS785) である。

本実験における実験変数としては、著者らが行った既往の研究結果を踏まえて、鋼管の幅厚比と軸力の大きさの二つを取った。

鋼管は厚さ 3.2mm (幅厚比 80) と 6.0mm (幅厚比 44) の 2 種類である。鋼管は実験室で製作したもので、その製作過程は次の通りである。まず、目標板厚を有する平板から鋼板を切り出して、それを内幅 250mm のチャンネル型に成型した後、継ぎ目を溶接して製作している。角型鋼管の拘束効果を高めるために、鋼管の内部には柱脚から 1.0 D (D は柱の断面せい) の範囲に渡って十字型の内スチフナを取り付けている。

十字型内スチフナは、コンクリートの充填性

に及ぼす悪影響を低減させるために、断面中央の交差部分を V 字型にカットした。内スチフナ用板には角型鋼管と同じ材料を用いた。

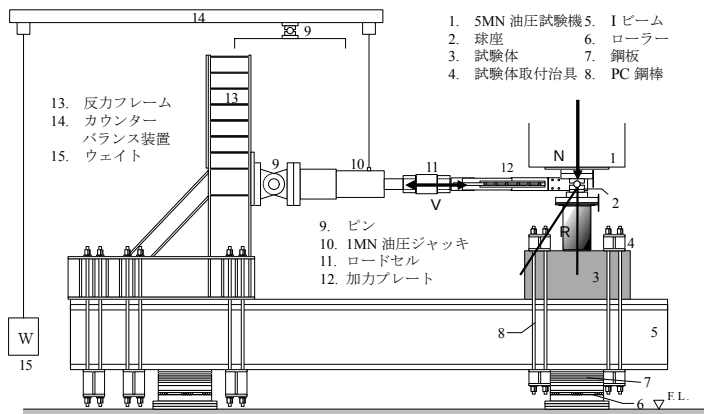
また、鋼管が軸力を負担しないように、柱の上下に 10mm のクリアランスを設けた。さらに、鋼管と柱の付着を無くすために、鋼管の内側にグリスを塗った。

軸力比で表した軸力の大きさは、0.33 と 0.50 の 2 種類である。

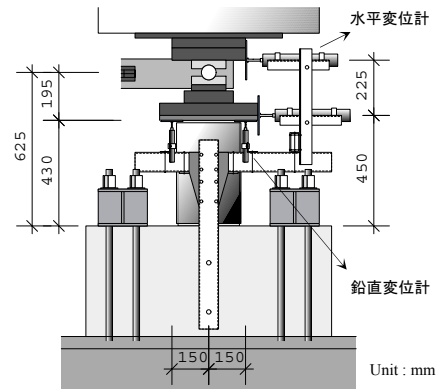
コンクリートは設計強度が 80N/mm² 級の生コンを用いた。コンクリートに使用したセメントは普通ポルトランドセメントで、粗骨材には最大粒径 20mm の砕石を用いた。各試験体の実験時のシリンダー強度は表－１に記されている。

3. 加力および測定方法

一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験は、柱の水平部材角 R により制御され、図－３に示す加力装置を用いて行った。加力実験はまず、所定軸力を油圧試験機 (能力 5MN) により加えてから、加力フレームに取り付けられた 1MN 油圧ジャッキを押すまた引くことによって繰り返し曲げせん断力を載荷した。予定した載荷プログラムは次の通りである。まず、 $R=0.0025\text{rad}$ の変位レベルで正負交番 1 サイクルを載荷する。次に、 $R=0.005\text{rad}$ と 0.0075rad の変位レベルでは 2 回ずつ繰り返し載荷し、 $R=0.01\text{rad}$, 0.015rad と 0.02rad の変位レベルでは



図－３ 加力装置



図－４ 測定装置

それぞれ 3 回ずつの繰り返し載荷を行う。さらに、部材角が 0.025rad , 0.03rad , 0.035rad と 0.04rad の各変位レベルで 2 回ずつの正負交番繰り返し載荷を行う。その後、変位計の計測しうる変位レベルまで 0.005rad ずつの増分で載荷を続けた。ただし、試験体 THRC60N33 については、部材角が 0.04rad の負側載荷を行う際に、水平変位を測る変位計の不調で -0.045rad まで変位が進んでいた。

柱の部材角 R は図－４に示すように、上部の水平変位計で測定した水平加力ピン位置での水平変位を柱のせん断スパン (625mm) で割ることによって求めた。柱の平均軸方向ひずみは、測定フレームに取り付けられた 4 本の鉛直変位計により測定した。図－４より分かるように、軸方向ひずみを測定する 4 本の変位計の計測値からは、柱先端の回転角を求めることができる。

また、鋼管表面のひずみ、柱主筋のひずみは計 28 枚のひずみゲージを貼付して計測した。

4. 主な実験結果

4.1 水平力 V －部材角 R 関係

図－５には各試験体の繰り返し水平力 V －部材角 R 関係の実験結果を示す。図中の実線と破線で示す直線はそれぞれ鋼管による拘束効果を考慮した場合の曲げ耐力と無視した場合の曲げ耐力に対応するメカニズムラインである。また、図中に表記されている 1.0 ではない K 値は、鋼管による拘束度合いを表す指標であり、その意

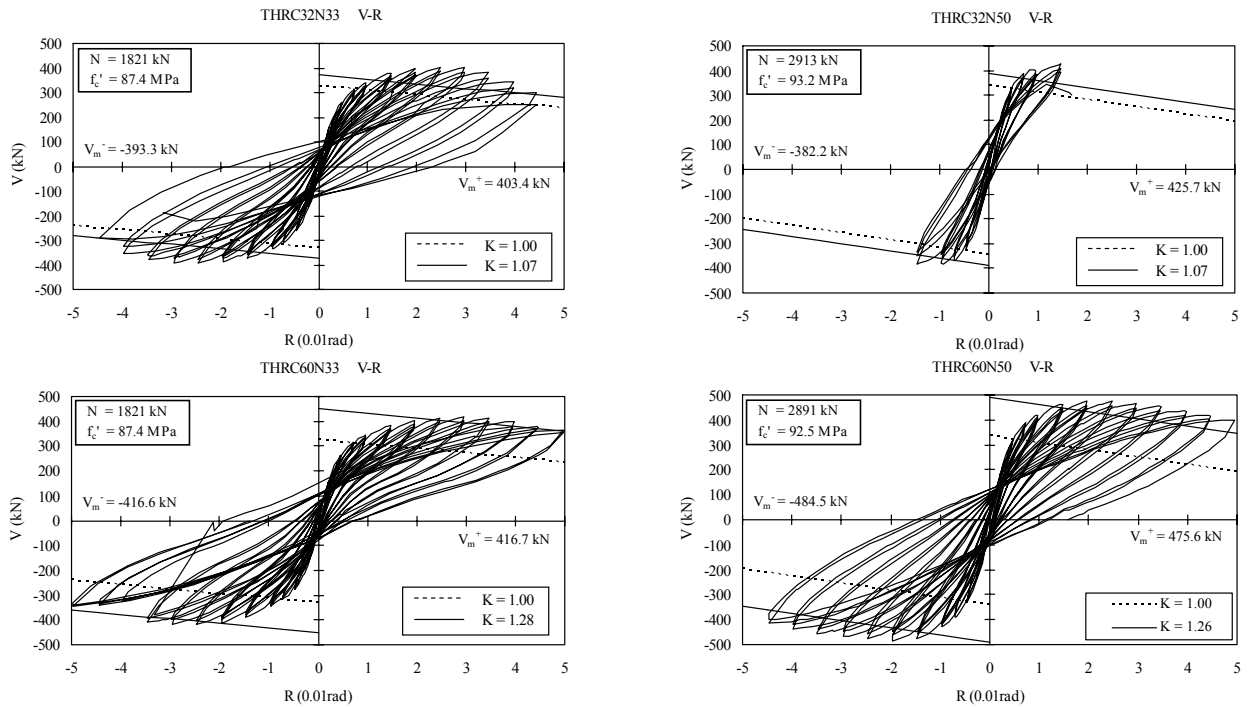
味と求め方については後述する。

図－５より分かるように、いずれの試験体においても実験耐力は鋼管の拘束効果を考慮に入れた曲げ耐力の計算値を上回っている。

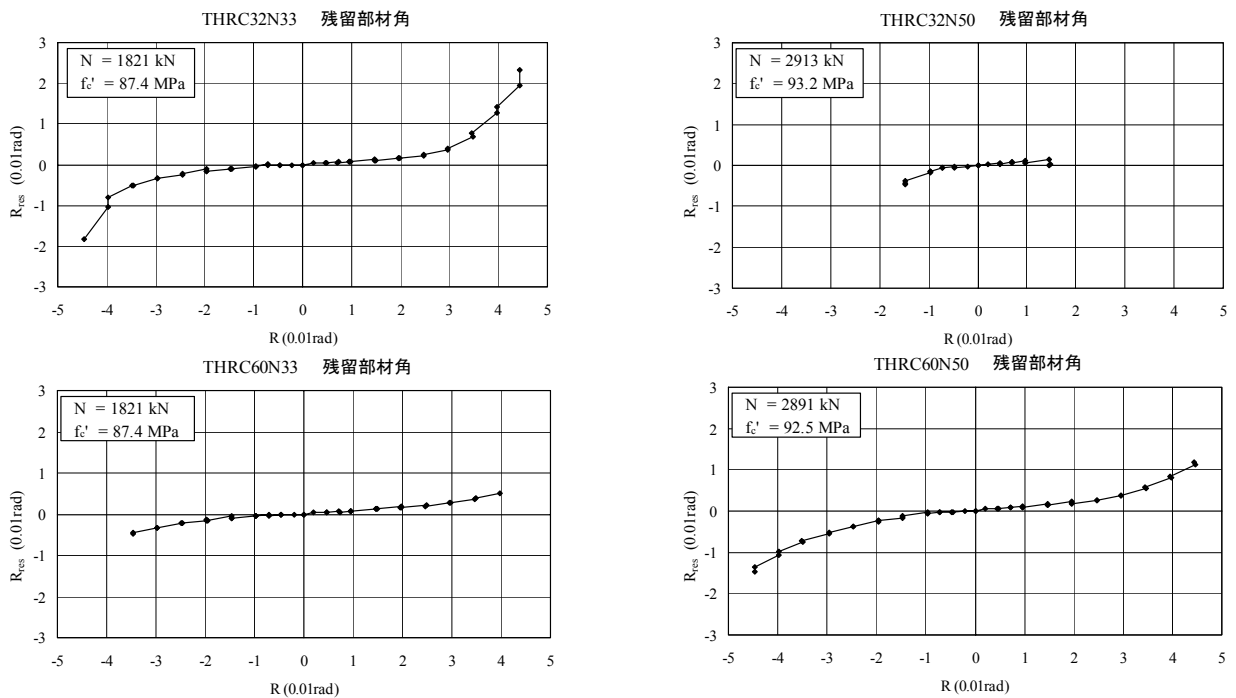
幅厚比 80 の鋼管で拘束された、軸力比 0.33 の軸力を受ける試験体 THRC32N33 は部材角が 0.02rad の時点で最大耐力に達し、その後、部材角が 0.03rad となるまで殆ど耐力低下が見られず、非常に安定した履歴性状を示した。部材角が 0.035rad の時点で鋼管の膨らみが観察され始め、部材角 0.045rad レベルでの 2 回目の負側の載荷途中、鋼管溶接箇所が切れたことに起因する耐力の急落が見られたものの、試験体は部材角 0.04rad の載荷履歴が終了するまで軸方向支持能力を失わなかった。

軸力比 0.50 の高軸力を受ける試験体 THRC32N50 は、試験体 THRC32N33 より高い初期剛性を示し、部材角が 0.015rad の時点で最大耐力に達した。部材角 0.015rad での載荷過程に鋼管の膨らみが観察され、履歴性状も膨らみ始めた。その後、部材角 0.02rad への正側載荷途中に鋼管の鉛直接合面が切れ、試験体は水平と鉛直抵抗能力を失った。

幅厚比 44 の鋼管で拘束され、軸力比 0.33 の軸力を受ける試験体 THRC60N33 は、 0.03rad の時点で最大耐力に達してから、部材角が 0.04rad と 0.05rad 時の耐力低下はそれぞれ 6% と 10% 程度で、非常に靱性に富んだ繰り返し履歴性状を示した。また、試験体 THRC60N50 は、軸力比



図－５ 水平力 V－部材角 R 関係の実験結果



図－６ 残留部材角の実験結果

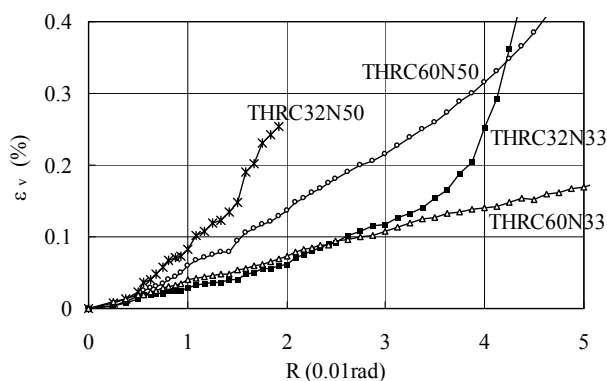
0.50 の高い軸力を受けていたにもかかわらず、部材角が 0.02rad 前後で最大耐力を発揮してから 0.04rad での耐力低下は 10%程度しかなく、極めて安定した履歴応答を示した。

また、鋼管の板厚が柱の変形能力に及ぼす影響は軸力が高いほど顕著になることが図－５よ

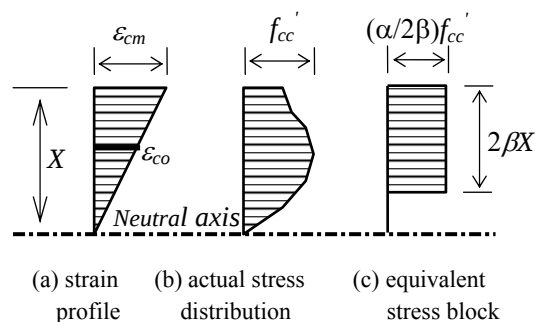
り伺える。柱の終局耐力に及ぼす影響については、軸力比 0.33 の場合は 5%程度であったのに対して、軸力比 0.50 の場合は耐力の差が 20%と顕著に見られた。

4.2 柱の残留部材角

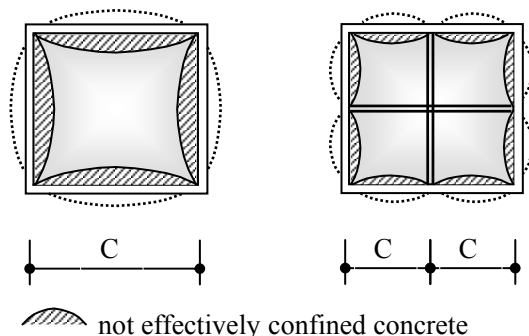
従来、部材の耐震性能は主にその変形能力、



図－7 軸方向ひずみの実験結果



図－8 等価応力ブロックの概要



図－9 鋼管の有効横支持長さの概念

いわゆる靱性能をもって論じられてきた。一方地震が去った後の補修・補強のことを考えると、残留部材角も耐震性能を測るうえで重要な指標となりうるので、その実験結果を図－6に示す。

図－6より分かるように、高強度材料、特に高強度鉄筋を用いることによって、繰り返し履歴挙動が安定している領域においては、柱の残留部材角が非常に小さく抑えられている²⁾。幅厚比80の鋼管で拘束された試験体について、軸力比0.33の軸力下においては、部材角0.01radでの除荷時に対応する残留部材角が0.001rad以下で僅かしかなく、部材角0.02radの除荷時に

対応する残留部材角も0.002rad程度に収まっている。一方、軸力比0.50の軸力下においては、部材角0.01radでの残留部材角は軸力比0.33の試験体のそれよりやや大きいものの、その値は0.002rad程度しかなかった。幅厚比44の鋼管で拘束された試験体の場合は、部材角0.01radまでの除荷時残留部材角は軸力の大きさによる影響を殆ど受けず、0.001rad前後になっている。軸力比0.50の高軸力下においても、部材角0.02radの除荷時の残留部材角は僅か0.002rad程度に過ぎなかった。

4.3 柱の軸方向変形

図－7には各試験体の部材角を0に戻した時点での軸方向ひずみ（圧縮を正とする）をプロットしている。軸方向ひずみは、4本の鉛直変位計で測定した軸縮みの平均値を柱長（430mm）で除した値である。なお、この値は初期軸力導入時の軸方向ひずみを考慮している。

図－7より明らかなように、軸力比0.33の軸力下では部材角が0.03rad時の軸方向ひずみは約0.12%前後であり、鋼管の板厚の影響は、部材角が0.03rad以上の大変位域に入ってから見られた。一方、軸力比0.50の高軸力下においては、部材角が0.005radを超えた時点から鋼管板厚の影響が現れ始め、板厚が大きい程、柱の軸方向ひずみがより有効に抑制されていた。

5. 終局曲げ耐力の算定

角形鋼管により拘束された高強度RC柱の終局曲げ耐力は以下の仮定に基づき算定することを提案する。1)平面保持の仮定、2)コンクリートは引張応力を負担しない、3)コンクリートが抵抗する軸力と曲げモーメントは図－8に示す拘束コンクリートの等価応力ブロックを用いて算定する、4)明瞭な降伏棚を持たない高強度鉄筋の応力－ひずみ関係はMenegotto－Pinto型関数に従う。Menegotto－Pinto型関数の詳細については、文献1を参照されたい。

図－8に示す等価応力ブロックは、崎野・孫が文献3で提案したもので、鋼管の拘束効果を

考慮できる特徴を有する。応力ブロックの形状係数と終局ひずみは式(1)～式(3)により求めることができる。

$$\alpha = 0.724 + 0.107K - \frac{0.037}{K - 0.007} \left(\frac{f_c'}{42} \right) \quad (1)$$

$$\beta = 0.383 + 0.046K - \frac{0.019}{K + 0.387} \left(\frac{f_c'}{42} \right) \quad (2)$$

$$\frac{\varepsilon_{cm}}{\varepsilon_{co}} = 1.375 + 0.108K - 0.102K^{-4} \left(\frac{f_c'}{42} \right) \quad (3)$$

ここで、 K は鋼管の拘束度合いを表すもので、以下のように求める。

$$K = \frac{f_{cc}'}{f_c'} = 1 + 46 \frac{(B/t-1)}{(B/t-2)^2} \left(\frac{t}{C} \right) \frac{f_{yt}}{f_c'} \quad (4)$$

ここで、 B と t はそれぞれ角型鋼管の外幅と板厚、 C は鋼管辺の有効横支持長さ (図-9 参照)、 f_{yt} は鋼管の降伏点応力、 f_c' はコンクリートのシリンダー強度である。

図-10 に曲げ耐力の実験値と計算値の比を示す。崎野・孫らは曲げ耐力の実験値が軸力の増加に伴い計算値を上回る現象について、大量の帯筋拘束 R C 柱の実験結果に基づいて得た実験式である式(5) (図中の一点鎖線で示すもの)により補正できるとしている³⁾。

$$\frac{M_{cu}}{M_{CAL}} = \begin{cases} 1.1, & n \leq 0.3 \\ 1.1 + 0.8(n - 0.3)^2, & n > 0.3 \end{cases} \quad (5)$$

ここで、 M_{CAL} は前述した諸仮定のみによる計算曲げ耐力、 M_{cu} は軸力による影響を考慮した計算曲げ耐力の補正值、 n は軸力比である。

図-10 より、実験値と計算値との比が補正曲線近傍にあることから、式(5)による計算結果の

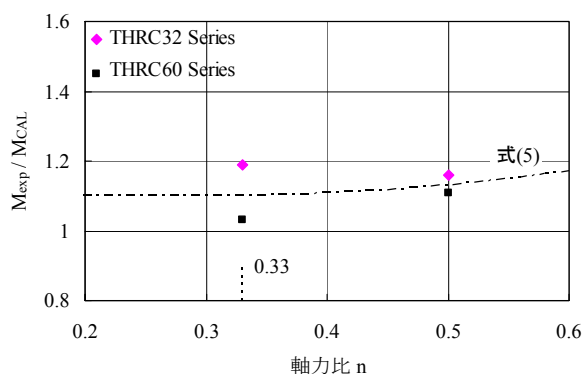


図-10 終局曲げ耐力の比較

補正は妥当であることが分かる。計算値を補正した場合、曲げ耐力の実験値と計算値との比は、平均値が 1.01 で標準偏差が 0.064 となる。

以上のことから、等価応力ブロックによる終局曲げ耐力の略算法が有効であることが分かる。

6. まとめ

靱性能が高く、且つ残留変位が小さい高性能鉄筋コンクリート構造を開発するために、鋼管により横拘束された高強度鉄筋と高強度コンクリートを併用した鉄筋コンクリート柱について一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験を計画・実施した。その結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 柱の塑性ヒンジ領域内で内スチフナで補強した幅厚比 80 程度の薄肉鋼管で拘束すれば、80MPa 級の高強度コンクリートを用いた R C 柱は軸力比 0.33 の軸力下では十分な変形性能を有する。軸力比 0.50 の高軸力を受ける柱に十分な耐震性能をもたせるには、幅厚比 44 程度の角形鋼管を用いればよい。
- 2) 高強度鉄筋とコンクリートを併用すれば、R C 柱の残留水平変位を小さく抑えられる。
- 3) 本論で提案した算定手法を用いれば、鋼管横拘束高強度 R C 柱の終局曲げ耐力を精度よく評価できる。

「謝辞」本実験の実施に当っては、九州大学文部科学技官川口晃氏、川口勝氏、松岡直人氏のほか、久島昭久氏、藤原文夫氏から多大な協力を得た。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 孫玉平, 他: 明瞭な降伏棚を持たない高強度鉄筋の応力-ひずみ関係, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 37 号, p.301-304, 1998. 11
- 2) Sun, Y. and Sakino, K.: ductile performance of RC columns in High-Rise Buildings, IABSE Conference on Long-Span and High-Rise Structures, Kobe, p.801-806, 1998
- 3) Sun, Y., Sakino, K. and Yoshioka, T.: Flexural Behavior of High-Strength Concrete Columns Confined by Rectilinear Reinforcement, 日本建築学会構造系論文集, No. 486, p. 95-, Aug. 1996