

論文

[2053] RC柱部材の曲げ靱性確保のための横拘束補強筋量算定式について

正会員 〇岸本一蔵 (大阪大学建築工学科)
 正会員 鈴木計夫 (大阪大学建築工学科)
 正会員 中塚 侑 (大阪大学建築工学科)

1. まえがき

構造物の粘り強さ(靱性)に基盤をおくコンクリート構造設計法では部材に所要の変形能力を付与することが必要であり、そのための構造技術としてコンファインドコンクリート、すなわち補強筋で横拘束されたコンクリートの利用が非常に有効であると指適されている[1]。しかし、所要の変形能力を得るためにはどのような形状、太さ、ピッチなどを持つ横拘束筋を使用すればよいかは、未だ十分に明確にされていない。

本研究は、曲げが卓越する鉄筋コンクリート(RC)柱の靱性確保に必要な横拘束筋量の算定式を導こうとするものである。すなわち、最近の研究で明らかにされてきた単軸圧縮応力下でのコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度特性を圧縮部コンクリートに適用した柱断面の曲げ解析から、横拘束筋量に及ぼす諸要因の影響を明らかにして、一次近似的な推定式を誘導する。さらに同推定式を既往の実験データによって検討・修正を加えて横拘束筋量算定式を提案し、提案式による横拘束筋量とACI, NZSコード等によるそれらとの関係について考察するものである。

2. 横拘束筋量に及ぼす諸要因の影響とその推定式についての解析的考察

2. 1. 解析仮定

解析の対象としたRC柱断面は、図1に示すように引張および圧縮鉄筋比がそれぞれ1%で、1辺長さ(D(=b))が100cmの正方形断面である。主筋の応力度-ひずみ度(以下S-Sと略記)関係は完全弾塑性型とした。コンクリートのS-S関係は図2に示すものとし、その強度・変形特性の算定には、文献[2]での算定式を用いた。柱部材の塑性ヒンジ回転角(θ)の計算に必要な塑性ヒンジ長さは、文献[3]で提案される算定式での下限値である0.75Dとした。解析において取り上げた要因は、塑性ヒンジに要求される回転能力(θ_u ;塑性ヒンジ領域外の部材の変形を無視すれば部材角(R)に対応する)、軸力比($\eta=N/bDF_c$)、ならびにコンクリート強度(F_c)、横拘束筋の形状(サブタイ本数(n_s)),ピッチ(S)(柱一辺長さとの比(S/b))と降伏強度(σ_{trv})、およびコア面積比($A_c/A_g:A_c$:横拘束筋によって囲まれるコア面積, A_g :柱全断面積)などである。各要因の水準ならびに共通事項を

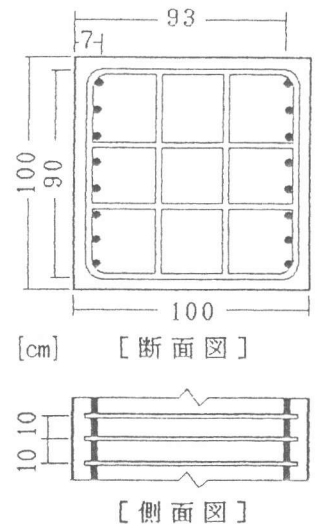


図1:解析断面(田型,基準タイプ)

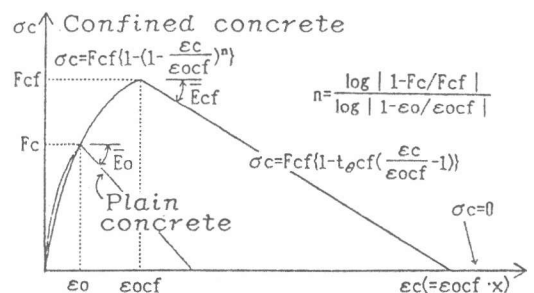


図2:コンクリートの応力度-ひずみ度関係

表1にまとめて示す。なお、断面の解析にあたっては平面保持の仮定が成立するものとした。また、横拘束筋の量を表す拘束筋比 p_{tr} は a_{tr}/bS または a_{tr}/DS で算出される。 $(a_{tr}$: 柱部材断面に直交する方向で、間隔が S の間に存在する横拘束筋断面積の合計, $b(D)$: 柱の一边長さ(直径), S : 横拘束筋のピッチ)

表1:各種要因の水準と共通次項

記号	水準	要因	
所要回転能力	θ_u	1/50, 1/30, 1/20	
軸力比	η	1/6, 1/4, 1/3, 2/5, 1/2, 3/5, 2/3	
コンクリート	圧縮強度	F_c	300, 400, 500 [kg/cm ²]
横拘束筋	降伏強度	σ_{try}	3500, 4500, 5500 [kg/cm ²]
	ゲタイ本数	n_s	1 (田型), 2 (田型), 4 (田型)
	ピッチ	$S(S/b)$	10 (0.1), 20 (0.2), 30 (0.3) [cm]
	コア面積比	A_c/A_g	0.81 (Dc=90), 0.64 (Dc=80) [cm]

[基準タイプ] 各要因の網掛けした水準値を組み合わせたケース
 [共通事項] 一边長さ(b) 100cm : 圧縮鉄筋比(Pc) 1%
 引張鉄筋比(Pt) 1%

2. 2. 解析結果に基づく

必要 p_{tr} 推定式

表-1に示す基準タイプと呼ぶケースにおいて、必要 p_{tr} 値が所要回転能力(θ_u)、柱の軸力(軸力比: η)によってどのように変化するかをまず調べ、続いてコンクリート強度等の材料的要因およびコア面積比等が p_{tr} に及ぼす影響に対する解析的検討から一次近似的な必要 p_{tr} 推定式を誘導する。なお、部材の変形能力を評価するための終局限界点としては、物理的意味が明確で、その算定が直接計算により行える L_c 点(部材断面の圧縮部コンクリートがその歪軟化性質のために、断面曲率の増加に伴って増加あるいは一定値を保つ引張鉄筋合力を支持できなくなる限界点)を採用している。

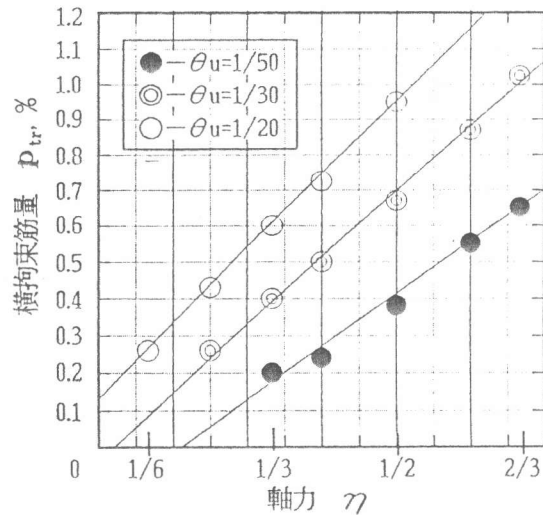


図3:各 θ_u における基準タイプでの p_{tr} - η 関係

まず図3は、他の要因が基準タイプの値の時に、必要 p_{tr} 値が所要回転能力(θ_u)と軸力比(η)によってどのように変化するかを示したものである。同図によれば必要 p_{tr} は、いずれの θ_u の場合でも η の増加に伴ってほぼ直線的に増加する。また、 θ_u が大きいケースほど大きな量が必要となる。したがって、他の要因が基準タイプの場合の p_{tr} - η 関係を(1)式で近似することとした。同式中の係数 a_1 、 a_2 は θ_u の関数となっている。

$$p_{tr} = a_1 \eta + a_2 \quad \left(a_1 = \frac{200 \theta_u}{9} + \frac{8}{9}, a_2 = 10 \theta_u - \frac{5}{12} \right) \quad (1)$$

次に、コンクリートの圧縮強度(F_c)などの材料的要因の影響について述べる。図4は θ_u が 1/50 のときに、 F_c が p_{tr} に及ぼす影響を調べたものである。同図によれば、必要 p_{tr} 値はいずれの F_c の場合でも軸力比(η)の増加に伴ってほぼ直線的に増加する。また、 η が同じときには F_c が高いほど大で、 $F_c=400, 500$ の場合の必要 p_{tr} の値は、基準タイプ ($F_c=300$) の場合のそれに対してそれぞれ 210~230%, 430~480% 程度で、基準タイプでの p_{tr} 値のほぼ $(F_c/300)^3$ 倍程度になっている。

この増大率は θ_u が異なる場合もほぼ同程度であり、このことは次の様な方法で p_{tr} 推定式が導けることを示している。すなわち、コンクリート強度のみが基準タイプと異なるときの必要 p_{tr} 値は、ある θ_u, η 値に対して基準タイプ下で必要となる p_{tr} 値に、コンクリート強度の影響についての係数、 $(F_c/300)^3$ を乗ずれば得られることを示している。

同様にして横拘束筋の降伏強度(σ_{try})、サブタイ本数(ns)、断面のコア面積比(A_c/A_g)およびピッチ(S)などがそれぞれ単独に基準タイプから変化する場合の影響を表す係数について調べた。その結果についての詳細は文献[4]に述べられているので本報告では割愛するが、それぞれの要因のみが変化する場合の必要 p_{tr} 値は、 θ_u, η 値が同じである基準タイプでの p_{tr} 値に、それぞれ $(3500/\sigma_{try})$ 、 $\{3/5+4/(5 \cdot ns)\}$ 、 $((A_g/A_c)^{3/2}-1/3)$ および $\{5 \cdot (S/b)/4+7/8\}$ を乗ずることではほぼ推定できることが分かった。

2. 3. 解析結果に基づく必要 p_{tr} 推定式

次に、必要 p_{tr} 値の解析結果に基づく推定式の誘導を試みる。複数の要因が基準タイプの値と異なるような場合、必要 p_{tr} 値に及ぼすそれら諸要因の相互効果をも推定式に考慮しなければならないが、推定式はきわめて煩雑なものとなるであろう。それ故、ここでは第一次近似的な取扱として、 p_{tr} 値に及ぼす各種要因の影響は互いに独立であると仮定する。また、各要因が単独に変化するいずれのケースにおいても、所要 θ_u の大きさにかかわらず必要 p_{tr} 値と η との間にはほぼ線型関係がみられるので、必要 p_{tr} 値の推定式は、ある θ_u, η の時の基準タイプ下における必要 p_{tr} 値($= a_1 \eta + a_2$; (1)式参照)に、前述の各要因の影響を表す諸係数を乗じた形の(2)式で与えられるとした。

$$p_{tr} = (a_1 \eta + a_2) \left(\frac{F_c}{300}\right)^3 \left(\frac{3500}{\sigma_{try}}\right) \left(\frac{3}{5} + \frac{4}{5ns}\right) \left\{ \left(\frac{A_g}{A_c}\right)^{3/2} - \frac{1}{3} \right\} \left\{ \frac{5}{4} \left(\frac{S}{b}\right) + \frac{7}{8} \right\} \quad (2)$$

$$a_1 = \frac{200 \theta_u}{9} + \frac{8}{9}, \quad a_2 = 10 \theta_u - \frac{5}{12}$$

η : 軸力比 F_c : コンクリートの圧縮強度(kg/cm²) σ_{try} : 横拘束筋の降伏強度(kg/cm²)
 ns : サブタイ本数 $\frac{A_c}{A_g}$: コア面積比 $\frac{S}{b}$: 横拘束筋のピッチ/柱の一辺長さ

3. 必要 p_{tr} 値の提案算定式

本項では、既往の実験データによって2節で誘導した(2)式の適合性を検討し、その結果から各種要因の影響を表す係数を修正して、必要 p_{tr} 値の算定式を導く。取り扱った実験データは文献[5]~[17]に示されるもので、また、曲げ破壊のデータである確度を高めるため、実験者によって曲げ破壊と報告されており、かつシアースパン比(a/D)が1.5以上である試験体のデータを用いている。なお、それら試験体に関する各要因の範囲は以下の通りである。 $\eta=0.19\sim 0.8, F_c=289\sim 1015\text{kg/cm}^2, \sigma_{try}=2280\sim 17800\text{kg/cm}^2, A_c/A_g=0.72\sim 0.81, \text{サブタイ本数}=2\sim 4\text{本}, S/b=0.07\sim 0.24$ 。

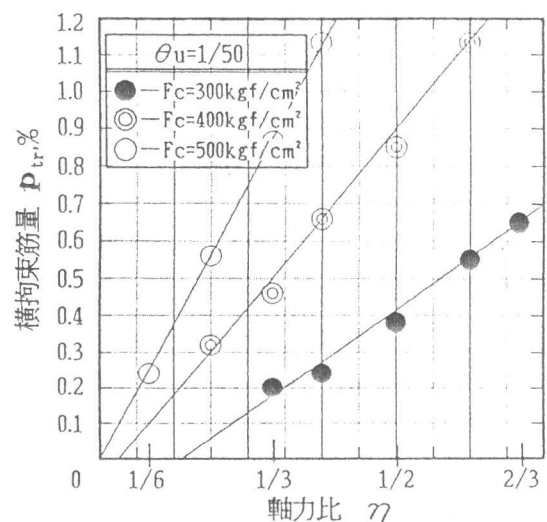


図4: p_{tr} - η 関係におよぼす F_c の影響

なお、後出の図9で、提案算定式の検討を文献[18]～[20]の実験データによって行っているが、このデータの使用区分は、単にデータの入手に関わる時間差によるものである。

図5は、実験に使用された試験体の横拘束筋量、コンクリート強度等の諸数値を(2)式に代入して逆算した同試験体に対する終局回転角 θ_u の推定値と、実験結果で示された終局時部材角 Ru との関係を示している。なお、実験結果では部材の最大耐力が80%に低下した時点を使用的に終局限界としているものが多いので、この時点での部材角を終局時部材角の実験値としている。また、 $L_{c点}$ に関する θ_u と、 $L_{\theta.8M}$ 点に関する Ru との対応づけを試みることは、文献[4]で示す $M-\theta$ 関係での $L_{c点}$ と $L_{\theta.8M}$ 点との近い位置関係から判断して、あまり大きな問題はないと考えている。

同図によれば、推定値は実験値を大略過小評価しているが、この傾向は図中のデータの F_c による分類から分かるように、コンクリート強度が高いケースについて程著しい。それ故、この問題点を解消するために、 F_c が大となるほど、影響度が小となり、かつデータの変動もできるだけ小となるように、解析による推定式(2)式の $(F_c/300)^3$ を $(F_c/300)^m$; $m=430/F_c+3/7$ に修正した。

図6は、(3)式の F_c に関する項を先に述べた係数に修正した式を用いたときの推定 θ_u 値と実験値 Ru を比較したものである。同図では、 F_c に関してのデータの

著しい偏りはなくなったものの、推定値が実験値を過大評価するケースが増加している。図7は、図6に示したデータを、 σ_{try} の大きさで分類表示直したものであるが、推定値が実験値を過大評価するケースは、横拘束筋の降伏強度が大きい場合に多くみられる。この理由として、 σ_{try} が比較的低い横拘束筋を用いた試験体では曲げ終局域において横拘束筋が降伏するのに対し、 σ_{try} が高い場合には降伏していない[12]ことが考えられる。それ故、 σ_{try} が高くなる程その効果を低減させる目的で(2)式の σ_{try} に関する係数を $(3500/\sigma_{try})^{2/3}$ のように修正することにした。

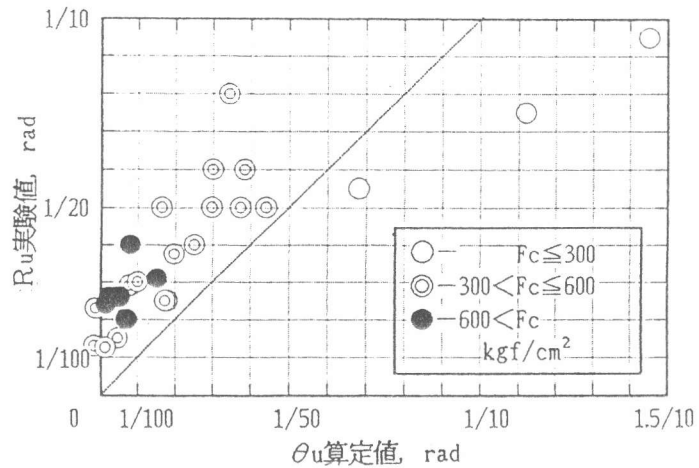


図5: (2)式による θ_u と実験値 Ru との関係におよぼす F_c の影響

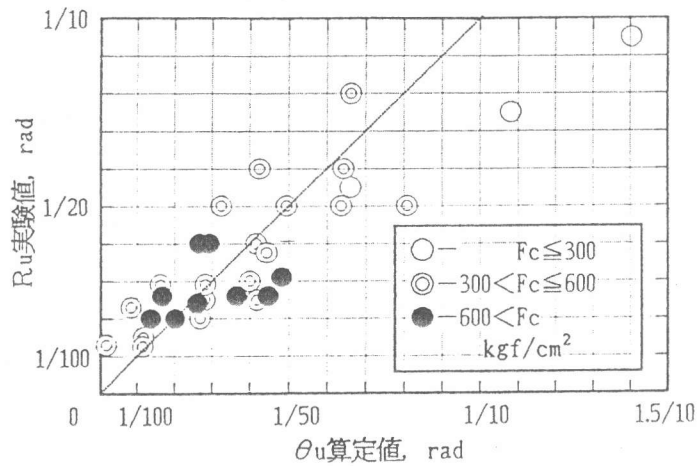


図6: F_c の影響を修正した θ_u と Ru の比較

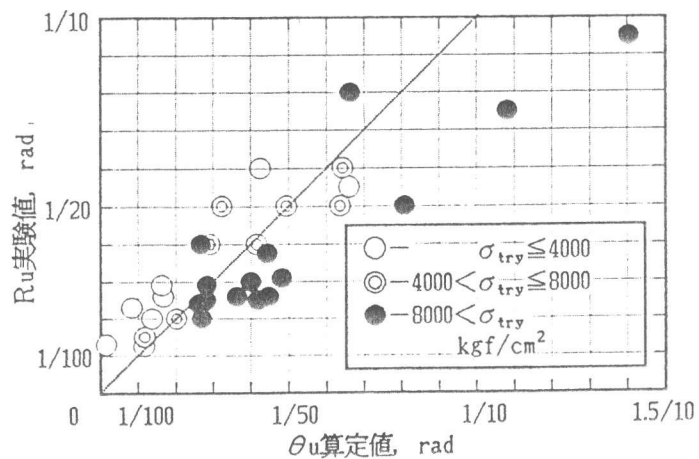


図7: F_c の影響を修正した θ_u と Ru の関係に及ぼす σ_{try} の影響

図8は、(2)式におけるコンクリート強度および横拘束筋の降伏強度の影響に関する係数を修正した(3)式から求めた θ_u と R_u 実験値との関係を示している。同図に示す結果に対し、その他の要因の影響を前述のコンクリート強度等の場合と同様、データを各要因の大きさにより分類表示することから調べたが、特に著しいデータの偏りはみられなかった。それ故、その他の要因の影響係数の修正は行わず、(3)式を p_{tr} 値の算定式として提案する。

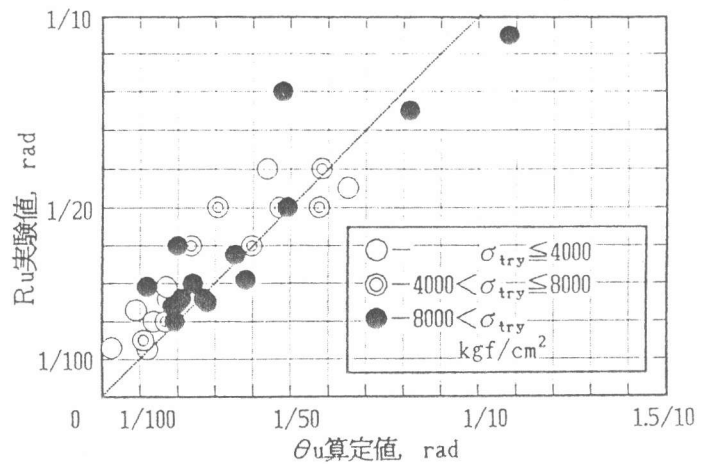


図8: (3)式による θ_u と R_u との比較

$$p_{tr} = (a_1 \eta + a_2) \left(\frac{F_c}{300}\right)^m \left(\frac{3500}{\sigma_{try}}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{5} + \frac{4}{5ns}\right) \left\{ \left(\frac{A_g}{A_c}\right)^{3/2} - \frac{1}{3} \right\} \left\{ \frac{5}{4} \left(\frac{S}{b}\right) + \frac{7}{8} \right\} \quad (3)$$

$$a_1 = \frac{200\theta_u}{9} + \frac{8}{9}, \quad a_2 = 10\theta_u - \frac{5}{12}, \quad m = \frac{430}{F_c} + \frac{3}{7} \quad \text{記号については(2)式参照}$$

4. 提案算定式の検討

図9は、(3)式の誘導の際に用いたものとは異なる既往の実験データ[18]~[20]によって、(3)式の適用性を調べた結果である。同図によれば、(3)式に実験試験体の諸要因値を代入して求まる θ_u の推定値は、既往の研究のなかで実験者によって曲げ破壊と報告されている試験体では、 R_u 実験値をほぼ安全側に評価している。なお同図中の試験体は、図8の結果に比べ若干より安全側に推定されている傾向があるが、この原因の1つとして、図9で用いた試験体のシアスパン比が図8の場合のそれよりも大きい2.5以上であるため、弾性変形の影響が考えられる。図10は文献[5]~[17]中で、せん断破壊と報告されている試験体のデータであるが、 R_u が θ_u を下回るデータが多く、提案算定式による横拘束筋を有していても所要の靱性は得られていないことがわかる。

図10は提案算定式による横拘束筋量とACIコードおよびNZSコードで規定されるそれらとを比較したものである。終局限界の定義、および所要変形能力の評価法が異なるため厳密な比較はできないが、同図によれば、Park等の研究[19]によっても指摘されているように、NZSの規

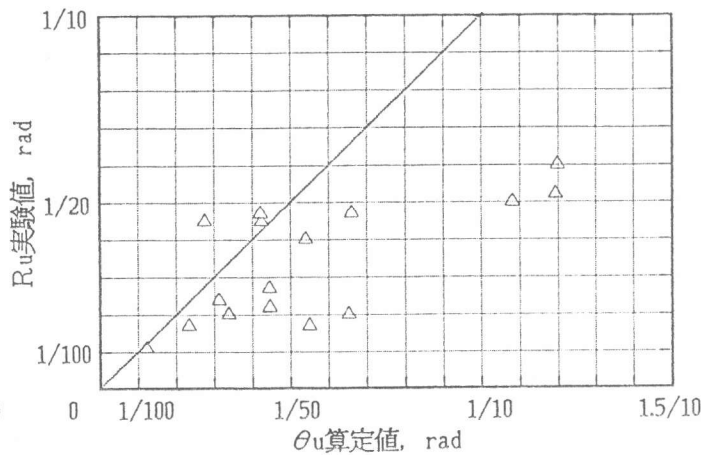
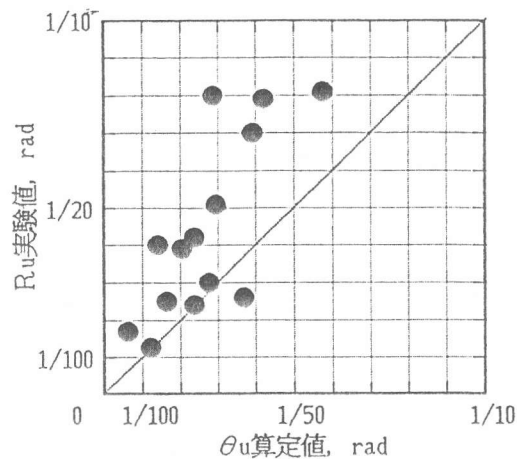


図9: 既往の実験データによる(3)式の適合性の検討 図10: せん断破壊した実験データの(3)式による検討

定量は低軸力領域では過大で、高軸力領域では過小となる傾向がある。別な見方をすれば、 η が0.2前後の軸力下では $\theta_u=1/20$ 程度、 η が0.6前後の高軸力下では $\theta_u=1/50$ 程度の回転能力を付与する補強量であると推定される。

5. まとめ

鉄筋コンクリート柱のコンファインドコンクリートによる曲げ靱性設計に必要な横拘束筋量算定式を、解析的および実験的アプローチから検討した。得られた主な結果を以下に示す。

1) 必要横拘束筋比(p_{tr})に及ぼす諸要因の影響に対する解析的考察、ならびに既往の実験データによる検討から、 p_{tr} 算定式(3)式を誘導した(図3~8参照)

2) (3)式に対する考察から次のようなことが明らかになった。

(a) (3)式から推定される塑性ヒンジの終局回転角(θ_u)は、終局部材角実験値(R_u)をほぼ安全側に評価する。(図9参照)

(b) せん断破壊した柱の R_u は(3)式で推定する θ_u より小となる傾向がみられた。(図10参照)

(c) NZSコードによる横拘束筋量は低軸力下では1/20程度、また高軸力下では1/50程度の終局回転能力を与えるものである。(図11参照)。

本報告は、軸力と曲げ・せん断力をうけ、柱部材の変形機構が十分明らかにされていない現状において、柱部材の曲げ靱性に必要な横拘束筋量の算定式を、現状で入手できる情報をもとに誘導しようとする試みである。したがって、算定式の物理的意味や柱部材の変形機構との関連性が明確でないという不十分さはあるが、それら問題点の明確化は今後の課題と考えている。

<参考文献>

1. 鈴木計夫, 中塚侑, 蔡健, コンファインドコンクリートを利用する高靱性P R C曲げ部材の基礎力学性状, プレストレストコンクリート, Vol. 28, No. 6, pp18-33, Nov., 1985
2. 鈴木計夫, 中塚侑, 菅田昌宏, 角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性, コンクリート工学年次論文報告集, 第11巻, pp449-454, 1989
3. 吉岡研三, 岡田恒男ほか, 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究, 第2報, 日本建築学会論文報告集, pp37-44, 1979. 8
4. 鈴木計夫, 中塚侑, 岸本一蔵, RC柱部材の曲げ靱性確保のための横補強筋量に関する解析的考察, コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, pp139-146, 1990
5. 白都滋, 本田義博, 山本俊彦, 大滝健, 高強度鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究(その3 曲げせん断実験), 日本建築学会大会梗概集, pp743-744, 1989. 10
6. 柿田芳久, 六車, 渡辺史夫, 小室努, 高強度コンクリートのコンクリート靱性柱への適用に関する研究(その1 実験概要と結果), 日本建築学会大会梗概集, pp735-736, 1989. 10
7. 大森信次ほか, 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究, 日本建築学会大会梗概集, pp1341-1342, 1974. 10
8. 吉原貞一ほか, 溶接アブとリブを用いたRC短柱の多数回繰返し実験, 日本建築学会大会梗概集, pp1249-1250, 1974. 9
9. 深田泰夫, 鉄筋コンクリート短柱の防止に関する総合研究(その35 AR-2リブ) 主筋と帯筋の配列方法を変化させたRC短柱の繰返し実験, 日本建築学会大会梗概集, pp1413-1414, 1976. 10
10. 吉岡研三, 岡田恒男ほか, 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究, 日本建築学会論文報告集 第279号, pp53-63, 1979. 5
11. 木村秀樹, 山口育雄, 菅野俊介, 東端泰夫, 長嶋俊雄, 原誠, 超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研

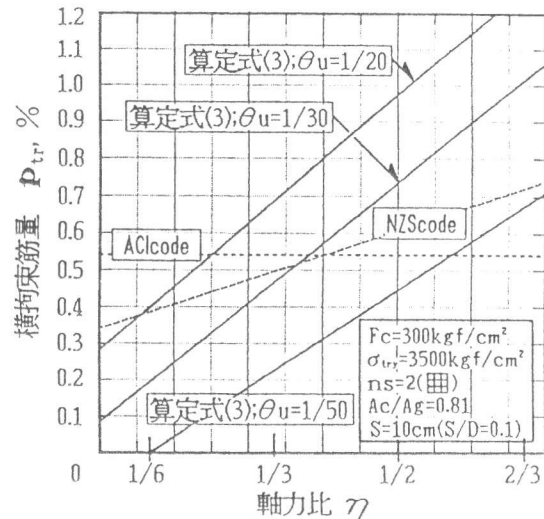


図11: ACI, NZSおよび提案算定式(3)式による p_{tr} 値の比較

- 究(その2), 日本建築学会大会梗概集, pp147-148, 1985. 10
12. 田村彰男, 菅野俊介, 長嶋俊雄, 木村秀樹, 原誠, 沢村牧人, 超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および架構に関する実験的研究(その5), 日本建築学会大会梗概集, pp151-152, 1986. 8
13. 長嶋俊雄, 菅野俊介, 田村彰男, 木村秀樹, 高強度コンクリート及び高強度横補強筋を用いたRC部材の実験的研究(その2), 日本建築学会大会梗概集, pp481-482, 1987. 10
14. 中田浩之ほか, 超高層鉄筋コンクリート住宅の耐震設計(4) 柱部材実験, 日本建築学会大会梗概集, pp382-383, 1987. 10
15. 六車, 俣野善治, 日下部一, 角彰, 瀬川輝夫, 加藤裕造, 久徳敏治, 高強度せん断補強筋により横拘束されたRC柱に関する実験的研究, 日本建築学会大会梗概集, pp383-384, 1986. 8
16. 鈴木計夫, 中塚侑, 中田浩之, 山中昌一, 高強度コンクリート・高強度横補強筋を用いたRC柱部材の荷重変形特性, コンクリート工学年次論文報告集, 第11巻, pp455-460, 1989
17. 境有紀, 日比純一, 小谷俊介, 青山博之, 高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, pp445-450, 1990. 12
18. 福島出, 藤村孝陽, 周振毅, 田中仁史, 渡辺史夫, 六車, 横拘束された高強度コンクリートの応力-歪線モデルに関する研究(その2), 日本建築学会大会梗概集, pp633-634, 1990. 10
19. T.M. Soesianawati and R.Park, Flexural Strength and Ductility of Reinforced Concrete Columns with Various Quantities of Transvers Reinforcement, PACIFIC CONCRETE CONFERENCE New Zealand 8-11, pp65-76, Nov. 1988
20. M.T. Soesianawati, et al, Flexural Ductility of Reinforced Concrete Columns with Low Axial Load and Limite Transvers Reinforcement, Pacific Conference on Earthquake Engineering New Zealand, pp201-212, Aug. 1987