

論文 高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状

石川裕次^{*1}・木村秀樹^{*2}・沢村牧人^{*3}・上田忠男^{*4}

要旨:高強度コンクリート Fc100・Fc150 と高強度鉄筋 USD685 を柱主筋に,SBPD1275/1420 を横補強筋に用いた柱部材の高軸力下における力学性状を把握するために曲げせん断実験を行った。実験変数は、軸力(軸力レベル、一定軸力・変動軸力)、横補強筋量、軸筋の有無、コンクリート強度である。曲げ耐力および曲げ靱性(限界部材角)について、既往の提案式との比較検討を行った結果、靱性保証型式(平均評価式)および筆者らの提案式によって高強度材料を用いた柱部材の高軸力下における曲げ靱性を評価し得ることが分かった。

キーワード: 高強度コンクリート, 高強度鉄筋, 軸力, 限界部材角, 柱部材

1. はじめに

我が国における高層建物の実績は文献¹⁾および図-1(1988.1~1999.6 掲載データ²⁾より抽出)に示すように、鉄筋コンクリート構造建物では地上 45 階までの実績がある。さらなる建物階数および柱支配面積の拡大を実現するためには高強度コンクリートおよび高強度鉄筋の利用が必要である。しかし、高軸力受ける柱部材に高強度コンクリートを用いた場合、十分な補強を行わないと脆性的な破壊に至る可能性がある^{3),4)}。そこで、本研究では曲げ靱性(限界部材角)に関する検討を主目的とした柱部材実験を行った。

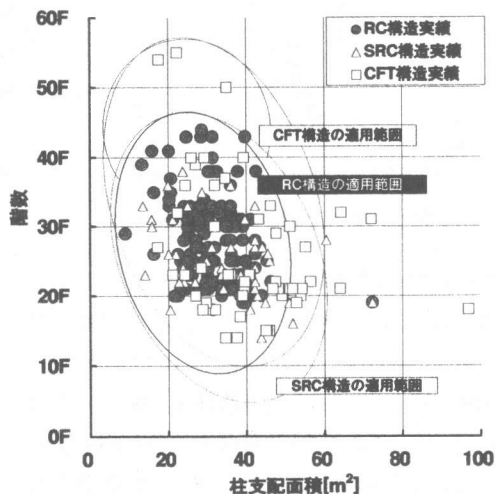


図-1 高層建物の実績(1988.1-1999.6)

表-1 試験体諸元一覧

試験体	Unit101	Unit102	Unit103	Unit104	Unit105	Unit106	Unit107	Unit201
標準試験体	変動軸力	45° 変動	pw σ wy=15	pw σ wy=9	η=0.4	軸筋有		Fc150
コンクリート強度	Fc(σ _B) [N/mm ²]							100(114.9)
軸力比: η(N/BDσ _B)	0.6	0.60 ^{*1}	0.60 ^{*1}	0.6		0.4	0.6	0.60 ^{*1}
横補強筋筋量	pw σ wy [N/mm ²]							11.5
	pw σ wy/σ _B							0.077
載荷方向	0°							0°
主筋配筋	12-D13							12-D13
柱鉄筋比	Pg [%]							2.43
横補強筋配筋	4-U5.1@35							4-U5.1@35
横補強筋比	pw [%]							0.90
曲げ耐力(圧縮軸力)QBc	[kN]							410.9
曲げ耐力(N=-0.7Nt)QBt	[kN]							456.0
せん断余裕度 ^{*2}	Qs/QBc							1.23
付着余裕度 ^{*2}	τ _{bu} /τ _f							1.32

【表記】*1: 変動軸力N=-0.7Nt~0.6BDσ_B, *2: [6]各設計式 (コンクリート有効強度式はCEB式を使用), *3: 軸筋4-D13

【共通因子】主筋種別: USD685, 横補強筋種別: SBPD1275/1420, M/QD=2.0, 柱断面: B×D=250×250[mm], 内法スパン: L=1000[mm]

- *1 竹中工務店技術研究所 研究開発部構造 2G 研究員 工修 (正会員)
 *2 竹中工務店技術研究所 技術開発部 主任研究員 工博 (正会員)
 *3 竹中工務店東京本店設計部 課長 工修
 *4 竹中工務店東京本店設計部 課長代理 工修 (正会員)

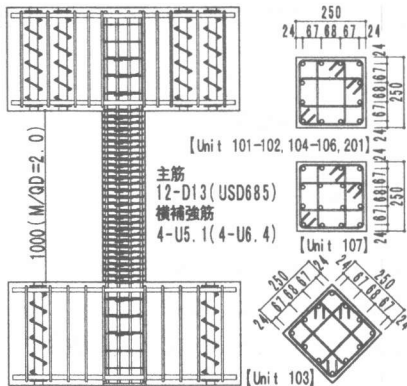


図-2 試験体図

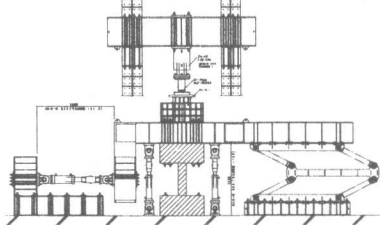


図-3 加力装置図(建研式加力)

2. 実験変数・試験体および加力方法

試験体諸元一覧を表-1に示す。主な実験変数は横補強筋量($p_w \sigma_{wy} = 9.0 \cdot 11.5 \cdot 15.3 [\text{N/mm}^2]$), p_w : 横補強筋比, σ_{wy} : 横補強筋強度, 軸力レベル(軸力比: $\eta = 0.6, 0.4$), 軸力載荷方法(一定軸力, 引張軸力を含む変動軸力)とし、その他、載荷角度、軸筋の有無、コンクリート強度(F_c100, F_c150)の影響を検討した。

試験体は、図-2に示す1/4スケールの計8体である。使用材料の材料特性を表-2に示す。また、各試験体は文献⁶⁾に基づきせん断余裕度(コンクリート有効強度はCEB式を使用)および付着余裕度を1.0以上とし曲げ破壊型に設計した。

加力方法は、図-3に示す建研式加力装置を用い逆対称モーメント載荷を行った。載荷履歴は部材角 $R = \pm 1.2 \cdot 3.3 \cdot 5.2^* \cdot 7.5 \cdot 10.5^* \cdot 15 \cdot 20 \cdot 5^* \cdot 30 \cdot 40 \cdot 50 / 1000 [\text{rad}]$ (*:各レベル地震経験後の耐震性を評価する小サイクル)各2回のサイクルとした。Unit102,103は図-4に示すような $0.7N_t \sim 0.6BD \sigma_B$ の変動軸力とした(N_t : 引張軸耐力)。引張軸力は試験体両側のジャッキを用い加力した(図-3参照)。

表-2 材料特性一覧 SBPD*: SBPD1275/1420

	Unit	圧縮強度 σ_B	弾性係数 E_c	ε_o [μ]	比重 [t/m^3]	木アソビ比 ν	割裂強度 σ_t
Fc100	[N/mm2]	114.9	4.54×10^4	3883	2.47	0.263	8.0
	[kgf/cm2]	1172	4.64×10^5				82.0
変動係数: V[%]		1.7	6.6	11.7	0.2	11.0	11.4
Fc150	[N/mm2]	148.6	4.69×10^4	3877	2.45	0.263	6.9
	[kgf/cm2]	1516	4.78×10^5				70.6
変動係数: V[%]		3.1	7.8	3.0	0.2	7.6	3.3
	Unit	降伏強度 σ_y	弾性係数 E_c	引張強度 σ_{max}	降伏比 [%]	伸び [%]	
D13	[N/mm2]	709	1.92×10^5	897	79	10.6	
USD685	[kgf/cm2]	7228	1.96×10^6	9151			
U5.1	[N/mm2]	1278	1.90×10^5	1464	87	7.4	
SBPD*	[kgf/cm2]	13037	1.94×10^6	14932			
U6.4	[N/mm2]	1371	2.03×10^5	1468	81	8.1	
SBPD*	[kgf/cm2]	13988	2.07×10^6	14970			

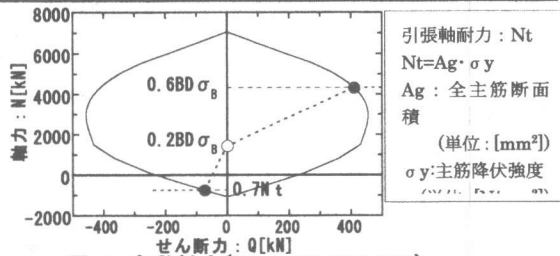


図-4 変動軸力(Unit102,103,201)

3. 実験結果

3.1 破壊状況およびせん断力-部材角関係

図-5にUnit101,102,104,201のせん断力-部材角関係を、図-6に各試験体正サイクルの包絡線を示す(図-5,6はP-Δ効果を含む)。

代表的な破壊現象は変動軸力の試験体と一定軸力試験体の2タイプに分類された。

一定軸力試験体の代表例として、Unit101の破壊経過について示す。R=5/1000[rad](以下、部材角: R /1000[rad]を省略)の時点で、圧縮側隅角部カバーが柱端部からD/4(D:柱径)まで剥落し、圧縮鉄筋近傍で縦ひび割れが発生した(幅0.15mm)。この時点で剛性低下を生じた(図-5参照)。最大耐力に至ったR=10には圧縮側隅角部カバーの剥落は柱高さ中央に達し、柱端部の圧縮側コンクリートはD/4位置まで面外膨張が確認された。柱高さ中央部には中段筋沿いに圧縮ストラット方向の斜めひび割れが発生し、繰返し加力によって巨視的には1本の縦ひび割れを形成した。R=20では柱全長に渡ってカバー部とコア部の分離現象が見られた。圧縮側コンクリートの面外膨張は1.0D位置まで拡大した。R=30には、柱端部D/2

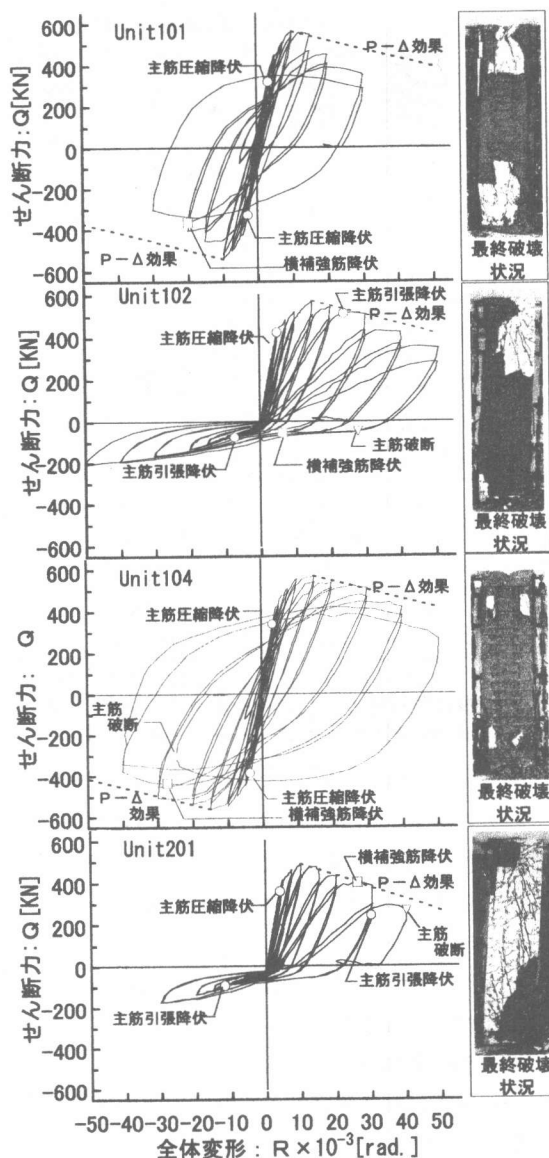


図-5せん断力-部材角関係(Unit101,102,104,201)

～1.0D位置で圧縮側主筋の座屈が目視で確認され、 $R=30$ の2回目のサイクル中に座屈現象が顕著となり、圧縮側コンクリートの損傷に伴う耐力低下に至った。

但し、軸力比が0.4のUnit106と横補筋量が大きいUnit104ではこの主筋の座屈現象に伴う耐力低下の部材角が $R=40$ 以降であった。

変動軸力のUnit102,103は、 $R=40$ のサイクルにおいて圧縮側主筋が座屈し、続く負サイクルで引張側に転じた時に座屈していた部分

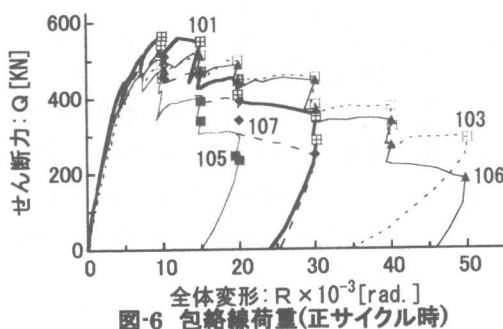


図-6 包絡線荷重(正サイクル時)

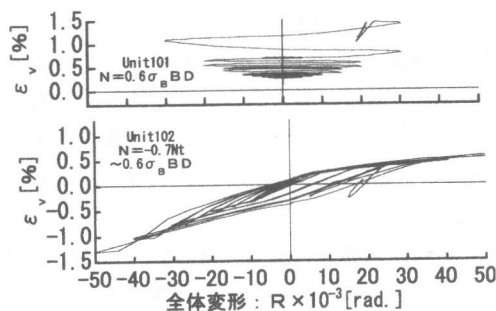


図-7 軸歪み-部材角関係(Unit101,102)

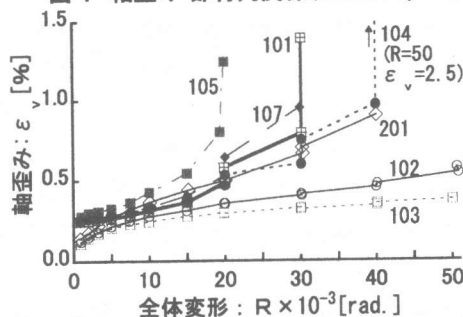


図-8 軸歪みの推移(Unit101-105,107,201)

で主筋が破断し耐力低下に至った(Fc150のUnit201は $R=40$ にて主筋座屈および主筋破断が生じ耐力低下に至った)。

Unit102では引張軸力時 $R=-1$ の時点で曲げひび割れが発生し、 $R=-5$ の時点では柱全長に渡って曲げひび割れが圧縮域まで達する横ひび割れを形成した(Unit103の横ひび割れは圧縮域までの伸展は見られなかった)。圧縮軸力時のひび割れ発生状況は一定軸力のUnit101とほぼ同様であるが各部材角における圧縮鉄筋近傍のカバー剥落および、圧縮側コンクリートの損傷は相対的に小さかった。

3.2 軸歪み

図-7にUnit101(一定軸力)、Unit102(変動軸力)の軸歪み(ϵ_v)-部材角関係を示す。図-8に最

大軸力比 $\eta=0.6$ の各試験体の正サイクルピーク時における軸歪みの推移を示す。

一定軸力のUnit101は主筋の座屈現象が見られたR=30のサイクル中に軸歪みが増加し破壊状況に対応した。変動軸力のUnit102は圧縮側コンクリートの損傷が片側に限定され、圧縮軸力時の軸歪みは一定軸力の場合に比べ相対的に小さい値を示した。引張軸力時には部材角の増加と共に軸歪みが増加した。

他の試験体は図-8に示す横補強筋量が多いUnit104以外は、軸歪みが1.0[%]前後で主筋の座屈に伴う耐力低下を示した。変動軸力試験体(図中White-mark)の内、Fc100のUnit102・103はR=50の大変形時においても軸歪みは0.5[%]程度に留まったが、Fc150のUnit201は最大軸歪みが1.0[%]程度まで増加した。

3.3 横補強筋分布

図-9に代表的試験体の横補強筋歪み分布を示す(各サイクル1回目)。いずれの試験体も加力方向、直交方向とも柱端部から1.0Dの位置で最大歪みが発生している。各部材角での歪みは標準試験体Unit101に対して横補強筋量が多いUnit104、変動軸力のUnit102の方が相対的に小さい歪みを示した。

Unit101の最大歪みはR=30の実験終了時に降伏歪みの80%程度であったが、Unit102,104等ではR=30~50まで曲げ耐力を維持し横補強筋の降伏が確認された。従って、大変形時には高強度鉄筋SBPD1275/1420が降伏強度程度まで有効に作用することが確認された。

4. 実験結果の検討

表-3に最大耐力および限界部材角の実験値および計算値を示す。

4.1 最大耐力

表-3に示すように、ACI式⁷⁾による曲げ耐力計算値に対する実験値の比は、軸力比が大きい試験体ほど大きくなる傾向が見られる。また、計算上のM-N相関図では釣合い軸力を超えた場合には軸力の増加と共に曲げ耐力が低下する。しかしながら、横補強筋量を増した

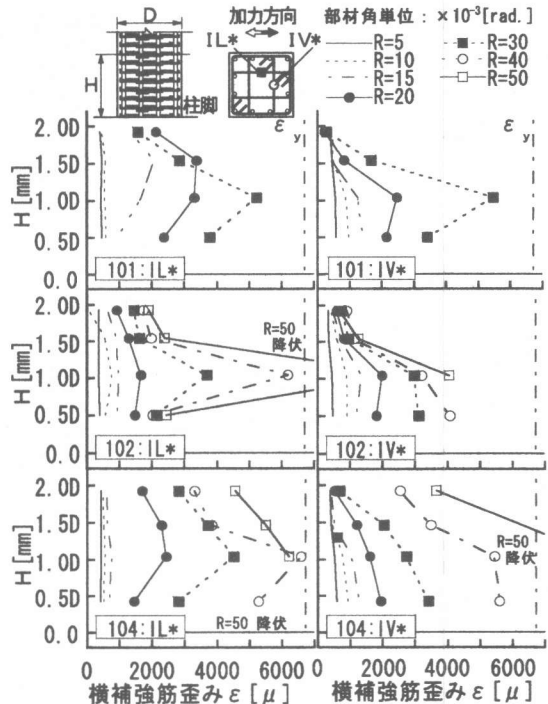


図-9 横補強筋分布(Unit101-102,104,201)

場合にUnit106($\eta=0.4$)よりもUnit101($\eta=0.6$)の方が大きい実験値を示した(η :軸力比)。これは、横補強筋量の増加によるコアコンクリート強度の上昇によって曲げ耐力が増加することを示している。

また、45° 方向加力(Unit103)の最大耐力は0° 方向(Unit101)の0.91倍であった。

4.2 限界部材角

限界部材角は包絡線上で最大耐力の80%まで耐力が低下した時点として算出した。

実験結果からは、以下のような限界部材角に対する各因子の影響が見られた(表-3参照)。

横補強筋量($p_w \sigma_{wy}$)の増加(Unit105→101→104)、軸力比の減少(Unit105→106)によって、柱部材の限界部材角は増加した。軸力は、一定軸力に比べ、変動軸力とすることで著しい限界部材角の増加が見られた(Unit101→102)。同一軸力比の場合、コンクリート強度の増加によって限界部材角は減少する傾向を示した(Unit102→201)。また、軸筋によって限界部材角は若干の増加傾向が見られた(Unit105→107)。

限界部材角の算定式は、表-3に示すように幾

つかの算定式が存在する。そこで、各式による計算値と実験結果との比較を以下に示す。靱性保証型平均評価式⁶⁾、同20%下限式⁶⁾、NewRC式⁷⁾、筆者らの平均評価式⁵⁾による計算値を、Ru.Dis-U、Ru.Dis-D、Ru.New、Ru.HKとし、最大軸力比(一定軸力)・変動軸力・横補強筋量($p_w \sigma_{wy}$)・軸筋の影響を横軸にとり、他の因子が共通である試験体の実験値と計算値を比

較して図-10(a)~(d)に示す。

一定軸力で最大軸力比のみが異なるUnit105と106に対しては、各式とも実験結果の傾向を反映した計算値を示している。特にRu.Dis-U、Ru.HKは実験値との適合性がよい結果を示した(図-10(a)参照)。

図-10(b)には横補強筋量のみが異なる試験体Unit105,101,104に対する比較を示す。

表-3 最大耐力・限界部材角一覧

Unit	pwσwy [N/mm ²]	σB [N/mm ²]	軸力比 ※:変動軸力 (最小軸力)	最大耐力(+)[kN]		限界部材角(+) 単位×10 ⁻³ [rad]				
				実験値 Qmu	計算値 Qmu.ACI (実/計)	実験値 Ru	計算値			
							Ru.Dis-D (実/計)	Ru.Dis-U (実/計)	Ru.New (実/計)	Ru.HK (実/計)
101	11.5	114.9	0.6	562.9	410.9 (1.37)	20.2	9.1 (2.22)	13.9 (1.45)	—	18.7 (1.08)
102			0.60* (-0.7Nt~)	569.8	410.9 (1.39)	36.3	17.9 (2.03)	31.6 (1.15)	14.6 (2.49)	18.7 (1.94)
103			0.60* (-0.7Nt~)	512.9	410.9 (1.25)	35.8	17.9 (2.00)	31.6 (1.13)	14.6 (2.45)	18.7 (1.91)
104	15.3		0.6	566.8	410.9 (1.38)	36.2	12.0 (3.01)	19.6 (1.85)	—	23.0 (1.57)
105	9.0		0.6	474.6	410.9 (1.16)	15.7	8.2 (1.91)	12.2 (1.28)	—	15.9 (0.98)
106			0.4	519.8	455.8 (1.14)	32.9	14.9 (2.21)	24.1 (1.37)	5.1 (6.45)	21.6 (1.52)
107		0.6	516.8	410.9 (1.26)	18.7	8.7 (2.14)	13.3 (1.40)	—	15.9 (1.17)	
201	11.5	148.6	0.60* (-0.7Nt~)	487.5	505.2 (0.96)	27.8	17.6 (1.58)	30.1 (0.92)	13.0	15.8 (1.76)
UC10H ⁸⁾	9.9	113.3	0.6	327.5	293.1 (1.12)	10.0	8.4 (1.19)	13.3 (0.75)	—	18.3 (0.55)
UC15H ⁸⁾	15.1			357.9	293.1 (1.22)	20.0	12.9 (1.55)	22.4 (0.89)	—	24.8 (0.81)
UC20H ⁸⁾	19.4			401.1	293.1 (1.37)	30.0	20.7 (1.45)	37.9 (0.79)	—	30.2 (0.99)

表記

<曲げ終局耐力> Qmu.ACI:ACI式⁷⁾

<限界部材角>

Ru.Dis-D:靱性保証型式⁶⁾(20%下限式,m=1.9)

Ru.Dis-U:靱性保証型式⁶⁾(mean式,m=3.8)

$\phi_u \geq R_p/D$ ※Ru=Rp+Ry(菅野式計算値)

$$\frac{\phi_u}{(m \cdot \epsilon_p / j \cdot e)} = \begin{cases} (2/3) / \epsilon \eta & (0 < \epsilon \eta \leq 1/3) \\ (2/3) / (5 \cdot \epsilon \eta - 4/3) & (1/3 < \epsilon \eta \leq 2/3) \end{cases}$$

※各式の表記は各文献を参照

Ru.New: NewRC式⁷⁾(下限式)

一定軸力

$$Ru = (0.5 - \eta) / 7 [\text{rad}]$$

$$[Ru \leq 0.04 [\text{rad}]]$$

変動軸力

$$Ru = (1.0 - \eta) / 24 [\text{rad}]$$

$$[Ru \leq 0.03 [\text{rad}]]$$

$$\eta = N / (Ac \cdot f_c)$$

Ru.HK: 木村mean式⁵⁾

$$[\sigma / f_c \leq 0.4]$$

$$Ru = 0.160 (p_w \cdot f_{yt}) / f_c + 0.020 [\text{rad}]$$

$$[0.4 \leq \sigma / f_c < 0.6]$$

$$Ru = 0.149 (p_w \cdot f_{yt}) / f_c + 0.019 [\text{rad}]$$

$$[0.6 \leq \sigma / f_c \leq 0.6]$$

$$Ru = 0.127 (p_w \cdot f_{yt}) / f_c + 0.006 [\text{rad}]$$

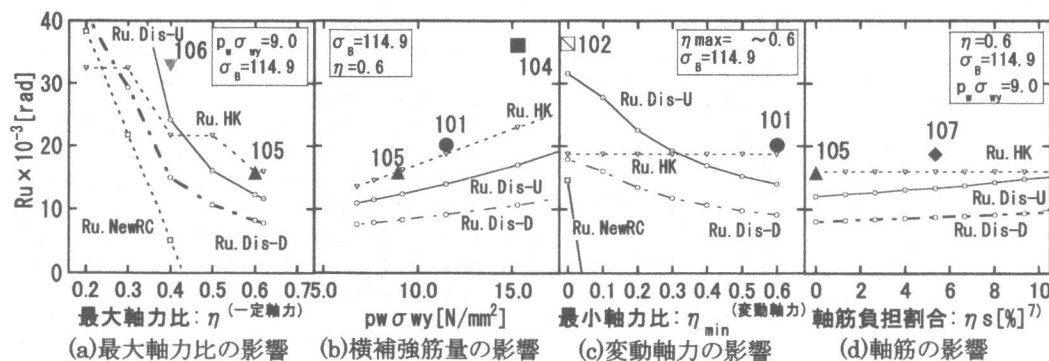


図-10 限界部材角-各影響因子関係(図中枠内 $\sigma_s, p_w \sigma_{wy}$: [N/mm²])

Ru.Dis-U、D、Ru.HKは実験結果に対応する横補強筋量の影響が考慮された計算値を与えている。Ru.HKは最も適合性がよいが、横補強筋量が最も大きいUnit104では過小評価となっている。また、Ru.Newは一定軸力の場合に軸力比0.5以上の場合には適用範囲外であるために計算値が示されない(図-10(c),(d)も同様)。

一定軸力(Unit101)と変動軸力(Unit102)の影響を図-10(c)に示す。Ru.Dis-Uは変動軸力の効果が考慮されており、変動軸力(Unit102)での適合性がよい。Ru.HKでは、変動軸力の試験体では過小評価を与えた。

軸筋の影響を軸筋の負担軸力割合によって示した図-10(d)では、Ru.Dis-U、Dともに実験結果の傾向と対応が見られる。しかし、軸筋の負担軸力割合が5%程度では軸筋のRuに与える影響は小さいことが分かる。

表-3には主に主筋強度のみが異なる文献⁸⁾の実験結果を示した(主筋・横補強筋強度: 393・1414 [N/mm²], M/QD=2.0, $\eta=0.6$)。この実験では、本試験体と同程度の横補強筋量を配した場合に限界部材角実験値は(例えば、Unit101とUC10H)本実験結果に対して相対的に小さい値を示している。そこで、各試験体の最終的な破壊が主筋の座屈に起因していたことから、限界部材角に影響を与える因子として文献⁸⁾における $P_w\sigma_{wy}/\sigma_B$ に加え、主筋強度(σ_y)の平方根を乗じた $(P_w\sigma_{wy}/\sigma_B) \times \sqrt{\sigma_y}$ によって実験結果を評価し、図-11にまとめた。

この指標は、 $P_w\sigma_{wy}/\sigma_B$ を、主筋の座屈現象が反映された因子とするために、座屈長さを

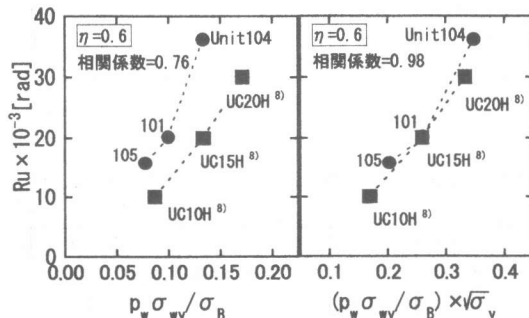


図-11 限界部材角の影響因子

横補強筋間隔、座屈応力度を鉄筋降伏強度と仮定した場合にEulerの座屈理論に示されている細長比が座屈応力度の平方根の関数であることから導いた指標である。

図-11に示したように、主筋強度が異なる高強度コンクリート柱部材(軸力比0.6)では、主筋の座屈現象を考慮した $(P_w\sigma_{wy}/\sigma_B) \times \sqrt{\sigma_y}$ は限界部材角と相関があることが分かった。

5. まとめ

Fc100のコンクリート、主筋にUSD685を、横補強筋にSBPD1275/1420を用いたRC柱の高軸力下の実験から以下の知見が得られた。

- (1) 軸力比0.6程度までの高軸力下における柱部材の限界部材角の評価は、靱性保証型式(平均評価式)⁶⁾および筆者らの平均評価式⁶⁾によって推定することが可能である。
- (2) 最大耐力実験値は高軸力の場合ほどACI式⁷⁾による計算値は過小評価となる。
- (3) 付着およびせん断に関する既往の設計式⁶⁾によって曲げ降伏先行型の柱部材設計が可能である(但し、せん断強度のコンクリート有効圧縮強度式はCEB式を使用)。

【参考文献】

- 1) Aoyama, H. : Development of High-rise Concrete Construction in Seismic Countries, George Winter Commemorative Lecture 1999 ACI Fall Convention, Nov.1999
- 2) 日本建築センター：ビルディングレター 1988.1~1999.6
- 3) ACI-ASCE Committee441 : High-strength Concrete Columns : State of the Art (ACI 441R-96), 1997.5
- 4) Park, R., Tanaka, H. and Li, B. : Flexural Strength and Ductility of High Strength Concrete Columns, ACI SP-176 Concrete (HSC) in Seismic Regions, pp237 ~ 257, 1998
- 5) 木村秀樹：鉄筋コンクリート柱部材の変形能に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp419-420, 1994.9
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997.7
- 7) (財)国土開発技術研究センター：平成4年度構造性能・高強度鉄筋分科会報告書, 1993.5
- 8) 木村秀樹, 菅野俊介, 長嶋俊雄：高軸力下における超高強度コンクリートを用いたRC柱の力学性状, コンクリート工学年次論文報告集, pp871-876, Vol.19, No.2, 1994