

論文 高強度コンクリートを用いたRC 壁柱の地震時挙動に関する実験的研究

木村 秀樹^{*1}・石川 祐次^{*2}・角 彰^{*3}・松本 竹史^{*3}

要旨 : $F_c70\sim90$ (N/mm^2) の高強度コンクリートと高強度横補強筋を用いた壁柱の高軸力下における曲げせん断実験を行った。その結果、軸力比が 0.6 と高い場合にも高強度横補強筋で十分に拘束すれば限界変形角で $20/1000rad$ が得られること、同一軸力比なら横補強筋量の多い方が変形能力は大きい、変形能力について論ずる場合には加力方向および直交する 2 方向の補強筋量を考慮する必要があること、変動軸力の試験体は定軸力のものよりも大変形まで安定した履歴性状を示すこと、同一軸力比、同一横補強筋量の場合、コンクリート強度が高いほうが変形能力は小さいことなどが判明した。

キーワード : 高強度コンクリート、高強度鉄筋、壁柱、高軸力、靱性、鉄筋コンクリート

1. はじめに

壁式ラーメン構造のさらなる高層化を図る場合、軸力が大きくなる建物の下層部分に高強度コンクリートを用いることが考えられる。本報では、設計基準強度 $F_c70\sim90$ (N/mm^2) の高強度コンクリートと高強度横補強筋を用いた壁柱の高軸力下における力学性状を把握するために行った曲げせん断実験について報告する。

2. 試験体及び実験方法

試験体一覧を表 1 に、形状配筋例を図 1 に示す。試験体数は 9 体、断面は 200×400 mm の長方形で、実大の 1/3 スケールである。主筋は 22-D13 (全主筋比=3.49%) を基本とし、軸鉄筋を有するもの (28-D13) も設定した。せん断スパン比は全試験体とも 2.0 とした。コンクリートのかぶり厚さは帯筋外面まで 10mm とし

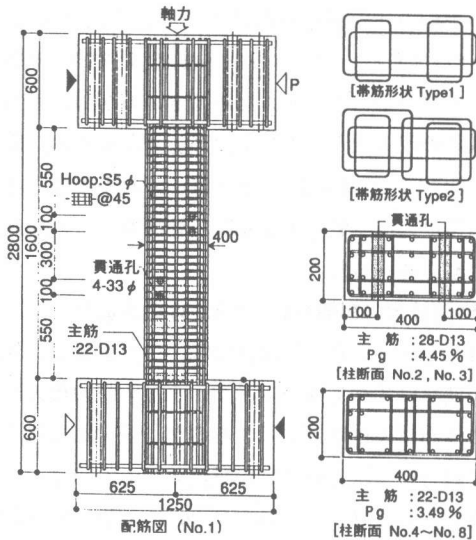


図 1 試験体形状および配筋

表 1 試験体一覧

試験体	コンクリート 実強度 $c\sigma_B$ (N/mm^2)	軸力比 $\frac{\sigma_o}{c\sigma_B}$	主筋	横補強 筋比 P_w (%)	$P_w \cdot w_{\sigma_y}$ (N/mm^2)	横補強筋		貫 通 孔
						間隔 (mm)	形 状	
No.1	76.3	0.40	22-D13	0.88	7.78	45	1	有
No.2	72.1	0.63	28-D13	0.88	7.78	45	1	有
No.3	77.5	0.59	28-D13	0.88	7.78	45	2	有
No.4	73.7	0.62	22-D13	0.88	7.78	45	2	無
No.4V	74.8	変動	22-D13	0.88	7.78	45	2	無
No.5	88.3	0.40	22-D13	0.88	7.78	45	2	無
No.6	88.7	0.40	22-D13	0.61	5.38	65	2	無
No.7	85.2	0.62	22-D13	0.88	7.78	45	2	無
No.8	91.0	0.58	22-D13	1.32	11.67	30	2	無

[共通事項]

$B \times D$: 200×400 σ_o : 軸応力度
 シアスパン比 : 2.0 w_{σ_y} : 横補強筋の降伏強度
 注) ここではせん断に抵抗する方向のものを P_w とする。

*1 竹中工務店技術研究所 生産研究開発部 副主任研究員 工博 (正会員)

*2 竹中工務店東京本店 設計部構造課 (正会員)

*3 竹中工務店大阪本店 設計部構造課 課長 工博 (正会員)

*4 竹中工務店大阪本店 設計部構造課

た。実験変数はコンクリート強度 ($F_c=70$ と 90 N/mm^2 の 2 種類)、横補強筋量 ($P_w \cdot w_{\sigma y}$ レベル 3 種類: P_w =横補強筋比、 $w_{\sigma y}$ =横補強筋降伏点強度)、軸力比 ($c\sigma B$ に対し 0.4 と 0.6 の 2 種類、 $c\sigma B$: コンクリート実強度)、横補強筋形状、軸鉄筋の有無、設備用貫通孔の有無、変動軸力である。

試験体は柱部分を垂直にした状態でコンクリートを打設した。粗骨材には最大粒径 $13mm$ の碎石を用い、 F_c90 のコンクリートには混和材としてシリカフュームを用いた。

柱主筋には $SD345$ の $D13$ を、横補強筋には 5ϕ の溶接閉鎖型高強度鉄筋を用いた。表 2 に鋼材の機械的性質を示す。

載荷には上部スタブと下部スタブが常に平行を保つような装置 (建研式加力装置) を用いて柱の中央高さ位置にモーメントの反曲点がかかるように正負繰り返し水平力を作用させた。載荷履歴は $R=\pm 2, 3, 3, 5, 7.5/1000rad$. で各 1 サイクル、 $R=\pm 10, 15, 20, 30/1000rad$. で各 2 サイクルとした。軸力の載荷には $500/250t$ (押し/引き) 油圧ジャッキを用いた。変動軸力の試験体では長期の軸力を基点として、圧縮側は計算曲げ耐力時に軸力が約 $0.6Ac \cdot c\sigma B$ (Ac : 柱断面積) となるように比例的に増大させ、それ以降は $0.6Ac \cdot c\sigma B$ で一定とした。引張り側も計算曲げ耐力時に約 $0.7Ag \cdot \sigma y$ (Ag : 主筋全断面積、 σy : 主筋の降伏強度) となるようにし、それ以降は $0.7Ag \cdot \sigma y$ で一定とした (図 2 参照)。

3. 実験結果および考察

3.1 試験経過及び荷重～変形関係

表 3 に実験結果一覧、図 2 に荷重～変形曲線、写真 1 に試験体の最終状況の一例を示す。限界変形 R_u は $P-\Delta$ 効果を含んだ包絡線上で、最大耐力の 80% に耐力が低下した時、あるいは同一変位における繰り返しにより耐力が 80% 以下に低下したときの部材角と定義した。

以下に荷重～変形関係における各実験変数の影響について述べる。

表 2 鋼材の機械的性質

	降伏強度 σ_y (N/mm^2)	引張強度 σ_u (N/mm^2)	弾性係数 sE (N/mm^2)	伸び ϵ_u (%)
主筋 D13	366	533	184000	16.4
帯筋 $5\phi^*$	886	973	206000	20.0

* : 溶接閉鎖型筋

配筋法の影響 (No. 2 と No. 3 比較): No. 3 は全主筋拘束型配筋法 (Type2) であるのに対し、No. 2 は加力方向に対する横補強筋量は No. 3 と同じであるが、直交方向の横補強筋量が No. 3 の 75% (Type1) の試験体である。No. 3 (Type2) は No. 2 (Type1) と比較して、大変形時 ($R=20/1000rad$. 以降) に安定した挙動を示した。No. 2 では主筋の座屈が $R=20/1000rad$. の正サイクルで生じ、負サイクルの途中でヒンジ領域の急激なせん断圧縮破壊が生じたのに対し、No. 3 では $R=30/1000rad$. で主筋の座屈が生じ加力を終了した。配筋法の影響 (加力直交方向の横補強筋量の差) は顕著である。

軸力比の影響 (No. 1 と No. 2, No. 5 と No. 7 の比較): No. 1 と No. 2 および No. 5 と No. 7 はコンクリート強度 (F_c70 および F_c90)、横補強筋量、横補強筋形状 (Type1 および Type2) が同じで軸力比が異なる試験体 (それぞれ 0.4 と 0.6) である。コンクリート強度が F_c70 、 F_c90 いずれの場合にも軸力比が大きいが最大耐力以降の耐力低下が大きく変形能力が小さい。軸力比が 0.6 の No. 2 と No. 7 はいずれも主筋の座屈後にヒンジ領域のせん断圧縮破壊により急激に耐力を失った。

変動軸力の影響 (No. 4 と No. 4V の比較): No. 4 は一定軸力、No. 4V は変動軸力の試験体で、他の変数はすべて同一である。正加力時の最大耐力は両試験体ほぼ同じであるが、最大耐力以降の耐力低下は変動軸力の試験体の方が小さい。最大耐力以降、一定軸力の No. 4 は $R=20/1000rad$. の繰り返しで主筋の座屈が生じ、負サイクルで耐力が頭打ちになったため実験を終了した。変動軸力の No. 4V は正負方向いずれも $R=30/1000rad$. 以上まで安定した履歴を示した。

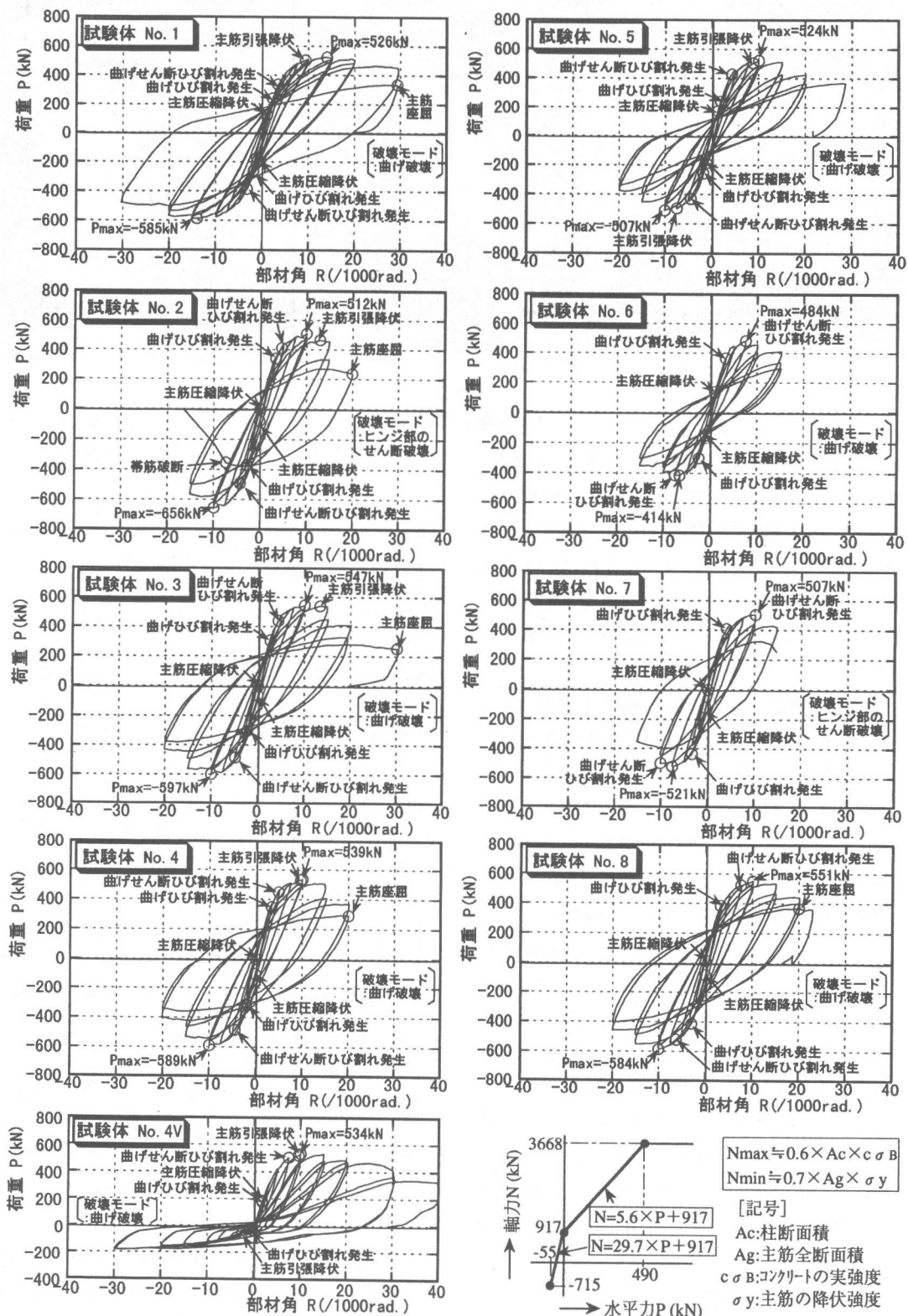


図2 荷重-変形部材角曲線

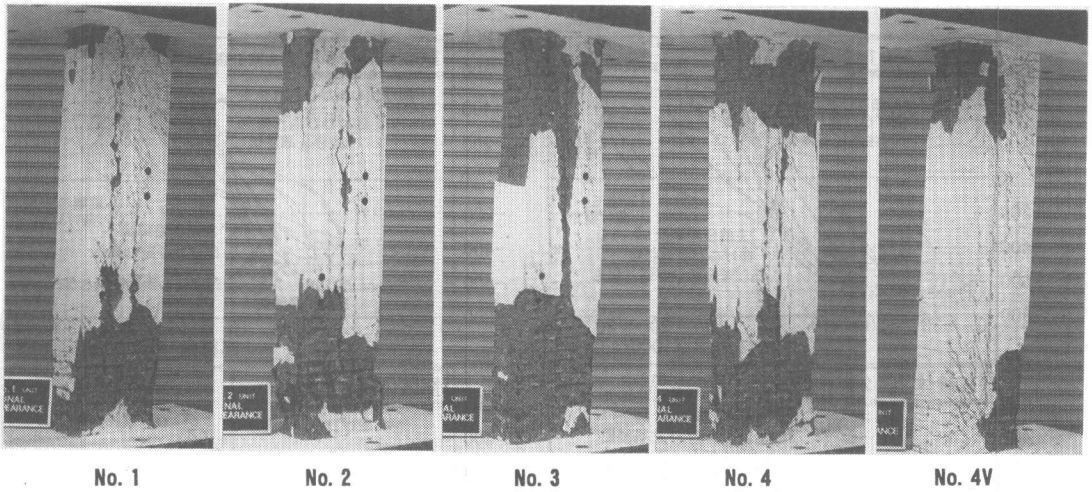


写真1 最終状況

コンクリート強度の影響 (No. 3 と No. 7 の比較): No. 3 と No. 7 は軸力比、横補強筋量 ($P_w/w\sigma_y$)、横補強筋形状 (Type2) が同じでコンクリート強度 ($c\sigma_B$) がそれぞれ 77.5 と 85.2 N/mm^2 の試験体である。この場合、同一補強筋量でもコンクリート強度が高い方が変形能力が小さくなっている。

横補強筋量の影響 (No. 5 と No. 6 の比較、No. 7 と No. 8 の比較): これらは横補強筋量が異なる試験体を比較するものである。軸力比は前者が 0.4、後者が 0.6 である。軸力比が 0.4、0.6 いずれの場合にも横補強筋量が大きいが最大耐力以後の耐力低下が小さく変形能力が大きい。

軸鉄筋の影響 (No. 3 と No. 4 の比較):

No. 3 は軸鉄筋の有るもの、No. 4 は無いものである。また、No. 3 には設備配管孔を模擬した 33φ の貫通孔が設けてある。両者は $R=20/1000 \text{ rad}$ までほぼ同じ履歴性状を示したが、主筋の座屈は軸鉄筋の無い No. 2 の方が早期に生じた。後述する柱の軸方向ひずみの進展は No. 2 の方が早く、この現象と対応する。最大耐力に対する軸鉄筋の影響はない。また、貫通孔の影響は認められなかった。

3.2 横補強筋のひずみ

図 4 に代表的試験体の横補強筋のひずみ分布を示す。横補強筋形状の影響 (No. 2 と No. 3 の

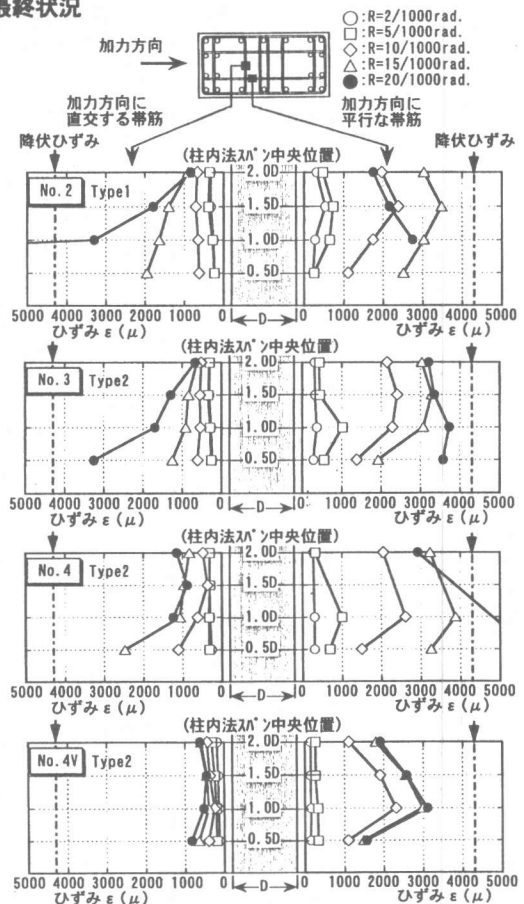


図4 横補強筋のひずみ分布

比較) はひずみ分布にも顕著に表れており、同一変位における加力直交方向のひずみは、この方向の補強筋量の少ない No. 2 の方が大きい。加力方向のひずみ分布には大きな差がない。変

動軸力の影響 (No. 4 と No. 4V の比較) は顕著であり、加力方向、直交方向とも No. 4V は No. 4 に比べひずみが小さい。No. 4 では $R=15/1000$ rad. 付近から横補強筋の降伏が始まったが、No. 4V では $R=40/1000$ rad. でごく一部の補強筋が主筋の座屈に伴い降伏したにすぎなかった。

定軸力の場合、同一軸力比では横補強筋量が少ない試験体の方がひずみの進展が早く、同一横補強筋量では軸力比の大きな試験体の方がひずみの進展が早い。

3.3 柱の軸ひずみ

図5に柱の軸方向ひずみと変形部材角の関係を、図6に変形部材角の増加に伴う軸方向ひずみの進展状況の比較を示す。軸力比0.6の試験体は0.4の試験体に比べ変形部材角の増加に伴う柱の軸ひずみの進展が早く、同一軸力の試験体では横補強筋量 ($P_w \cdot w \cdot \sigma_y$) の少ない試験体ほど軸ひずみの増加が早い。横補強筋形状の異なる No. 2 (Type1) と No. 3 (Type2) を比較すると、No. 2 は No. 3 よりも軸ひずみの増加が早く $R=20/1000$ rad. で軸ひずみが0.75%に達し、せん断圧縮破壊しているのに対し、No. 3 は $R=20/1000$ rad. の繰返しにおいても軸ひずみは0.5%程度であった。従って、高軸力を受ける壁柱の変形能力を確保するためには断面に対して直交2方向の横補強筋量を考慮する必要がある。変動軸力の No. 4V は $R=30/1000$ rad. の繰返しにおける軸ひずみは圧縮時に0.25%、引張時には-0.9%であった。引張と圧縮軸ひずみを交互に受ける影響は圧縮側軸ひずみや全体の力学性状に不利に働いてはいない。これは断面片側のコンクリートのみが圧壊しているためである(写真1)。定軸力の No. 4 は $R=20/1000$ rad. の繰返しで軸ひずみが0.75%に達している。

3.3 最大耐力と変形能力

表3に ACI 式¹⁾、多段配筋の柱に対する曲げ終局強度式²⁾、壁に対する曲げ終局強度式²⁾による最大耐力計算値と実験値の比較を示す。

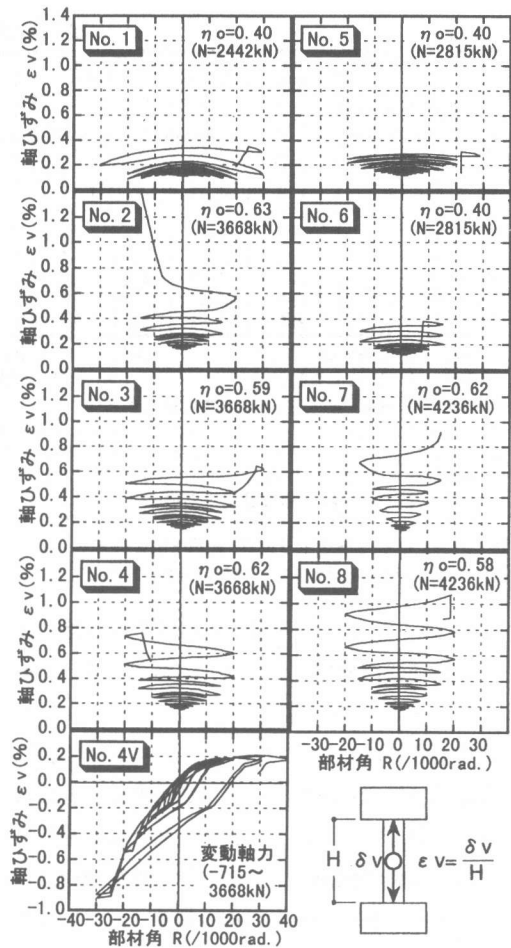


図5 柱の軸方向ひずみ～変形部材角関係

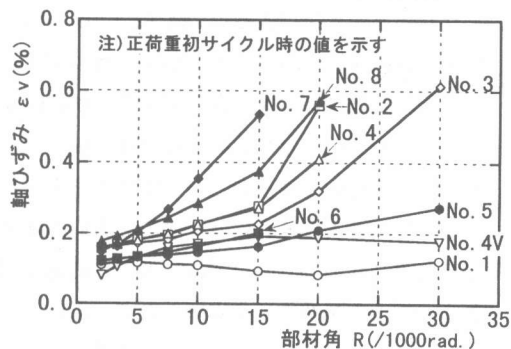


図6 軸方向ひずみの比較

ACI 式および柱の式による計算値 (Q_{aci} , Q_{col}) は軸力比が0.4の場合には概ね±20%の範囲で実験結果を推定しているが、軸力比が0.6の場合にはかなり低めに評価している。それに対して壁の式 (Q_{wal}) は、すべての試験体に対して過大評価となつてはいるが、軸力比が0.6の場合には概ね+20%の範囲で計算値を推定している。

表3 実験結果一覧

試験体	横補強筋量 Pw・wσy (kg/cm2)	コンクリート 強度 cσB (kg/cm2)	軸力比 η0	最大耐力 実験値		最大耐力計算値						限界変形角 (/1000rad.)
				Pmax (tonf)	Pmax* (tonf)	Qaci (tonf)	Pmax* Qaci	Qcol (tonf)	Pmax* Qcol	Qwal (tonf)	Pmax* Qwal	実験値 Ru
No. 1	79.3	778	0.40	56.65	60.14	48.42	1.24	53.73	1.12	67.66	0.89	30
No. 2	79.3	735	0.64	59.55	63.28	39.94	1.58	38.13	1.66	70.02	0.90	15
No. 3	79.3	790	0.59	58.35	62.13	43.94	1.41	42.6	1.46	74.16	0.84	20
No. 4	79.3	752	0.62	57.55	61.3	39.43	1.55	37.49	1.64	65.68	0.93	15
No. 4V	79.3	763	0.61	54.5	58.43	40.29	1.45	38.41	1.52	66.52	0.88	30
No. 5	79.3	900	0.40	52.55	55.44	53.58	1.03	59.41	0.93	73.46	0.75	20
No. 6	54.9	904	0.40	45.8	47.81	53.76	0.89	59.73	0.80	73.59	0.65	15
No. 7	79.3	869	0.62	52.4	56.19	43.38	1.30	40.79	1.38	71.20	0.79	10
No. 8	119.0	928	0.58	57.9	62.24	47.9	1.30	45.69	1.36	75.46	0.82	20

Pmax : 正負最大値の平均 Pmax* : 水平力に対してP-Δ効果を補正した値
 Qaci : ACI式による計算値¹⁾ Ru : 最大荷重の80%以上を確保し得る最大変形角
 Qcol : 多段配筋柱の曲げ終局強度式による値²⁾

・Nmax ≥ N > Nb の時 Mu = {0.5a_g · σ_y · g₁ · D + 0.024(1+g₁)(3.6-g₁)b · D² · Fc} [(Nmax-N)/(Nmax-Nb)]
 ・Nb ≥ N ≥ 0 の時 Mu = 0.5a_g · σ_y · g₁ · D + 0.5N · D [1-N/(b · D · Fc)]
 ・0 > N ≥ Nmin の時 Mu = 0.5a_g · σ_y · g₁ · D + 0.5N · g₁ · D

Qwal : 壁の曲げ終局強度式による値²⁾
 Mu = 0.9a₁ · σ_y · D + 0.4a_w · σ_{wy} · D + 0.5N · D [1-N/(B · D · Fc)]

注1) a_g として端部よりb/2の範囲を引張鉄筋とした。
 注2) Muの単位は(kg·cm)、記号は文献²⁾参照

図7にコンクリート強度の影響を取り除くために横補強筋量をコンクリート強度で除したものの (Pw・wσy / cσB) と限界変形角 (Ru) の関係を示す。軸力比が 0.4、0.6 いずれの場合にも横補強筋量が増加するにつれて変形能力が増加する傾向が見られる。また、同一横補強筋量であれば軸力比が小さいほうが限界変形角は増加する。配筋法が全主筋拘束型の No. 3 は加力直交方向の横補強筋量が No. 3 の75%である No. 2 よりも限界変形角は大きい。軸鉄筋のある No. 3 は無い試験体 (No. 4) よりも限界変形は増大している。これは柱の軸方向ひずみの進展が軸鉄筋によって遅れたためと考えられる。従って、長方形の壁柱の変形能力について論ずる場合には加力方向およびそれに直交する2方向の補強筋量および柱の軸方向ひずみを考慮する必要がある。軸力の載荷方法の影響も顕著であり、一定軸力の場合 (No. 4) に比べて変動軸力の No. 4V は2倍の限界変形角を示した。

4. まとめ

Fc70~90 の高強度コンクリートを用いた壁柱の高軸力下における曲げせん断実験を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

1) 軸力比が 0.6 と高い場合にも高強度横補強筋で十分に拘束することにより 20/1000rad.

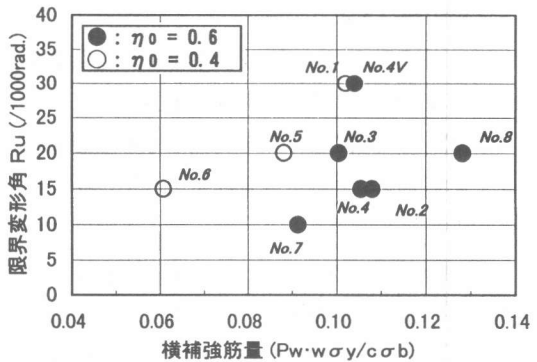


図7 横補強筋量と限界変形角の関係

の限界変形が得られる。

- 2) 終局曲げ耐力は軸力比が 0.4 の場合には ACI 式¹⁾あるいは柱に対する式²⁾が、軸力比が 0.6 の場合には壁に対する式²⁾が比較的良好に実験結果と対応した。
- 3) 同一軸力比なら横補強筋量の多い方が変形能力が大きい、変形能力について論ずる場合には加力方向および直交する2方向の補強筋量を考慮する必要がある。
- 4) 変動軸力の試験体は定軸力のものよりも大変形まで安定した履歴性状を示した。

[参考文献]

- 1) American Concrete Institute : Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-89)
- 2) 日本建築センター : 構造計算指針・同解説 1991年版, pp. 231-233