

論文

[2082] 高軸力を受ける細長い鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験

正会員 谷 資信 (早稲田大学理工学部)

正会員○村本道哉 (佐藤工業中央技術研究所)

正会員 曾田五月也 (佐藤工業中央技術研究所)

1. はじめに

一般的な鉄筋コンクリート純ラーメン構造物を設計する場合、構造物が高層化するにつれて、下層階の柱ではせん断力が大きくなるばかりでなく、鉛直荷重による軸力の外に水平荷重による付加軸力も増大するため、柱の断面寸法を大きくすることが必要となり、柱の幅に対する長さの比(以後長さ幅比)が3~4程度の短柱となる。このように断面寸法の大きな柱では、意匠計画に大きな制約を与えるほか、鉄筋コンクリート短柱では脆性的なせん断破壊を起こしやすいという欠点を有するため、柱の断面を小さくし、柱の長さ幅比を大きくすることのできる構造法の適用が望まれる。耐震壁に水平力の大半を負担させる構法や、制振効果が特に高い構法を適用した場合には、柱の長さ幅比が10程度になる可能性さえある。

現行の鉄筋コンクリート構造設計規準(以後RC規準)において、柱の長さ幅比が15以下の場合、軸力の作用による付加的な曲げモーメントを考慮する必要はなく、配筋の詳細に関しても通常用いる柱の設計法の延長として設計できるとされている¹⁾。しかし、このような細長い柱(slender column³⁾⁻⁵⁾、以後細柱)に関して、実際の曲げ挙動、せん断挙動に関する研究は十分に行われていないのが現状である。本報告では、高軸力下の曲げせん断実験により、RC細柱の挙動を詳細に観察し、その変形性能を向上させる方法について検討した結果を記す。

2. 実験概要

実験は2回に分けて行った。1回目のAシリーズの試験体に対する実験では図1、2回目のBシリーズに対しては図2の加力方法を採用した。同一規格の試験体(S39、N09)では、加力方法の違いによる特性の差は認められなかった。

(1) 試験体 図3に試験体の形状及び配筋の例を、表1に試験体一覧を示す。実験のパラメータは、Aシリーズでは主筋比、せん断補強筋比及びせん断補強筋の形状とし、Bシリーズではコアコンクリートの拘束方法とした。またAシリーズでは断面寸法及び高さを同一とし、Bシリーズでは断面寸法、高さ、及び主筋の配筋を同一とした。

(a) Aシリーズ N03、N33及びN63は、主筋比だけを変化させ、N33、N32及び

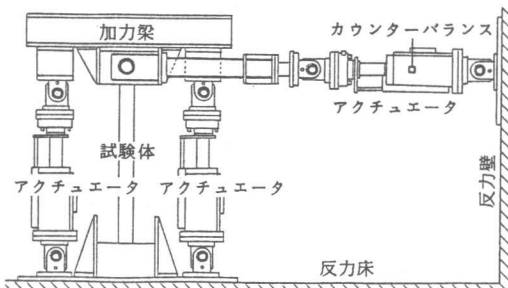


図1 加力装置

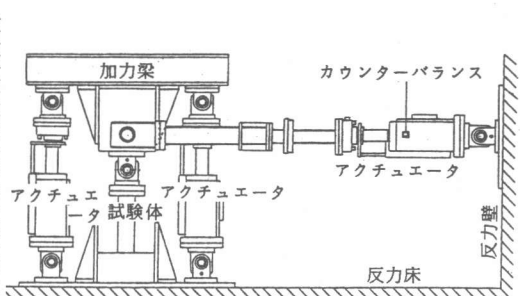


図2 加力装置

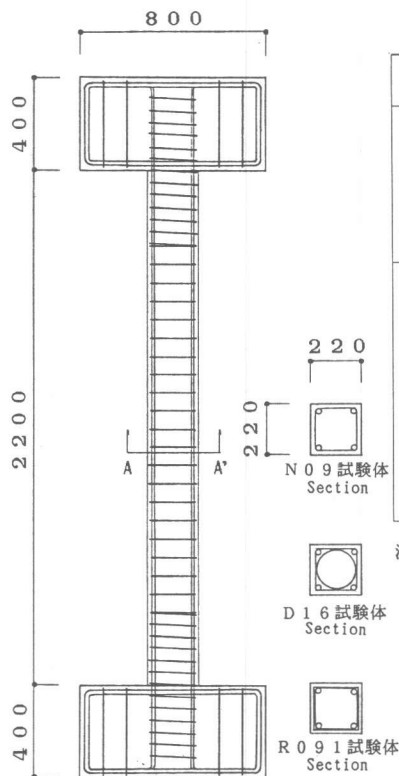


図3 試験体の形状及び配筋の例

表1 試験体一覧

	試験体名	断面 (cm)	柱高さ (cm)	軸方向力 配筋 P_g (%)	せん断補強筋 配筋 P_w (%)
A シリーズ	N03 N33 N63 N32 N36	220	220	4-D10 0.59 4-D13 1.05 4-D16 1.64 4-D13 1.05 4-D13 1.05	D6@104 0.28 D6@104 0.28 D6@104 0.28 D6@156 0.18 D6 @52 0.55
	S36 S39			4-D13 1.05 4-D13 1.05	D6 @52 0.55 D6 @30 0.96
	N09 N12 N16		76	1/3 $bD\sigma_B$ 4-D13 1.05	D6 @30 0.96 D6 @24 1.20 D6 @18 1.60
	H09 H12 H16				W6 @28 0.96 W6 @23 1.20 W6 @17 1.60
	D16 D24				D6 @36 1.60 D6 @24 2.40
	R091 R092 R093				D6 @30 0.96 D6 @30 0.96 D6 @30 0.96

注 1) R092の試験体はN09の被りコンクリートの外側に四角のスパイラルフープを巻いている。

2) 試験体名は下記に従う。

Aシリーズの先頭の英字は

N:せん断補強筋に 135° フック付きフープを使用。

S:柱頭柱脚のせん断補強筋にスパイラルフープを使用。

2番目数字は、使用した主筋の径で

0:D10, 3:D13, 6:D16 を示す。

最後の数字はせん断補強筋比(%)で

2:0.18, 3:0.28, 6:0.55, 9:0.96 を示す。

Bシリーズの先頭の英字は

N:Normal, H:High Steel, D:Double Spiral, R:Ring を示す。

2番目の数字はせん断補強筋比(%)で

09:0.96, 12:1.20, 16:1.6 を示す。

最後の数字はリング筋を使用する本数を示す (R092を除く)。

N36は、せん断補強筋比だけを変化させている。N03～N36は、全てのせん断補強筋に 135° フック付きフープを使用し、柱の上下端より柱幅の 1.5倍に等しい範囲外では、せん断補強筋の間隔を 1.5倍にした。S36とS39は、柱の上下端より柱幅の 2倍に等しい範囲内では、せん断補強筋に角スパイラルフープを使用し、その範囲外では 135° フック付きフープとし、せん断補強筋の間隔を上下端のそれぞれの 1.5倍にした。

(b) Bシリーズ このシリーズでは降伏ヒンジの発生する場所のコンクリートに対する拘束効果を高めるために、4つの方法を選定した。角スパイラルフープのせん断補強筋比を大きくすることによるものをNシリーズ、せん断補強筋の強度を高めることによるものをHシリーズ、角スパイラルフープの中にD6の円スパイラルフープを入れることによるものをDシリーズ、また、Aシリーズで実施した実験においてせん断補強筋の歪分布が最も大きくなった場所(柱脚より18cmの所)をD10のリング筋で補強することによるものをRシリーズと、それぞれ称することにする。ただしR092は、N09の被りコンクリートの外側に角スパイラルフープを巻き付けたものである。またN、H及びDシリーズでは、せん断補強筋比もパラメータとしている。

(2) 加力及び測定方法 水平力は反力壁に取り付けた100(t)アクチュエータにより加力し、鉛直力は反力床に取り付けた2台の100(t)アクチュエータにより加力した。鉛直のアクチュエータ2台は、柱頭のスタブの回転を拘束し、かつ所定の軸力を保持するように制御した。軸力は $(1/3)bD\sigma_B$ (b :柱の幅、 D :柱のせい) の一定とした。ただし σ_B は各実験実施日に圧縮強度試験を行った結果のコンクリート強度である。

図4に加力スケジュールを示す。水平変形は、試験体の相対変形角 R (δ/h 、 δ :柱相対変

形量、 h ：柱内法高さ）を基準とし、 $R=1/400$ で1回、 $R=1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/67$ 、 $1/50$ 及び $1/25$ でそれぞれ正負2回の各繰り返し加力を行った後、更に正方向に $1/12.5$ まで変形させることを原則とした。

測定は、柱頭の水平変位、軸方向変位、及び主要な点の主筋・帯筋の歪について行った。

3. 実験結果

(1) 材料特性 表2に鉄筋の材料特性を、表3にコンクリートの材料特性を示す。

(2) 荷重変形曲線と破壊経過 図5に主要な試験体の荷重変形曲線を示す。同図の縦軸は柱頭に作用する水平力を表示している。図中の負勾配の実線は、各試験体の最大耐力点を通りP- Δ 効果による水平抵抗力の低下を表している。図中の点線は原点を通り上記の実線に平行に引いたものであるから、この点線から荷重変形曲線までの長さが実際に柱に生じるせん断力となる。このようなRC細柱では、大変形になるとP- Δ 効果による付加せん断力が、試験体の水平抵抗力に対して大きな影響をおよぼすことが分かる。

破壊経過に関して、各試験体ではほぼ共通な事項を以下に示す。部材角 $1/200$ のピーク近傍で、柱頭柱脚の加力スタブと柱の境界に、初曲げひび割れが発生した。その後、最大耐力付近（部材角、約 $1/100$ ）で、柱頭柱脚に圧壊が生じ、また圧壊が起こる前後において主筋の降伏が確認された。さらに変形が進むにつれて、被りコンクリートの剝離と同時に柱の保有する耐力が1～2割低下した。繰り返し加力によって柱頭柱脚部のせん断補強筋内のコンクリートが圧壊し、鉛直方向に縮むことにより主筋が座屈し、鉛直力の保持能力を失って試験体の最終的な崩壊が生じた。AシリーズのN03～N36では崩壊時にせん断補強筋のフックが外れていることが確認された。なおひび割れは、柱頭柱脚の加力スタブから40～50cmまでの所に集中しており、試験体中央部では見られなかった。

上記の一般的な項目の他に、最大耐力以降の変形能力に関して、次の特徴を認めることができた。荷重変形曲線中の破線は、最大せん断力の80%のせん断力を表している。同線上で部材角が2%となる位置に、部材の変形能力の優劣判定の目安²⁾として丸印を書き入れてある。部材角2%時の各試験体の水平抵抗力がこの丸印より小さければ変形能力の劣る柱（例：N03、N32）、大きければ変形能力の良好な柱（例：N16、H16）ということになる。

4. 実験結果の検討

(1) ひび割れ荷重、降伏荷重、降伏時の剛性低下率及び曲げ降伏強度について RC規準に記

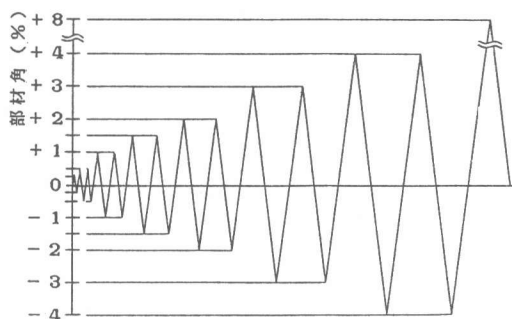


図4 加力スケジュール

表2 鉄筋の材料特性

種別	降伏点 σ_y (kg/cm ²)	引張強度 σ_t (kg/cm ²)	ヤング係数 $E_s \times 10^8$ (kg/cm ²)	伸び (%)	備考
A	D6	3980	5280	1.85	N03～ N36
	D10	3660	5330	1.74	
	D13	3560	5380	2.00	
	D16	3790	5550	1.95	
	D6	3750	4980	2.08	S36 S39
	D13	3700	5470	2.07	
B	D6	3783	5085	1.77	N09～ R093
	W6	14011	14444	1.77	
	D10	3675	5383	1.78	
	D13	3512	5178	2.02	

表3 コンクリートの材料特性

	試験体名	圧縮強度 σ _c (kg/cm ²)	引張強度 σ _t (kg/cm ²)	ヤング係数 E _y ×10 ⁵ (kg/cm ²)	材令 (日)
A シリーズ	N03	33.6	43.4	1.80	31
	N33	31.3	38.4	1.77	20
	N63	30.7	35.8	1.85	16
	N32	32.7	36.3	1.80	23
	N36	32.8	37.1	1.82	27
	S36	31.2	40.3	1.81	24
	S39	34.2	44.5	1.84	33
B シリーズ	N09	31.8	38.8	1.87	31
	N12	30.7	39.6	1.84	34
	N16	30.7	35.8	1.86	36
	H09	30.3	42.3	1.80	38
	H12	31.3	39.9	1.80	41
	H16	30.4	37.8	1.91	43
	D16	30.9	40.2	1.89	48
	D24	30.9	38.3	1.88	50
	R091	31.9	41.4	1.84	52
	R092	30.3	34.1	1.82	57
	R093	30.2	36.3	1.83	55

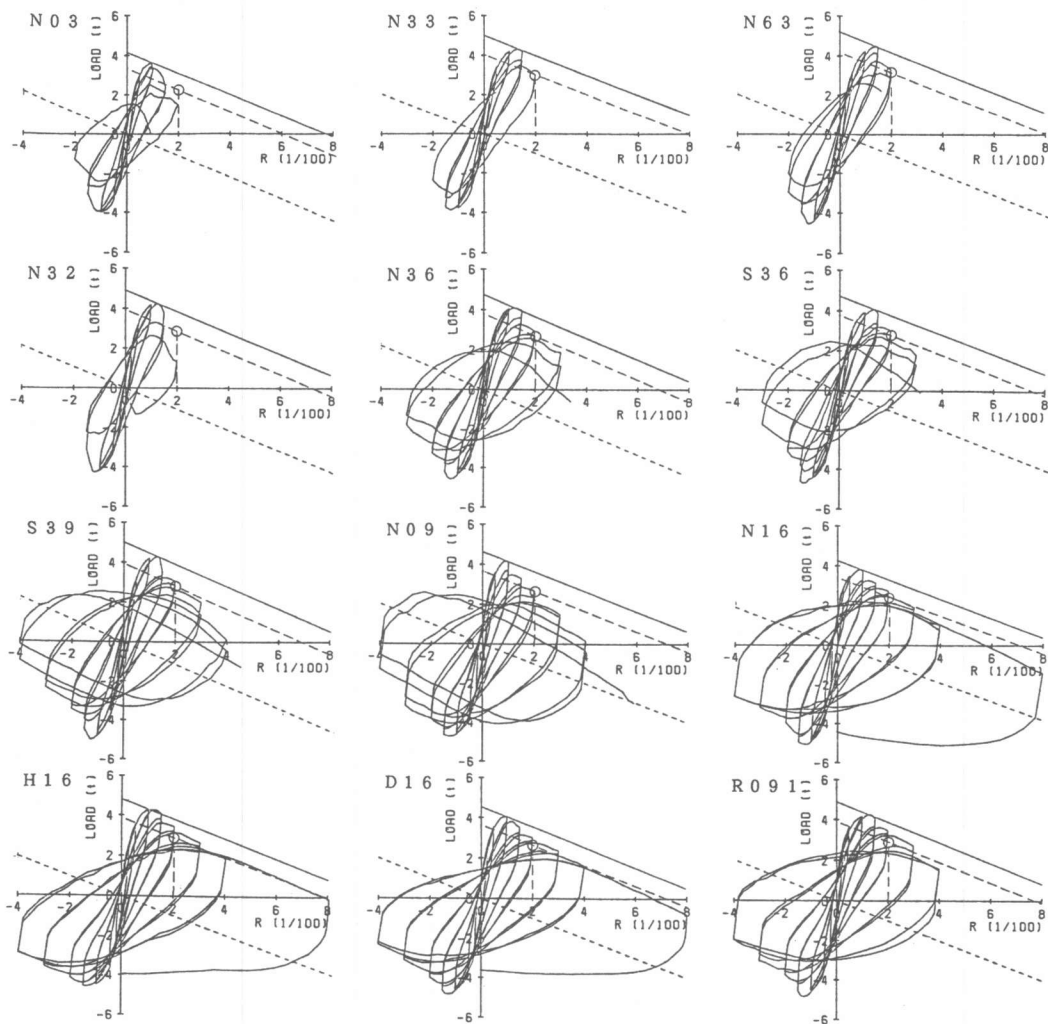


図5 主要な試験体の荷重変形曲線

載されている式による計算値と実験値（Aシリーズ）を比較し、それぞれの式のRC細柱に対する適用性について検討した。従来からの柱の実験ではP-Δ効果の影響が小さいと考えて、柱頭に作用する水平荷重をそのまま柱に生じるせん断力とみなしていると考えられるが、今回の実験における荷重値としては、柱のせん断力を採用している。なお、降伏荷重と降伏時の剛性低下率の図は、RC標準にある図に、今回の実験データを付け加えたものである。

（a）ひび割れ荷重^{1)・p60} 図6にひび割れ荷重の比較（正荷重時）を示す。ひび割れ荷重は、S36を除いて実験値の方が計算値より高く、実験値の計算値に対する比は、平均すると正荷重時で1.25となる。また

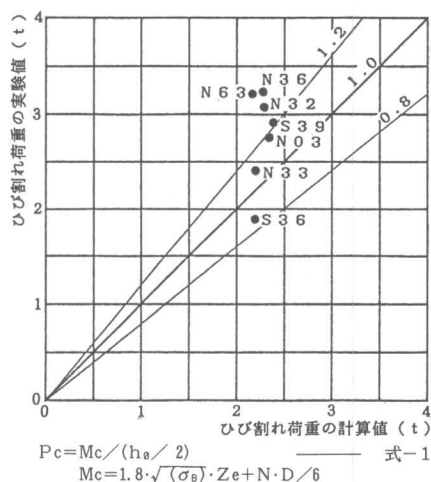


図6 ひび割れ荷重の比較

負荷重時では1.20となる。このことよりRC細柱においても式1は、おおむね適用が可能と考えられる。

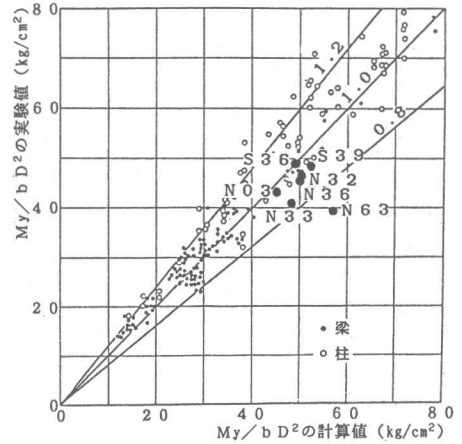
(b) 降伏荷重¹⁾、p61 図7に降伏モーメントの比較を示す。降伏モーメントは、いずれの試験体も実験値が計算値より低く、実験値の計算値に対する比は平均すると0.88となり、RC細柱に対しても式2で推定できると考えられる。

(c) 降伏時の剛性低下率¹⁾、p62 図8に降伏時の剛性低下率の比較を示す。同図から、剛性低下率は、計算値より実験値の方が大きくなっており、±30%の範囲に入っているのはN32だけで、実験値の計算値に対する比は平均すると1.86となり、RC細柱に対して式3を適用することは適当でないといえる。柱頭柱脚部のせん断補強筋の形状をスパイラルフープとしたS36とS39は実験値が大きくなる傾向が大きい。この理由は、式3が実験結果の分散分析から因子として $n \cdot p_t$ 、 a/D 及び η_0 の3つを含む回帰式となっており、拘束筋の効果を考慮していないためであると考えられる。

(d) 曲げ終局強度¹⁾、p611 図9に曲げ終局強度の比較(正荷重時)を示す。曲げ終局強度について、実験値(最大耐力時)の計算値に対する比は、平均すると正荷重時で0.93、負荷重時(図は省略)で0.95となり式4を適用できると考えられる。

(2) せん断耐力について 日本建築学会ではRC建築物の新しい耐震設計法を検討中であり、日本でも靱性に依存する耐震設計法の提案がなされ、1988年にその案²⁾が発表されたが、その中で、柱・梁のせん断強度を算定する際に、マクロモデルによる理論計算式を用いる点に大きな特徴がある。ここではマクロモデル(A法、保証変形=2%)と広沢式⁵⁾によるせん断耐力を計算し、実験による試験体の変形能力との関係について考察する。表4にマクロモデル、広沢式によるせん断耐力と実験による最大耐力との比較を示す。ただし試験体は、主筋が同一でせん断補強筋に角フープを用いているものを対象とした。

N33、N32の試験体は、広沢式による計算値は実験値に比べて十分に大きなせん断耐力を有するにもかかわらず、脆性的な破壊を示した。マクロモデルによる式ではせん断耐力の評価値が低く、実験における



$$P_y = M_y / (h_0 / 2) \quad \text{式-2}$$

$$M_y = \{g_1 \cdot q + 0.5 \cdot \eta_0 \cdot (1 - \eta_0)\} \cdot \sigma_s \cdot b \cdot D^2$$

図7 降伏モーメントの比較

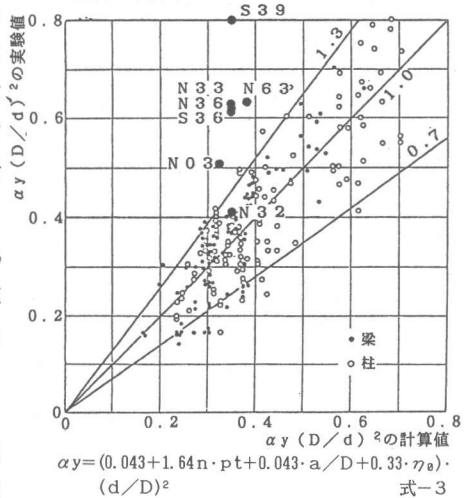


図8 降伏時の剛性低下率

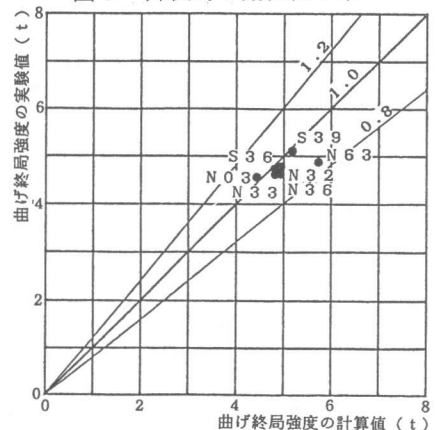


図9 曲げ終局強度の比較

$$P_u = M_u / (h_0 / 2) \quad \text{式-4}$$

$$M_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot \{1 - N / (b \cdot D \cdot \sigma_s)\} \quad (N/bD \leq 0.4 \sigma_s \text{ の時})$$

変形能力の低下に対応しており、RC細柱に対する適用性は広沢式に比べて高いと考えられる。

しかし、N36、S36試験体では、せん断耐力の計算値が高いにもかかわらず、変形能力としては十分ではなく、せん断補強筋によるヒンジゾーンの拘束についても考慮する必要がある。

(3) RC柱端ヒンジゾーンの拘束について

今回の実験でも分かったように、コアコンクリートを拘束すると変形性能が向上するが、この拘束筋に関しては、拘束の方法が多様なこともあって、主に経験的にその必要性と、配筋の具体的な手法が示されている。UBC³⁾、ACI⁴⁾及びNZS⁵⁾の各コードでは、柱の被りコンクリートが剥落した後、コアコンクリート部分が同じ最大強度を持つために必要とする鉄筋量として、式7により特別横補強筋の量を求めている。表5にUBC及びNZSによる必要拘束筋量の算定結果を示す。

同表から、実験の横補強筋がUBCで求めた必要鉄筋量より大きい試験体(S39~H16)は、本実験のように比較的大変形(部材角で4%)に追従する試験体に相当していることが分かる。特に、必要量に対して多く配筋されたHH16試験体では、被りコンクリートの剝離によるせん断耐力の低下だけが認められる。このことからUBC及びNZSによる必要鉄筋量の計算式が、RC細柱のせん断補強筋の設計に有効である。

5. 結論

- (1) RC細柱においては荷重変形関係に対するP-Δ効果による影響が大きい。
- (2) RC規準に記載してある各種強度算定式を用いて、ひび割れ荷重、降伏荷重及び曲げ降伏強度は適用が可能であるが、降伏時の剛性低下率は適用できない。
- (3) RC細柱のせん断補強筋をマクロモデル、広沢式のせん断耐力式に基づいて決定した場合には、最大耐力以後に十分な靱性が得られない場合がある。
- (4) UBC及びNZSによる必要鉄筋量の計算式は、RC細柱の柱頭柱脚のヒンジ拘束に必要なせん断補強筋の算定に有効である。

《参考文献》 1)鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1988)

2)鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説(1988)

3)Uniform Building Code(1982)

4)ACI Building Code 318(1983)

5)New Zealand Standard NZS 3101, Part 1(1982)

6)広沢雅也、他:軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度と粘り(その2 既往の資料に関する検討)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1971、pp. 819~820

表4 マクロモデル、広沢式及び実験値のせん断耐力の比較

試験体	横補強筋	σ_{wy} (kg/cm ²)	$p_w(\%)$	マクロ モデル V_u (t)	広沢式 Q_{su} (t)	実験値 (t)
N33	D6@104	3750	0.28	5.0	8.0	3.4
N32	D6@156	3750	0.18	3.7	7.4	3.9
N36	D6 @52	3750	0.55	8.4	9.3	4.5
S36	D6 @52	3750	0.55	8.4	9.3	4.6
S39	D6 @30	3750	0.96	13.6	10.8	4.6
N09	D6 @30	3750	0.96	13.6	10.8	4.2
N12	D6 @24	3750	1.20	16.6	11.5	4.1
N16	D6 @18	3750	1.60	21.6	12.5	3.8
H09	W6 @28	6000	0.96	20.8	12.4	4.1
H12	W6 @23	6000	1.20	25.7	13.3	4.0
H16	W6 @17	6000	1.60	33.8	14.6	4.3

∴135° フック付きフープ、∴:スパイラルフープ

$$V_u = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_s / 2 \quad \text{式5}$$

$$Q_{su} = (0.12 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (180 + F_c) / (M / Q_d + 0.12) + 2.7 \sqrt{(P_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot 0.1 \cdot N / b D}) \cdot b \cdot j \quad \text{式6}$$

表5 UBC及びNZSによる必要拘束筋量の算定結果

試験体	せん断 補強筋	同間隔 (cm)	同断面積 (cm ²)	σ_{wy} (kg/cm ²)	UBC A _{sh} (cm ²)
N33	D6	104	0.64	3750	2.02
N32	D6	156	0.64	3750	3.04
N36	D6	52	0.64	3750	1.01
S36	D6	52	0.64	3750	1.01
S39	D6	30	0.64	3750	0.58
N09	D6	30	0.64	3750	0.58
N12	D6	24	0.64	3750	0.47
N16	D6	18	0.64	3750	0.35
H09	W6	28	0.56	6000	0.34
H12	W6	23	0.56	6000	0.28
H16	W6	17	0.56	6000	0.21

NZSのA_{sh}はUBCの1.095倍である。

UBC、ACIでは 式7

矩形フープの全断面積A_{sh}は

$$A_{sh} = 0.30 \cdot s_h \cdot h_c \cdot (A_g / A_c - 1) \cdot F_c / \sigma_{wy}$$

以上、かつ

$$A_{sh} = 0.12 \cdot s_h \cdot h_c \cdot F_c / \sigma_{wy}$$

以上、式中でs_hはフープ間隔で4in(10cm)以下

NZSでは上記の値を0.5+1.25・P_e/φ・F_c・A_g倍する

A_g:全断面積 ----- 22×22=484 (cm²)

h_c:コアの幅 ----- 19 (cm)

A_c:スパイラル外周を含むコア断面積 ----- h_c×h_c (cm²)

P_e:鉛直荷重と地震力とによる圧縮軸力 A_g×F_c/3=51.6 (t)

F_c:コンクリートの設計基準強度 ----- 320 (kg/cm²)

σ_{wy}:横方向鉄筋の規格降伏強度 ----- 表中

φ:強度低減係数 ----- 0.7