室蘭工業大学
学術資源アーカイブ
Muroran Institute of Technology Academic Resources Archive

らせん鉄筋柱のせん断抵抗性状について(せん断)

メタデータ	言語: jpn 出版者: 日本コンクリート工学協会 公開日: 2022-03-29 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 荒川, 卓, 賀, 明玄, 荒井, 康幸, 溝口, 光男 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/00010497

Japan Concrete Institute

コンクリート工学年次論文報告集 10-3 1988

論 文

[2103] らせん鉄筋柱のせん断抵抗性状について

正会員 ○荒川 卓（室蘭工業大学工学部）
正会員 賀 明玄（太原工業大学土木系）
正会員 荒井康幸（室蘭工業大学工学部）
正会員 溝口光男（室蘭工業大学工学部）

1．はじめに

日本建築学会における鉄筋コンクリート部材の剪断設計法を、現行の実験式に基づく実用設計法から、理論式に基づく剪断設計法に移行させようとする機運が1980年代頃[1]より高まり、最近これが熟しようとしている[2]。この場合の剪断抵抗は、アーチ機構による剪断耐力とトラス機構による剪断耐力との和によって表わされているが、提案された設計式には軸方向力の影響が含まれていない[3]。

本論文は、らせん鉄筋で補強された正八角形断面柱の剪断抵抗性状に及ぼす、剪断スパン比やコンクリート強度、並びに、軸圧の大小やらせん鉄筋間隔の影響を繰返し加力実験によって検討し、上記提案による設計式計算値と本実験値とを比較すると同時に、既往の剪断実験資料を含めて提案式の適合性を検討することを目的とする。

2．実験概要

2.1 試験体

図－1に示すように、Ｉの字形の梁付き柱模型14体よりなる。柱断面は、一辺が11.4cm（柱見掛け幅27.5cm）の正八角形とし、その断面内にはＤ16の軸方向鉄筋を円形に配置（鉄筋比はp_g＝3.81%）し、6φのらせん鉄筋によって剪断補強を行った。試験体の種類は表－1に示すように、らせん鉄筋間隔３種、コンクリート強度Fc３種、柱の内法高さho３種、軸圧$\sigma_0$３種とし、らせん筋間隔35mmの２体とhoが120cmの２体以外の柱１0体については、正方形断面柱に換算して求まる強度値を基に、剪断で破壊する様に計画した。

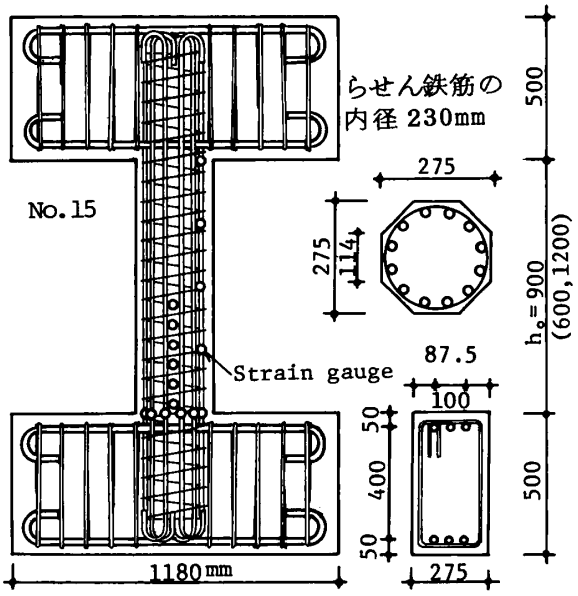
2.2 使用材料の性質と試験体の製作

表－2には使用材料の性質を示した。

試験体の製作には、メタルフォームを用い

表－1 試験体の種類

柱内法高 h_0 (cm)		60	90			120
らせん筋@ (mm)		75	ナシ	75	35	75
主筋 12-D16	σ_0= 0 Fc=300	—	—	15	16	—
	σ_0=35 Fc=200	—	—	22	—	—
	σ_0=35 Fc=300	17	18	19	20	21
	σ_0=35 Fc=400	—	—	23	—	—
	σ_0=70 Fc=200	—	—	27	—	—
	σ_0=70 Fc=300	24	—	25	—	26
	σ_0=70 Fc=400	—	—	28	—	—



図－1 試験体の詳細

表－2 使用材料の性質

	種別	断面積 (cm²)	σ_y (kg/cm²)	σ_m (kg/cm²)	伸び率 (%)	ヤング率と用途 (×10⁶kg/cm²)
鉄筋	6φ	0.277	3890*	5890	12.7	2.12 らせん筋
	D10	0.713	3890	5540	25.5	— あばら筋
	D16	1.986	3700	5460	26.6	1.83 柱主筋
	D19	2.865	3610	5370	24.8	— 梁主筋
コンクリート	海砂2.5mm以下，比重2.62。川砂10mm以下，比重2.69。スランプ18cm，W／C＝0.72(Fc＝200)，1：2.73：4.11 W／C＝0.59(Fc＝300)，1：2.15：3.23 W／C＝0.46(Fc＝400)，1：1.19：2.54					

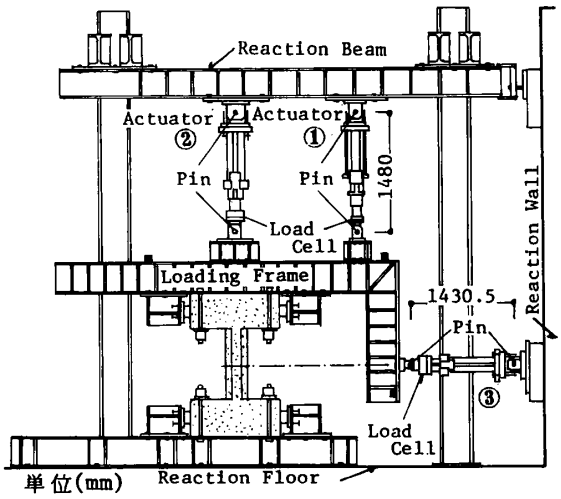
＊ 残留歪0.2%の時の値

NII-Electronic Library Service

て平打ち込みとし、打設３日目に脱型して所要強度の約65%を発揮するまでビニールシートで密封養生を行い（強度試験用供試体も同一養生）、以後実験室内に放置して、材令35～42日で試験を行った。

2.3　加力装置

図－２に示すように、Ｌ型フレームを介して柱に水平力（③号機による）と軸力（②号機による）とを加える。アクチュエータ①はＬ型フレームの回転制御用である。柱に作用する剪断力には、①と②アクチュエータの角度変化による影響を考慮した。尚、Ｌ型フレームの■印３カ所には、作用水平力の直交方向に振れ防止用の振れ止めを設けた。



図－２　加力装置

2.4　繰返し方法と計測方法

全試験体とも、正負繰返し時の変位が２mm毎の漸増による繰返しを原則としたが、柱の内法高さが90cmの柱では9サイクル目以後は３mm毎の漸増に、120cmの柱では13サイクル目以後を４mm毎の漸増に変更した。柱に作用する水平力や軸方向力の検出には、それぞれの装置に内蔵されたロードセルを用いた。柱の水平変位の計測には、上下の梁材軸中心線位置の両側面に固定した４個の差動トランスを用いた。又、図－１の○印位置の鉄筋表面には、検長２mmのワイヤストレインゲージを貼付し、その歪度を計測した。これらの計測値は、パーソナルコンピュータを通じてフロッピーディスクに記録した。

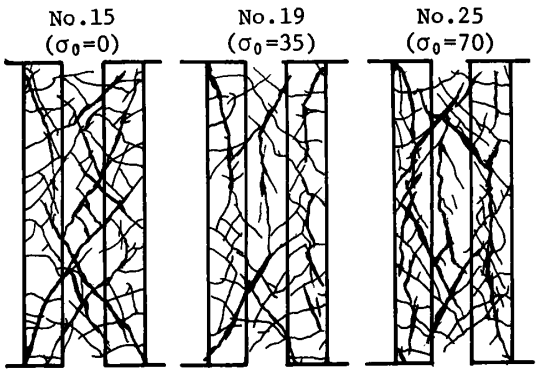
３．実験結果

3.1　破壊に至る経過

加力後間もなく、柱上下端と梁面との付け根部分に曲げひび割れが最初に発生する。その後、柱上下端部より見掛け上の柱せいＤとその約1/2の範囲内にも曲げひび割れが1～2本発生し、曲げ剪断ひび割れ状へと進展するが、同時にこの範囲に剪断ひび割れも発生する。更に繰返し回数が増加すると、柱上下の隅部分を結ぶ対角線方向の斜めひび割れが柱全長にわたり数多く発生するが、No.16,20,21及び26の4体以外の柱は、斜めひび割れ幅の拡大と開口を伴って最大荷重に達した。その後の繰返しによって斜めひび割れは図－３に示すような主筋沿いのひび割れ状に連続し、図－４に示すように保持力が急激に低下した。しかし、上記４本の柱では、斜めひび割れ幅が拡大・開口することなく、柱上下端部のコンクリートの圧潰によって最大荷重を示し、以後の繰返しに対しても保持力は急激に低下することなく、極めて良好な靭性を示した。

3.2　鉄筋の歪度

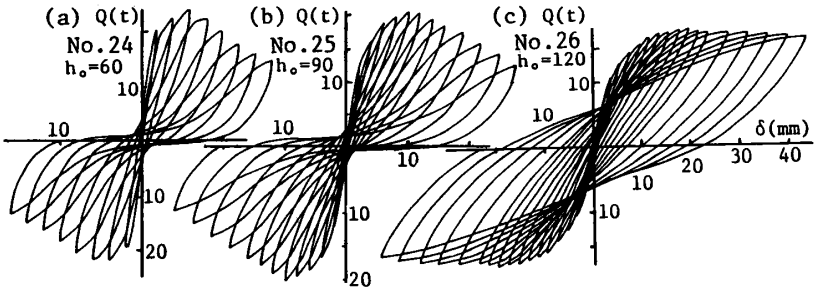
曲げ破壊を生じた４体は、最大荷重に至るまでの間に、柱頭・柱脚部の梁面位置における主筋は総て降伏した。これに対し、剪断破壊を生じた柱では、No.17,18,19,22及び24の５体の主筋は最終時まで降伏しなかったが、他の５体の柱では、最大荷重時前後に１～２段目の主筋が降伏に至った。一方、らせん鉄筋については、剪断破壊を生じた総ての柱が最大荷重に至る直前で降伏に達した。



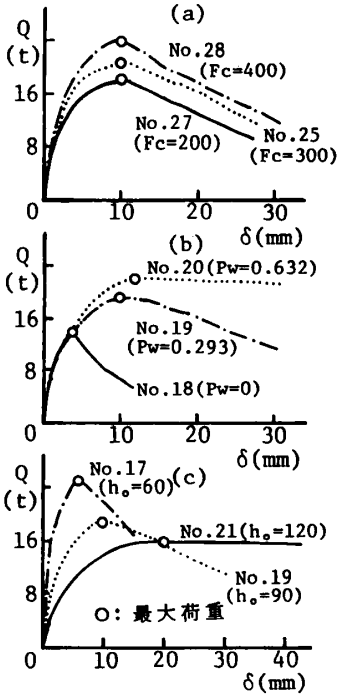
図－３　破壊状況

NII-Electronic Library Service

Japan Concrete Institute



図－4　荷重－変位曲線



図－5　変位包絡線

3.3　荷重－変位曲線

図－5には、荷重と変位包絡線（正負平均値）を比較した。

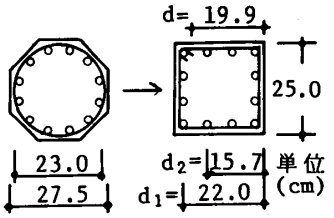
(a)図のように、コンクリート強度の増大に伴って剪断耐力は大きくなるが、らせん鉄筋量や軸圧が一定であれば、耐力時の変位や耐力以後における保持力の低下率はほぼ一定である。

(b)図に示したように、らせん鉄筋間隔を密にすることによって、剪断耐力を高め、曲げ破壊に移行させることが出来る。

(c)図に示したように、hoが大きい場合には剪断耐力は低下し、曲げ破壊形に移行し易くなる。

3.4　剪断ひび割れ強度

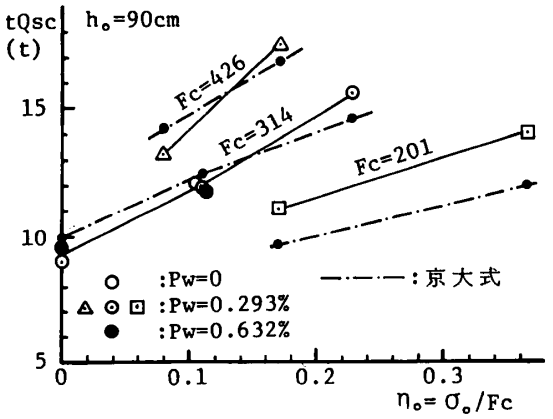
表－3には試験成績の一覧を示した。表中、剪断ひび割れ荷重は、観察による荷重と、らせん鉄筋の歪度計測結果より推定した荷重との正負平均値である。又、本実験値を既往の計算式に適用するに際しては、図－6に示すように、正八角形断面柱の断面積や主筋及びらせん鉄筋のサイズ、本数、断面積がそれぞれ等しい正方形断面の柱に置換した値を採用した。



図－6　置換断面

図－7には、剪断ひび割れ発生時の剪断力実験値tQscと軸圧係数η_o（$=\sigma_o/Fc$）の関係を示した。図中には、京都大学の提案[4]による（1)式の計算値を破線で併記した。

図示のように、軸圧の増加に伴って実験値はほぼ直線的に増大し、FcやPwが変化してもこの増大傾向には変りなく、（1)式計算値の傾向とほぼ類似している。



図－7　tQscと軸圧係数

今、Ae：有効引張鉄筋断面積、m：引張鉄筋本数、Ft：コンクリート引張強度、n：ヤング係数比、Ast：引張鉄筋の断面積、$j=7d/8$, $Q_o=M_o/a$, $M_o=\sigma_o Ieq/(d-0.5D)$、$\sigma_o=N/Aeq$, $Ieq=(bD^3/12)+2(n-0.5D)^2\cdot(n-1)\cdot Ast$, $Aeq=bD+2(n-1)\cdot Ast$ とすると、（1)式は次式で表わされる[4]。

$$mwQsc=(9.11+0.0716Ae/m)\cdot Ft\cdot b+\{1-(d-0.5D)\cdot n\cdot Ast\cdot j\cdot Ieq\}\cdot Q_o \cdots\cdots(1)$$

尚、本実験値に前報[5]の実験値を含め、合計28個の資料の（1)式計算値に対する比較を行った結果、両者の比は0.92～1.28の範囲にあり、平均1.098, 標準偏差0.109、変動率は9.9%となって、比較的よく一致する傾向を示した。

3.5　終局剪断強度

日本建築学会のRC耐震設計小委員会では、部材の剪断耐力Quを次式で表している[3]。

NII-Electronic Library Service

表－3　試験成績一覧

柱の No	h_0 cm	軸圧 σ_0	フープ @ mm	Pw (%)	Fc(Ft) kg/cm²	η_0 $=\sigma_0/Fc$	剪断ひび割れ時 $_tQ_{sc}$ t	δ_{sc} mm	$_{mw}Q_{sc}$ t	剪断破壊時 $_tQ_{su}$ t	δ_{su} mm	Q_u (B法)	$\frac{_tQ_{su}}{_cQ_{fu}}$	破壊
15	90	0	75	0.293	326(32.4)	0	9.01	2.82	9.85	17.82	14.14	15.83	0.99	S
16	90	0	35	0.632	319(33.3)	0	9.56	3.22	10.13	17.97*	14.02*	(2.04)	1.00	F
17	60	35	75	0.293	319(28.9)	0.110	14.58	1.20	12.67	24.55	6.05	18.65	0.73	S
18	90	35	—	0	317(31.6)	0.110	12.05	2.80	12.20	13.48	4.02	12.20	0.60	S
19	90	35	75	0.293	318(32.9)	0.110	12.00	2.84	12.55	18.69	9.64	18.52	0.83	S
20	90	35	35	0.632	299(31.3)	0.117	11.95	2.62	12.03	21.45*	12.04*	(1.77)	0.96	F
21	120	35	75	0.293	311(30.0)	0.113	10.89	5.63	11.06	15.73*	20.04*	(2.16)	0.94	F
22	90	35	75	0.293	209(23.8)	0.167	11.05	2.82	9.63	17.10	10.08	15.60	0.80	S
23	90	35	75	0.293	430(37.5)	0.081	13.34	2.94	14.09	21.84	12.07	20.06	0.95	S
24	60	70	75	0.293	317(25.8)	0.221	18.66	1.60	15.47	22.83	5.93	21.46	0.59	S
25	90	70	75	0.293	303(31.1)	0.231	15.50	3.63	14.51	20.25	10.11	20.50	0.80	S
26	120	70	75	0.293	315(29.0)	0.222	12.50	5.79	12.69	17.64*	20.17*	(2.64)	0.92	F
27	90	70	75	0.293	193(23.2)	0.363	13.96	3.44	11.78	17.83	10.07	17.76	0.79	S
28	90	70	75	0.293	421(38.0)	0.166	17.41	3.66	16.90	23.61	10.06	22.88	0.88	S

S：剪断破壊，F：曲げ圧縮破壊，（ ）内は塑性率，＊：曲げ破壊時の値

$_cQ_{fu}=\{0.8_1a_t\sigma_yD+0.5\sigma_0bD^2(1-\eta_0)+_2a_t\sigma_yD(d_2/D-\eta_0-0.5_2a_t\sigma_y/bDFc)\}2/h_0$

今、トラス機構による剪断耐力をQut，アーチ機構による剪断耐力をQuaとすると、

$$Qu=Qut+Qua \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに、$Qut=\cot\phi\cdot Pw\cdot\sigma wy\cdot b\cdot j$ ……(3)、　$Qua=\alpha\cdot(1-\beta)\cdot b\cdot D\cdot\nu\cdot Fc$ ……(4)

ϕはトラス機構における圧縮材の材軸に対する角度、Pwは剪断補強筋比（＝aw／bs）、σ wyは補強筋の降伏強度、b，Dは部材の幅とせい、jは主筋間距離、Fcはコンクリートの圧縮強度、νはコンクリートの有効圧縮強度係数である。又、アーチ機構におけるコンクリート圧縮束の材軸に対する角度をθ、部材の長さをLとして、上式中の諸係数を次のように与えている。

A法による場合には、

$2\alpha=\tan\theta=\sqrt{(L/D)^2+1}-L/D$、$\nu=0.6$,

$\beta=(1+\cot^2\phi)\cdot Pw\sigma wy/\nu Fc$，$\cot\phi$は1～2の値で次の3つのうち小さい方の値を採用する。

a) $\sqrt{(\nu Fc/Pw\sigma wy)-1}$，b) $j/D\tan\theta$，c) 2。

B法による場合には（文献6)参照）、

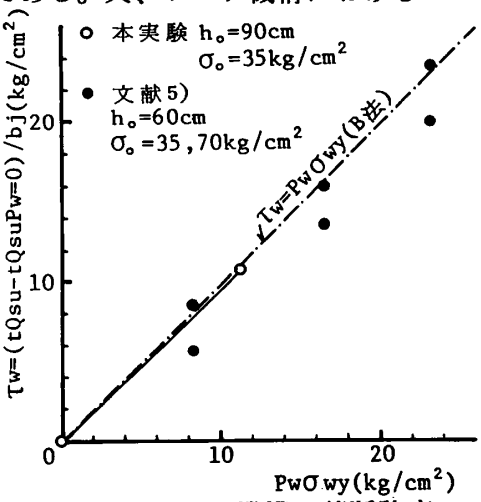
$2\alpha=\tan\theta=\sqrt{(2M/QD)^2+1}-(2M/QD)$，

$\beta=2Pw\cdot\sigma wy/\nu\cdot Fc$，$\nu=(2M/QD+1)/4$。

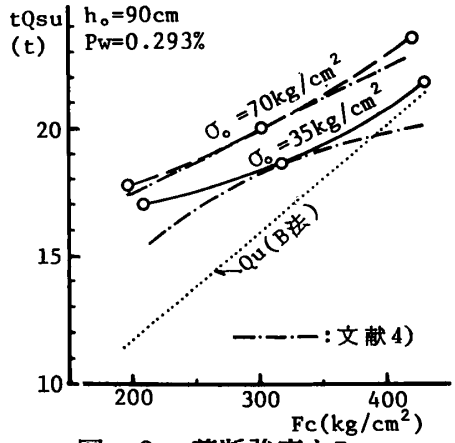
ただし、νは0.5～1.0，$\cot\phi=1$　とする。

図－8には、補強筋柱と無補強柱との終局剪断耐力実験値の差をbj（j=7d/8）で除した値を図示したが、図中には前報[5]の資料を含めてプロットした。又、上記B法によるトラス機構の剪断強度を併記した。図示のように、実験値はB法計算値に比較的良く一致しているので、以後は、主としてB法計算値に対する実験値の比較を行う。

図－9は、剪断強度実験値とFcの関係を示したもので、図中にはB法と文献4)の計算値とを併記した。何れの場合にもFcの増加に伴って剪断強度は増大するが、B法による強度の増分率は、実験値に対してやや過大である。



図－8　トラス機構の剪断強度

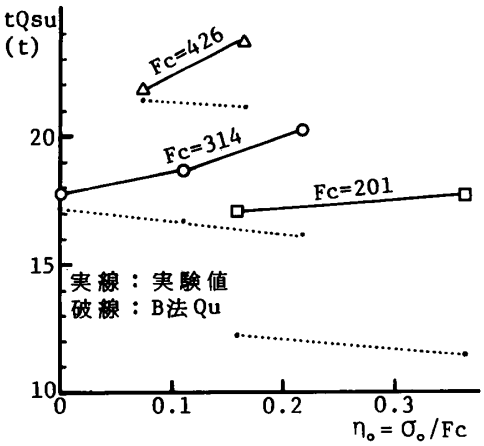


図－9　剪断強度とFc

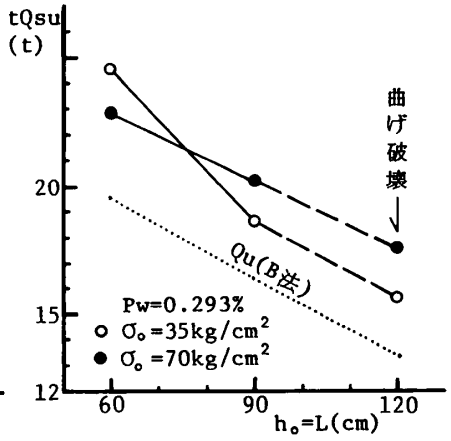
NII-Electronic Library Service

Japan Concrete Institute

図ー10には、剪断強度とη_0の関係を示した。剪断強度は軸圧の増加に伴って増大するが、Fcが低くなるのに伴ってその増分率が少なくなる傾向がある。周知の様に、B法計算値には軸圧の影響が無視されているために、実験値の傾向とは異なり、特にFcの低い柱ほど実験値と計算値との差が大きい。

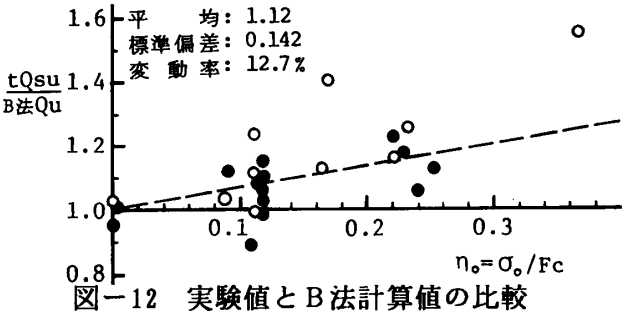


図ー10　剪断強度と軸圧



図ー11　剪断強度とho

図ー11は、剪断強度と柱内法高さhoとの関係を示したもので、曲げ破壊した柱の値を参考値として併記した。図示のように、hoの増大に伴って剪断強度実験値が減少する傾向は、B法計算値の傾向と類似している。尚、曲げ破壊を生じた柱4体については、多段配筋柱とした曲げ強度計算値（表-3の脚注参照）にほぼ近似している。又、破壊時の塑性率は1.8～2.6であり、耐力以後の塑性率が4.5においても保持力は殆んど低下せず、極めて良好な靭性を示した。



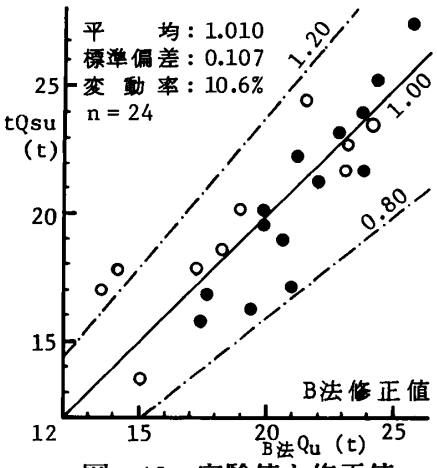
図ー12　実験値とB法計算値の比較

図ー12は、剪断強度実験値のB法計算値に対する比を軸圧係数別に示したものである。図示のように、軸圧の増大に伴い両者の比が上昇しており、この影響を考慮することの必要性を示唆している。

3.6　剪断強度に及ぼす軸圧の影響

図ー8に示したように、本実験に関しては、トラス機構としての負担剪断力が軸圧の大小にはあまり大きな影響を受けず、cotϕ＝1としたB法による(3)式に適合しているのでこの値を採用することとする。そして、アーチ機構による負担剪断耐力(4)式が軸圧の影響を受けるものとし、軸圧による剪断耐力の増分は軸圧係数η_0に比例するものと仮定する。このことは、アーチ機構の圧縮束におけるコンクリートの圧縮応力が、軸圧によって、(1+η_0)倍に増加することを意味する。又、実験値に対しては、終局強度実験値より(3)式による補強強度を差し引いた残余の強度を、B法によるアーチ機構の耐力によって除した値が(1+η_0)倍になることに相当する。

図ー13には、上記のように(1＋η_0)によってアーチ機構による負担剪断耐力を修正したB法計算値と本実験値とを比較した。図示のように、本実験の範囲内ではこの修正値に近似する傾向を示しているが、η_0の適用限界については、東京工業大学[7]における研究成果を参考に、ここではη_0＝0.4程度の値を限界と考えたい。



図ー13　実験値と修正値

3.7　設計式の既往の資料に対する適合性

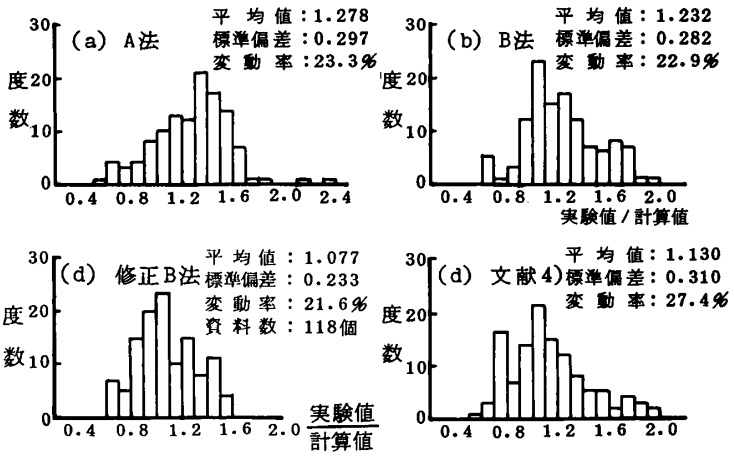
A法、B法、修正B法及び文献4)による諸計算値の実

NII-Electronic Library Service

Japan Concrete Institute

験値との適合性を検討する。対象とした実験資料は、文献5)～16)のうち、次に記す条件を有する柱合計118体である。

a) 断面積が400cm²以上で剪断破壊を生じた柱。b) 普通コンクリートでFc＝186～466kg／cm²。c) 特殊な剪断補強柱を除く（降伏強度2130～16300kg／cm²で高強度鉄筋は25Fcとする）。d) 主筋は3400～9800kg/cm², Pt＝0.69～2.70%。e) M/QD＝0.5～3.0。



図－14 諸計算式の適合性

図－14には、諸計算値に対する実験値の度数分布を示したが、c）図のように、軸圧力の修正を行ったB法の結果が4種のうちでは最も良い適合性を示した。

4．おわりに

以上のように、らせん鉄筋柱に関する剪断実験の結果、a) 剪断補強筋の効果は、B法によるトラス機構としての剪断耐力（3)式で評価出来ること、b) 剪断耐力実験値は、A法の計算値よりもB法の計算値に近似するが、アーチ機構による負担剪断耐力（4)式に軸圧の項（$1+\eta_0$）を乗じてB法を適用することにより、更に実験値に近似出来ること、などを知ったが、η_0の適用限界については、更に検討を要しよう。

本研究は、昭和62年度文部省科学研究費補助金により行ったもので、卒論生として実験に協力された 田中聡、吉田稔両君を始め、研究室員の方々に謝意を表します。

参考文献

1) 南宏一：せん断を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について，日本コンクリート工学協会，RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム，1982. 6,pp. 1～16。
2) 日本建築学会・鉄筋コンクリート構造運営委員会：パネルデイスカッション・鉄筋コンクリート構造物の終局強度型耐震設計法，建築雑誌，1987. 8,pp. 102～104。
3) 南宏一，渡辺史夫：RC耐震部材のせん断設計式の開発（日本建築学会RC耐震設計小委員会せん断WGの考え方），日本コンクリート工学協会，RC耐震壁のマクロモデルとFEMミクロモデルに関するパネルデイスカッション論文集，1988. 1,pp. 21～40。
4) 六車熙，渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究（その1），日本建築学会論文報告集第332号，1983. 10,pp. 57～65。
5) 荒川卓，賀明玄，荒井康幸，溝口光男：らせん鉄筋補強コンクリート柱の終局せん断強度について，コンクリート工学年次論文報告集9－2,1987,pp. 299～304。
6) 南宏一，倉本洋：鉄筋コンクリート部材のせん断設計式，コンクリート工学年次論文報告集，9－2, 1987,pp. 347～352。
7) 黒正清治他：高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能評価に関する研究（その1と6），建築学会大会梗概集，1983. 10,pp. 2109～2110,1984. 10,pp. 1731～1732。
8) 昭和47年度総合技術開発プロジェクト新耐震設計法の開発資料，建設省建築研究所。
9) 黒正清治他：鉄筋コンクリート円形断面部材のせん断強度と変形性状に関する実験研究，日本建築学会大会梗概集，1979. 9,pp. 1255～1256。他関連論文，1980. 9,pp. 1727～1728。1982. 10,pp. 1247～1248。
10) 福島稔他：高層鉄筋コンクリート造骨組を対象とした柱及びはり部材のせん断実験（その1），日本建築学会大会梗概集，1986. 8,pp. 165～166。
11) 田中弥寿雄他：繰り返し加力を受ける鉄筋コンクリート短柱の破壊性状に関する研究（その2），日本建築学会大会梗概集，1985. 10,pp. 391～392。
12) 狩野芳一他：高軸圧下における鉄筋コンクリート柱の耐力及び変形能に関する調査及び検討（その1），日本建築学会大会梗概集，1985. 10,pp. 445～446。
13) 村内明他：鉄筋コンクリート柱のせん断補強に関する実験的研究，日本建築学会大会梗概集，1984. 10,pp. 1759～1760。
14) 菅野俊介他：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱及び架構に関する実験的研究，（その2）柱の曲げせん断実験結果，日本建築学会大会梗概集，1985. 10,pp. 147～148。
15) 伊藤光康他：鉄筋コンクリート円形断面柱の復元力特性に関する実験研究，（その1 実験概要），日本建築学会大会梗概集，1986. 8, pp. 403～404。
16) M.J.N.Priestley,et.al., "Ductility of Spirally—Confined Concrete Columns," Journal of the Structural Division,ASCE, Vol.107, No.ST1, Jan.,1981, pp.181～202.

NII-Electronic Library Service