

鉄筋コンクリート部材のせん断補強に関する実験的研究

武田 寿一
竹本 靖
吉岡 研三

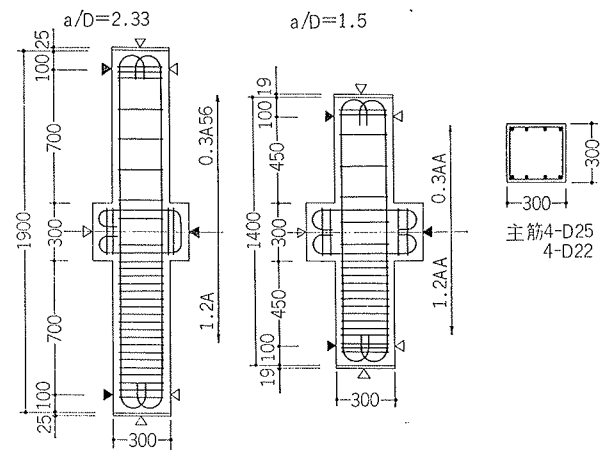
概要

十勝沖地震以来、鉄筋コンクリート構造物のせん断破壊の防止が、大きな問題となっている。本報では、せん断補強を十分行なうことによって、鉄筋コンクリート部材の耐力、変形能を増大させることを目的として、通常の構造物の柱に相当する場合とさらに短い柱に相当する場合について実験を行なったものである。その結果、通常の柱に相当する場合は、せん断補強を十分に行なえば大きな変形能を示すことが可能であった。

1. 序

鉄筋コンクリート構造物が強震されて破壊するとき、はり端、柱端にイールドヒンヂが形成された例は少なく、さきの十勝沖地震の際にも、柱のせん断破壊による被害がめだつた。こうしたせん断破壊を防止するには、設計、施工を通じて改善されなければならない点が多いが、部材のせん断強度、靱性を高めることも非常に重要である。引張鉄筋比が大きく曲げ終局耐力が高い部材、せん断スパンの短い部材など、せん断破壊が先行し、脆性的破壊を起こすおそれのある場合は、耐力、靱性を補ううえで、十分なせん断補強を行なう必要がある。従来せん断補強筋比が0.6%以上になるとせん断終局強度が増加しないことがいわれているが、そのように多量の補強筋を用いた場合でも変形能を増大させるうでは効果的であり、脆性的破壊の防止に役立つと考えられる。

本報では、断面形、主筋比、コンクリート強度を一定とし、せん断スパン、せん断補強筋比、軸方向応力度、せん断補強法を変えた実験を行ない、耐力、変形



図一 試験体図

性状、靱性などについて検討した。

2. 試験体

試験体は図一に示すが、せん断スパン比 a/D は 2.33, 1.5 の 2 種で、断面形 30cm × 30cm, 引張鉄筋比 $p_t = 2\%$ の 30 体の試験体について実験を行なった。作用させた軸方向応力度 N/BD は、0, 56, 80 kg/cm²

試験体	断面形 B × D (cm × cm)	a/D	N/BD (kg/cm ²)	P _t (%)	せん断補強筋	
					w _p (%)	間隔 (mm)
0.5A0	30×30	2.33	0	2.0	0.5	2-D 10 @ 95
0.85A0	"	"	0	"	0.85	2-D 10 @ 56
0.3A56	"	"	56	"	0.3	2-D 10 @ 159
0.5A56	"	"	56	"	0.5	2-D 10 @ 95
0.85A56	"	"	56	"	0.85	2-D 10 @ 56
1.2A56	"	"	56	"	1.2	2-D 10 @ 40
0.5A80	"	"	80	"	0.5	2-D 10 @ 95
0.85A80	"	"	80	"	0.85	2-D 10 @ 56
1.2A80	"	"	80	"	1.2	2-D 10 @ 40
0.85A' 56	"	"	56	"	0.85	2-D 10 @ 56
0.85A' 80	"	"	80	"	0.85	2-D 10 @ 56
1.2B56	"	"	56	"	1.2	2-D 13 @ 70
1.2B80	"	"	80	"	1.2	2-D 13 @ 70
0.85C56	"	"	56	"	0.85	2-D 16 @ 156
1.2C56	"	"	56	"	1.2	2-D 16 @ 110

表一 a) 試験体諸元 a/D=2.33

試験体	断面形 B × D (cm × cm)	a/D	N/BD (kg/cm ²)	P _t (%)	せん断補強筋	
					w _p (%)	間隔 (cm)
0AA0	30×30	1.5	0	2.0	0	—
0AA56	"	"	56	"	0	—
0AA80	"	"	80	"	0	—
0.3AA0	"	"	0	"	0.3	2-D 10 @ 159
0.3AA56	"	"	56	"	0.3	"
0.3AA80	"	"	80	"	0.3	2-D 10 @ 159
0.5AA0	"	"	0	"	0.5	2-D 10 @ 95
0.5AA56	"	"	56	"	0.5	"
0.5AA80	"	"	80	"	0.5	2-D 10 @ 95
0.85AA0	"	"	0	"	0.85	2-D 10 @ 56
0.85AA56	"	"	56	"	0.85	"
0.85AA80	"	"	80	"	0.85	2-D 10 @ 56
1.2AA0	"	"	0	"	1.2	2-D 10 @ 40
1.2AA56	"	"	56	"	1.2	"
1.2AA80	"	"	80	"	1.2	2-D 10 @ 40

表一 b) 試験体諸元 a/D=1.5

鉄筋径	σ_{max} (kg/cm^2)	σ_y (kg/cm^2)	ϵ_y (10^{-6})	$rE\%$ ($10^6 kg/cm^2$)	のび率 (%)
D25	5140	3210	1650	2.05	22.7
D22	5640	3740	1980	2.01	18.4
D16	5360	3530	1950	2.1	—
D13	5340	3630	2220	2.1	—
D10	5120	3490	2240	2.1	—

表一2 a) 鉄筋の性質 a/D=2.33

径	σ_{max} (kg/cm^2)	σ_y (kg/cm^2)	ϵ_y (10^{-6})	$E\%$ ($10^6 kg/cm^2$)	のび率 (%)	備考
D25	5450	3400	1930	2.1	22.5	S D 35
D22	5610	3670	1970	2.1	19.7	S D 35
D10	5620	3780	1990	2.1	12.6	S D 35

表一2 b) 鉄筋の性質 a/D=1.5

試験体名	σ_B (kg/cm^2)	ϵ_B (10^{-6})	$E\%$ ($10^3 kg/cm^2$)	σ_t (kg/cm^2)
0.3A56	223	1990	2.10	19.2
0.5A0	211	1850	2.15	20.2
0.5A56	201	2340	1.85	16.4
0.5A80	210	2100	1.87	—
0.85A0	211	1850	2.15	20.2
0.85A56	210	2180	2.10	18.8
0.85A80	210	2100	1.87	16.8
1.2A56	203	2230	2.07	18.9
1.2A80	211	2040	1.96	15.8
0.85'56	217	1880	2.18	19.5
0.85A'80	205	1830	2.23	22.8
1.2B56	210	2190	1.82	—
1.2B80	205	1830	2.23	22.8
0.85C56	210	2200	2.02	22.3
1.2C56	205	2040	1.90	20.2

表一3 a) コンクリートの性質 a/D=2.33

試験体	τ_B (kg/cm^2)	ϵ_B (10^{-6})	$cE\%$ ($10^3 kg/cm^2$)	σ_t (kg/cm^2)
0AA0 0AA56 0AA80	221	2670	1.91	20.03
0.3AA0 0.3AA56 0.3AA80	226	2000	1.91	20.96
0.5AA0 0.5AA56 0.5AA80	187	1940	1.95	17.82
0.85AA0 0.85AA56 0.85AA80	211	2150	1.91	17.87
1.2AA0 1.2AA56 1.2AA80	200	2200	1.91	19.50

表一3 b) コンクリートの性質 a/D=1.5

の3種に、せん断補強筋比 wP を、0, 0.3, 0.5, 0.85, 1.2% の5種に変えている。表一1 に試験体諸元を示す。表中の試験体記号は、アルファベットの左添字が、せん断補強筋比を表わし、右添字が軸方向応力度を示す。表一1aの a/D=2.33 の場合、試験体記号が B, C のものは、せん断補強筋にそれぞれD13, D16, を使用している。A' のものは D-10 のせん断補強筋を 5cm overlap させて隅内溶接したものである。

鉄筋およびコンクリートの性質を表一2, 表一3 に示す。

3. 実験方法

3.1. 実験装置

実験状況を図一2 に示す。試験体と反力フレーム間のフリクションを低減するため、軸方向力載荷装置との間にローラーを配した。

3.2. 加力方法

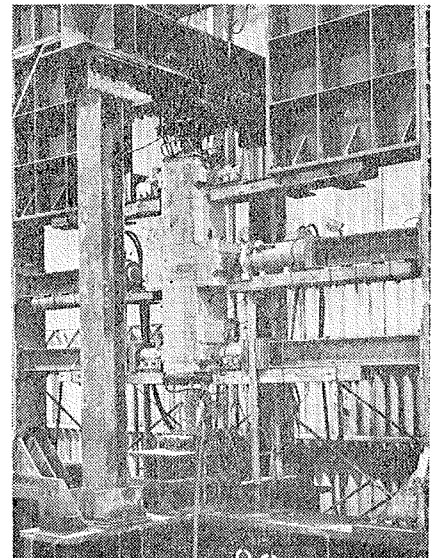
最初の正荷重時に部材角 $R=1/200$ で除荷し、その後 $R=\pm 1/100$ で2サイクル, $R=\pm 1/70$ で1サイクル, $R=\pm 1/50$ で1サイクル載荷した後、最終破壊させるのを原則とした。ただし、破壊の進行が早い場合には $R=\pm 1/50$ のサイクルを行わずに最終破壊させた。変位は試験体中央の、支点に対する相対変位を 1/100mm ダイヤルゲージにて測定した。

4. 実験結果と考察

4.1. 破壊状況

破壊写真の数例を図一3 に示す。これらの破壊状況は、i) せん断破壊型 (S), ii) 曲げ破壊・せん断破壊混合型 (MS), iii) 曲げ破壊型 (M) の3種に分けられる。

i) は、曲げ降伏以前にせん断圧縮破壊したものである。ii) は曲げ降伏荷重に達しているが、せん断力の影響も大きく、せん断破壊の様相も呈しているもの。iii) は曲げ降伏荷重に達しており、



図一2 実験装置

せん断の影響は比較的小さく、引張筋降伏によって曲げ破壊しているものである。各試験体の破壊型は表—6に示すが、 $a/D=2.33$ で、S型破壊したものは0.3A56の1体のみである。MS型破壊したもののうちM型破壊に近いのは0.5A0、1.2B80である。 $a/D=1.5$ ではS型破壊をしたものも多く、M型破壊をしたのは、1.2AA0の1体のみである。MS型破壊のうち、1.2AA56はS型に近い破壊型を示し、0.85AA0はM型破壊に近い。S型、MS型破壊をしたものは、せん断スパン内中央部分のコンクリートが斜めひび割れの交差によって剝落するが、M型の場合このコンクリートの剝落はみられない。

4.2. 斜めひび割れせん断応力度

斜めひび割れ発生荷重 H_{sc} 、そのときの平均せん断応力度 $\tau_{sc}(=Q_{sc}/bj)$ を表—4に示した。 $a/D=2.33$ の場合、 $\tau_{sc}/c\sigma_B$ は $\sigma_0=0: 0.046\sim 0.065$ 、 $\sigma_0=56\text{ kg/cm}^2: 0.088\sim 0.12$ 、 $\sigma_0=80\text{ kg/cm}^2: 0.12\sim 0.14$ 、 $a/D=1.5$ の場合は $\sigma_0=0: 0.062\sim 0.098$ 、 $\sigma_0=56\text{ kg/cm}^2: 0.125\sim 0.16$ 、 $\sigma_0=80\text{ kg/cm}^2: 0.156\sim 0.204$ と、軸方向力の高いほど τ_{sc} は大きく、同じ軸方向力ではせん断スパンの小さいほうが τ_{sc} は大きい。表中の計算値は次式により求めたものである。

$$\tau_{sc} = \frac{Q_{sc}}{bj} = 0.94\sqrt{c\sigma_B} \cdot \frac{Q_{sc} \cdot d}{M_{max}} + 320pt + 4.6\sqrt{\sigma_0} \frac{d}{a} \quad (a/D \geq 1.5)$$

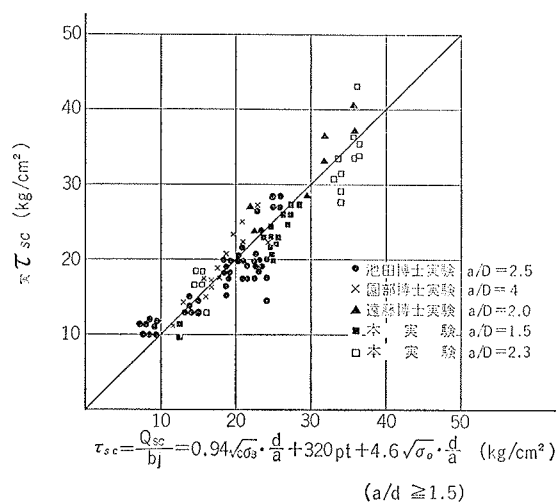
ここに、 Q_{sc} : 斜めひび割れ時せん断力

b: 柱幅

d: 引張鉄筋からコンクリート圧縮縁までの距離



図—3 破壊状況



図—4 せん断ひび割れ応力度

試験体	c _{0B} (cor) (kg/cm ²)	斜めひび割れ時せん断応力度								変位				
		Hsc(t)		τ _{sc} (kg/cm ²)		τ _{sc} /cσ _B		τ _{sc} /βτ _{sc}		δ _{sc} (mm)		δ _{sc} (mm)		
		+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	
0.5A0	211 (20.2)	12.7	18.0	9.75	13.82	0.046	0.065	12.5	0.780	1.105	1.50 (2.14)	2.43 (3.17)		
0.85A0	211 (20.2)	15.0	15.0	11.52	11.52	0.055	0.055	12.5	0.922	0.922	1.37 (1.96)	1.71 (2.44)		
0.3A56	223 (19.2)	27.0	27.0	20.74	20.74	0.093	0.093	24.73	0.838	0.838	1.99 (2.84)	1.91 (2.73)		
0.5A56	201 (16.4)	28.0	26.0	21.50	19.97	0.11	0.099	24.53	0.877	0.815	2.01 (2.87)	2.03 (2.90)		
0.85A56	210 (18.8)	30.0	24.0	23.04	18.43	0.11	0.088	24.63	0.936	0.748	1.82 (2.60)	1.44 (2.06)		
1.2A56	203 (18.9)	30.0	33.0	23.04	25.34	0.11	0.13	24.53	0.940	1.033	2.37 (3.39)	1.76 (2.51)		
0.5A80	210 (16.8)	34.0	33.0	26.11	25.34	0.12	0.12	27.08	0.964	0.936	2.83 (4.04)	3.15 (4.50)		
0.85A80	210 (16.8)	36.0	39.0	27.65	29.95	0.13	0.14	27.08	1.021	1.105	2.74 (3.91)	1.90 (2.71)		
1.2A80	211 (15.8)	36.0	36.0	27.65	27.65	0.13	0.13	27.08	1.021	1.021	2.48 (3.54)	2.01 (2.87)		
0.85A56	217 (19.5)	30.0	33.0	23.04	25.34	0.11	0.12	24.73	0.933	1.025	2.48 (3.54)	2.06 (2.87)		
0.85A'80	205 (22.8)	38.0	36.0	29.18	27.67	0.14	0.14	26.98	1.081	1.025	3.82 (5.46)	2.06 (2.94)		
1.2B56	210 (16.8)	27.0	33.0	20.74	25.34	0.099	0.12	24.63	0.843	1.028	1.88 (2.69)	2.99 (4.27)		
1.2B80	205 (22.8)	35.0	36.0	26.88	27.65	0.13	0.14	26.98	0.998	1.025	2.54 (3.63)	2.47 (3.53)		
0.85C56	210 (22.3)	30.0	27.0	23.04	20.74	0.11	0.099	24.63	0.936	0.816	2.51 (3.59)	2.62 (3.74)		
1.2C56	205 (20.2)	32.0	32.0	24.58	24.58	0.12	0.12	24.53	1.002	1.002	2.54 (3.63)	2.42 (3.47)		

表—4 a) 斜めひび割れ時せん断応力度 a/D=2.33

試験体	c _{0B} (cor) (kg/cm ²)	斜めひび割れ荷重・応力度								変位				
		Hsc(t)		τ _{sc} (t)		τ _{sc} /cσ _B		τ _{sc} /βτ _{sc}		δ _{sc} (mm)		δ _{sc} (mm)		
		+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	
0AA0	221 (20.0)	18.0	2.0	13.82	16.99	0.062	0.076	15.38	0.904	1.105	0.60 (1.33)	0.47 (1.04)		
0AA56	221 (20.0)	36.0	—	27.65	—	0.125	—	33.83	0.818	—	0.81 (1.80)	—		
0AA80	221 (20.0)	44.0	—	33.79	—	0.153	—	36.31	0.931	—	1.16 (2.58)	—		
0.3AA0	226 (21.0)	22.0	20.0	16.90	15.36	0.075	0.068	15.45	1.093	0.994	0.88 (1.96)	0.52 (1.16)		
0.3AA56	226 (21.0)	38.0	40.0	29.18	30.72	0.129	0.136	33.90	0.860	0.905	0.94 (2.09)	1.04 (2.31)		
0.3AA80	226 (21.0)	46.0	50.0	35.33	38.40	0.158	0.170	36.38	0.971	1.055	1.08 (2.40)	1.80 (4.09)		
0.5AA0	187 (17.8)	24.0	22.0	18.43	16.89	0.098	0.090	14.70	1.253	1.147	0.79 (1.76)	0.57 (1.27)		
0.5AA56	187 (17.8)	40.0	37.0	30.72	28.42	0.164	0.152	33.15	0.926	0.857	0.98 (2.18)	0.63 (1.40)		
0.5AA80	187 (17.8)	48.0	46.0	36.86	35.33	0.197	0.189	35.63	1.034	0.992	1.25 (2.80)	1.44 (3.20)		
0.85AA0	211 (17.9)	24.0	22.0	18.43	16.90	0.087	0.080	15.15	1.150	1.115	0.75 (1.67)	0.28 (0.62)		
0.85AA56	211 (17.9)	41.0	37.0	31.49	28.42	0.149	0.135	33.60	0.938	0.847	1.02 (2.27)	0.73 (1.62)		
0.85AA80	211 (17.9)	56.0	48.0	43.01	36.86	0.204	0.175	36.08	1.192	1.022	1.49 (3.31)	0.89 (1.98)		
1.2AA0	200 (19.5)	22.0	22.0	16.90	16.90	0.080	0.080	15.00	1.127	1.127	0.70 (1.55)	0.45 (1.00)		
1.2AA56	200 (19.5)	44.0	42.0	33.79	32.26	0.160	0.153	33.45	1.009	0.965	1.23 (2.73)	1.07 (2.38)		
1.2AA80	200 (19.5)	44.0	42.0	33.79	32.26	0.160	0.153	35.93	0.940	0.898	0.99 (2.20)	1.32 (2.93)		

表—4 b) 斜めひび割れ時せん断応力度 a/D=1.5

ど $H_{max}/\text{計}H_Y$ の値が大きくなり、せん断補強筋の多いほど耐力が大きくなっている。 $\sigma_0=80 \text{ kg/cm}^2$ の場合も同様である。次に一定のせん断補強筋比で軸方向力の変化するものについてみると、 $w_p=0.5, 0.85, 1.2\%$ のいずれの場合も $H_{max}/\text{計}H_Y$ の比はほとんど変わらない。

$a/D=1.5$ の場合、 $H_{max}/\text{計}H_Y$ をみると、 $\sigma_0=0$: $0.598\sim 1.11$, $\sigma_0=56 \text{ kg/cm}^2$: $0.834\sim 1.03$, $\sigma_0=80 \text{ kg/cm}^2$: $0.731\sim 0.981$ と上限値だけをみると軸方向力が高いほど比率は小さくなる。各軸方向応力度ごとでは $a/D=2.33$ のときと同様 w_p の大きいほどその比率が大きくなり、耐力が上昇することを示している。

表一六に最大荷重時のせん断応力度 τ_m を示す。 $a/D=1.5$ で、S型破壊した試験体の $\tau_m/c\sigma_B$ をみると、 $\sigma_0=0$: $0.119\sim 0.187$, $\sigma_0=56 \text{ kg/cm}^2$: $0.223\sim 0.288$, $\sigma_0=80 \text{ kg/cm}^2$: $0.201\sim 0.316$ で軸方向力の高いほど $\tau_m/c\sigma_B$ も大きくなる。 τ_m の計算式として末永式(3)式、荒川式(4)式 ($\sigma_0=0$) を同表に示した。

$$\text{計} \tau_m = (16 + 0.12c\sigma_B) (D/a)^{0.375} + 1.7\sqrt{w_p \cdot w\sigma_y} \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{計} \tau_m = k_{uk}k_p(180 + F_c) \frac{M}{Qd} + 0.23 + 2.7\sqrt{w_p \cdot w\sigma_y} \quad \dots\dots\dots(4) \quad (\sigma_0=0)$$

4.4. 荷重～変位曲線

図一五に荷重～変位曲線を示した。 $a/D=2.33$ の場合、 $\sigma_0=0$ でも、 w_p が多いほうが変形性状がよい。 $\sigma_0=56 \text{ kg/cm}^2$ では、 $w_p=0.3\%$ のものは $R=1/100$ の第1回サイクル時に降伏荷重に達せず、さらに $R=1/100$ の第2回サイクルで著しい耐力低下、剛性低下をきたしている。一方 $w_p=1.2\%$ の 1.2A56 では $R=1/50$ の正負繰返しを2サイクル行なったが、変形性状は非常によく $R=1/18$ の部材角に対して荷重の低下はわずかであった。 $\sigma_0=80 \text{ kg/cm}^2$ の場合も w_p が多くなるほど変形性状はよくなるが、 $w_p=1.2\%$ でも $\sigma_0=56 \text{ kg/cm}^2$ のものほど変形能はなく、軸方向力が高い場合は注意を要する。

せん断補強筋の端部を溶接した 0.85A'56, 0.85A'80 は、これに対応する 0.85A56, 0.85A80 より変形性状がよく、フープに D-13 を用いた 1.2B56, 1.2B80 は、これに対応する 1.2A56, 1.2A80 と変わりはない。フープに D-16 を用いた 0.85C56 および 1.2C56 では、前者がこれに対応する 0.85A56 より変形性状が劣るが、これはフープ間隔が粗いためである。後者はこれに対応する 1.2A56 とほとんど変わらない変形能を示し、 $w_p=1.2\%$ とせん断補強筋が多ければ、大径のせん断補強でも十分有効である。

$a/D=1.5$ とせん断スパンが短くなると、M型破壊した 1.2A A O でも、斜めひび割れが多数発生しているため、剛性低下を示すが、大変形時の耐力低下はなく靱性に富む。MS型破壊したものでは、せん断補強筋の多いほど、また軸方向力が小さいほど大変形時の耐力低下が小さく、M型破壊に近い。

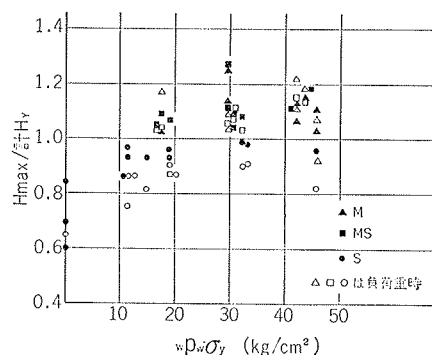
4.5. せん断補強筋の効果

4.5.1. せん断補強筋と耐力の上昇

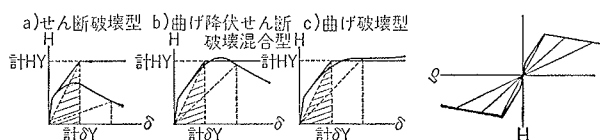
せん断補強の効果を見るために、最大耐力だけに着目して図一六に $H_{max}/\text{計}H_Y$ と $w_p \cdot w\sigma_y$ の関係を破壊型別に示した。せん断補強量が増すと耐力が上昇することはさきに述べたが、M型、MS型破壊をしたものはほぼ同じような耐力上昇を示し、正および負荷重時の耐力上昇の割合もほとんど変わりがない。これに対し、S型破壊をしたものは、M型、MS型破壊したものに比べ $H_{max}/\text{計}H_Y$ の比は小さく、また正荷重時の値のほうが負荷重時の値よりも大きくなっている。しかし、どの破壊型の場合でも、 $w_p \cdot w\sigma_y$ が約 30 kg/cm^2 をこえると $H_{max}/\text{計}H_Y$ の値はほぼ一定となる。すなわち、耐力上昇については $w_p \cdot w\sigma_y \doteq 30 \text{ kg/cm}^2$ 程度までは効果がある。本実験では $w_p \cdot w\sigma_y \doteq 30 \text{ kg/cm}^2$ は $w_p \doteq 0.85\%$ に相当する。

4.5.2. せん断補強と靱性

鉄筋コンクリート部材の変形能、特に降伏以後の大変形時の性状について従来は塑性率 $\mu = \delta/\delta_y$ を用いるか、あるいは荷重～変位曲線の包絡線で比較されてきた。しかしこれらの方法は、終局耐力の異なるもの、耐力低下をきたすものをも含めて靱性を検討する場合、必ずしも有効な手段とはいえない。そこで、本報では部材の曲げ耐力計算値、 $\text{計}H_Y$ とそのときの変位 $\text{計}\delta_y$ を e 函数法により算出し $1/2 \cdot \text{計}H_Y \cdot \text{計}\delta_y$ を基準として変形能を評価すること



図一六 せん断補強筋と耐力の上昇



図一七 模型化した荷重変位曲線 図一八 復元力特性

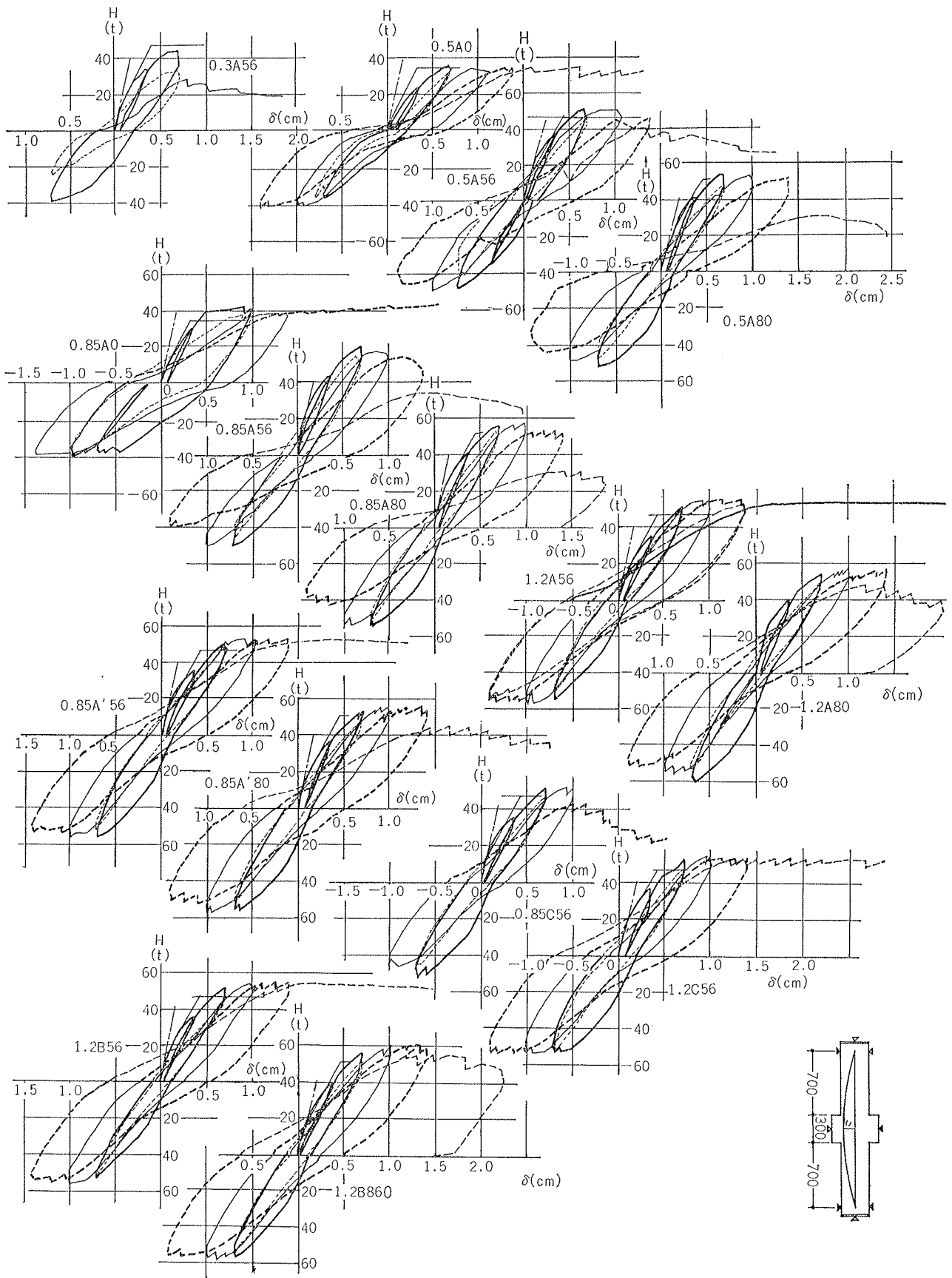


図-5 a) 荷重～変位曲線 $a/D=2.33$

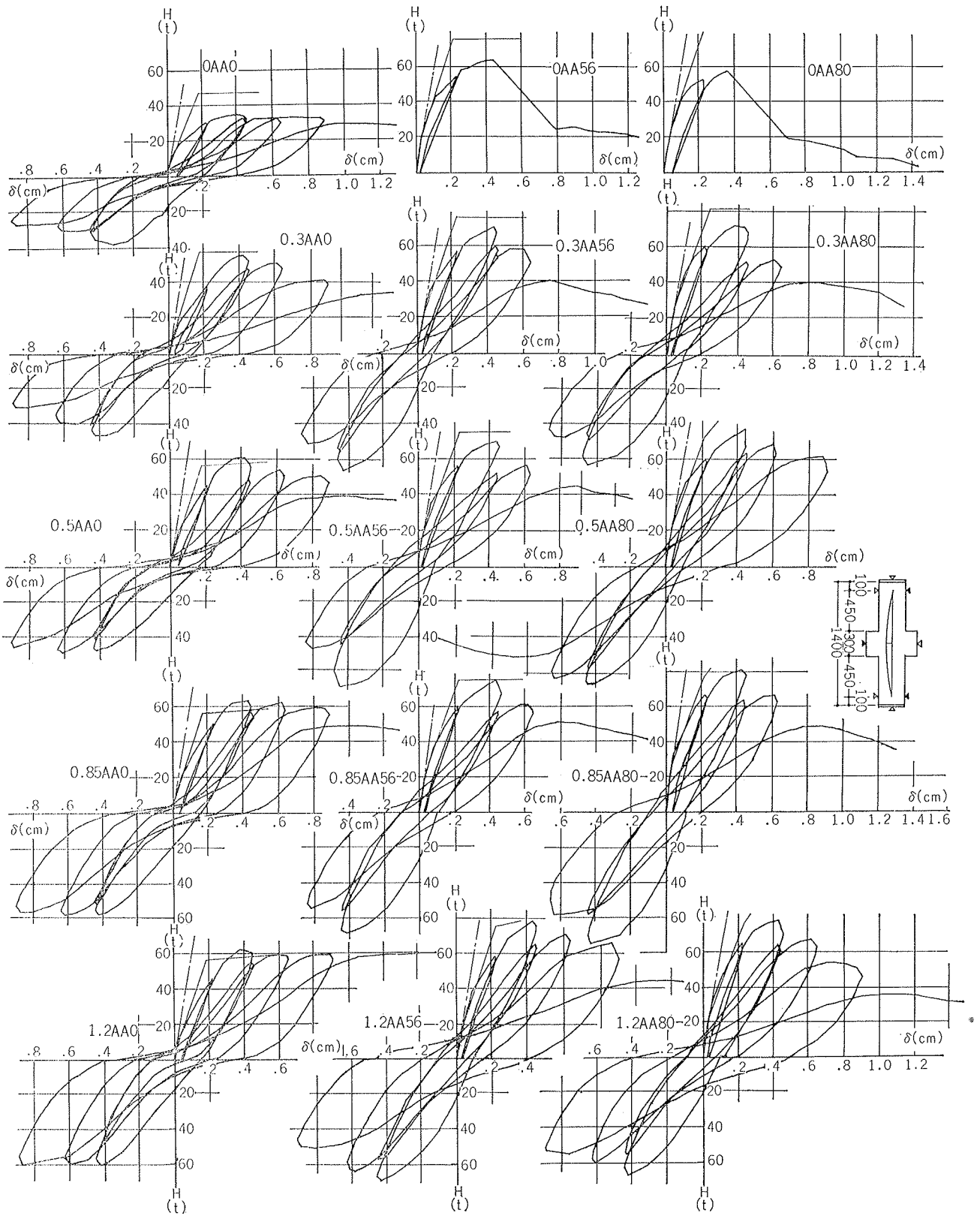


図-5 b) 荷重～変位曲線 $a/D=1.5$

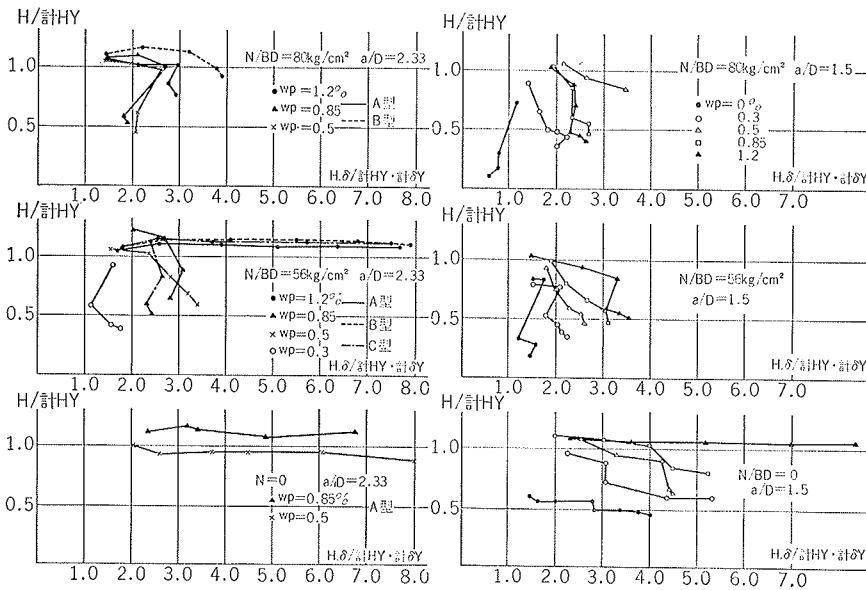


図-9 H/δ 計 H_Y ~ H·δ/δ 計 δ_Y の関係

にする。せん断曲げおよび軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材の破壊型は、前述したように主として、M, MS, S型の3種に分けられる。これら3種の破壊型に対応する荷重変位曲線をモデル化すると、図-7のようになる。RC部材は、主筋あるいはせん断補強筋の配筋方法によって、a)型→b)型→c)型へと、その変形性状を改良することができるわけである。これら3種のタイプの変形能も $\frac{1}{2} \delta_Y$ (図中ハッチした部分の面積) を基準として大変形時の $\frac{1}{2} H \cdot \delta$ との比によって比較すれば同等に扱える。ここで $\frac{1}{2} H \cdot \delta$ は、仮に鉄筋コンクリート部材の履歴特性が図-8のように必ず原点を通るものとすれば、 $\frac{1}{2} H \cdot \delta$ は、自由振動時の復元の弾性エネルギーに相当する。各試験体の変形能をみるために図-9に H/δ 計 H_Y ~ $H \cdot \delta/\delta_Y$ 計 δ_Y との関係を示した。本実験において、曲げ降伏、あるいはこれに近い破壊型を示したのについてみると、 $H \cdot \delta/\delta_Y \geq 3.0$, $H/\delta \geq 0.9$ であり、この範囲にあれば耐力低下も小さく、靱性に富む。

計 H_Y 時のせん断応力度を $\sigma_{\tau Y}$ で示せば、 $w_p \cdot w_{\sigma Y}/\sigma_{\tau Y}$ は、せん断補強されている割合を示す。最大荷重時についての $H_{max} \cdot \delta_{max}/\delta_Y$ と $w_p \cdot w_{\sigma Y}/\sigma_{\tau Y}$ との関係を示すと、図-10のようになる。ここで $H_{max} \cdot \delta_{max}/\delta_Y \geq 3.0$ 以上の場合に相当するのは $w_p \cdot w_{\sigma Y}/\sigma_{\tau Y} \geq 1.1$ のものである。一方 $H \cdot \delta/\delta_Y \geq 3.0$ を満足する曲げ破壊した試験体についてみると、 $\sigma_0 = 0$ では $w_p \cdot w_{\sigma Y}/\sigma_{\tau Y} \geq 0.435$ 以上、 $\sigma_0 = 56 \text{ kg/cm}^2$ では $w_p \cdot w_{\sigma Y}/\sigma_{\tau Y} \geq 1.10$ 、である。 $\sigma_0 = 80 \text{ kg/cm}^2$ では $w_p \cdot w_{\sigma Y}/\sigma_{\tau Y} \geq 1.1$ の補強したものは曲げ破壊に近い破壊型を示した。

まとめ

i) 本実験では破壊型は、S型 MS型, M型の3種に分けられ、変形性状もこの破壊型に対応づけられる。

ii) RC部材は終局的にはM型の破壊型を示すのが最も理想的で、そのためには、曲げ終局耐力にみあったせん断補強をする必要がある。本実験結果から $\sigma_0 = 0$ の場合は $w_p \cdot w_{\sigma Y}/\sigma_{\tau Y}$ が0.4以上、 $\sigma_0 = 56 \text{ kg/cm}^2$ では $w_p \cdot w_{\sigma Y}/\sigma_{\tau Y}$ が1.1以上の補強を行なえば、非常に効果的であった。

iii) せん断補強法は通常の135°折り曲げの場合でも、補強量が十分にあれば、耐力、変形性状を改良するうえで有効である。またせん断補強筋の端部を溶接した場合はさらに有効である。せん断補強量が多くなる場合は、格子状にせん断補強を行なえばよい。太径のせん断補強の場合は、間隔を密にすれば有効である。

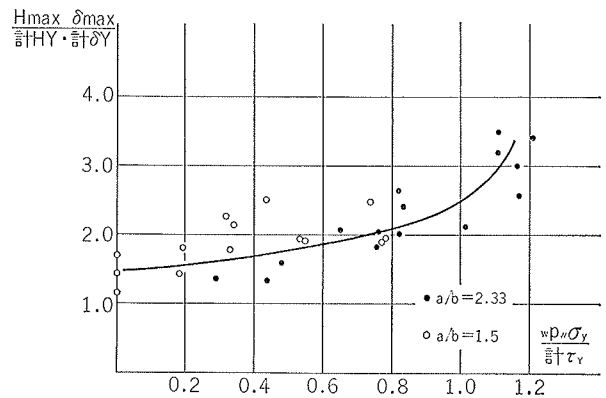


図-10 $H_{max} \cdot \delta_{max}/\delta_Y$ 計 δ_Y ~ $w_p \cdot w_{\sigma Y}/\sigma_{\tau Y}$

参考文献

- 1) Shear Strength of Beams without Web Reinforcement Containing Deformed Bars of Different Yield Strength. by R.C. Mathey and D. Wetstein ACI Vol. 60 1963