

## 600kgf/cm<sup>2</sup>級高強度コンクリートを用いたRC柱の 実用せん断設計式

桑田 裕次・南 宏一

Utility shear of R/C columns using high  
strength concrete of 60MPa grade

Hirotsugu KUWADA and Koich MINAMI

### ABSTRACT

In Japan, to realize construction of super high-rise and lightweight reinforced concrete buildings, the synthetic research project on ultra-high strength reinforced concrete structures has carried out under the leadership of the Ministry of Construction. A study on the shear strength of high strength reinforced concrete columns was conducted by the authors as a link in the chain of the project. Thirty column specimens using high strength concrete of 48MPa ~120MPa grade and high strength longitudinal reinforcing bars of 700MPa ~ 1000MPa grade and transverse reinforcing bars of 345MPa ~ 1300MPa grade were tested. The variables investigated were the quantity and yield stress of transverse reinforcement and the level of axial load. Failure modes, crack observation, and strain distributions of transverse reinforcement are described. Diagonal tension cracking load using elastic theory, and ultimate shear strength obtained by plastic theory were compared with test results.

The conclusions are follows;

1. A method is presented for calculation of ultimate shear strength to high strength concrete columns, based on the plastic theory, which gave a fair estimation of test result. The presented ultimate shear strength are functions of the factor of effective compressive strength of concrete;  $\nu_c$  and an upper limit of the yield stress of transverse reinforcement;  $\nu_s$
2. The diagonal tension cracking load of high strength reinforced concrete columns can be estimated by using the elasticity.
3. The factor of an upper limit of the yield stress of transverse reinforcement ;  $\nu_s$  were estimated by the distribution of the maximum stress of transverse reinforcements on the ultimate shear strength stage.
4. Substituting ultimate shear strength from experiments and the factor of  $\nu_s$  estimated from experiments into calculation of shear strength based on the plastic theory, the factor of effective compressive strength of concrete ;  $\nu_c$  were estimated.

Keyword: Reinforced concrete column, Diagonal tension cracking load, Ultimate shear strength

## 1. はじめに

1988年度から建設省総合技術開発プロジェクトで「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」<sup>1),2)</sup>が行われ、600kgf/cm<sup>2</sup>級の高強度コンクリートを用いたRC柱の実用的なせん断耐力式<sup>3)</sup>が倉本らによって示された。文献<sup>3)</sup>の提案式は、建築学会指針式<sup>4)</sup>(以下AIJ指針式と呼ぶ)と同様に極限解析手法の下界定理に基づいてトラス機構とアーチ機構の累加強度で示され、AIJ指針式が軸力の影響が考慮されていないのに対して、コンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu_0$ とトラス機構における斜め圧縮束材の角度 $\phi$ の値でせん断耐力に与える軸力比の影響が考慮されている。しかしながら、文献<sup>3)</sup>のなかに含まれる主要因子であるせん断補強筋量と作用軸力比およびコンクリート強度の影響について、600~1200kgf/cm<sup>2</sup>級の高強度コンクリートを用いたRC柱の実験との検証結果<sup>5)</sup>で、文献<sup>3)</sup>の提案式は必ずしも良い相関性を与えていない。

一方、せん断補強筋の補強効果の定量化について松崎ら<sup>6)</sup>によって最大耐力時のせん断補強筋の平均歪分布から高強度せん断補強筋の補強効果の定量化が示されている。このせん断補強筋の補強効果の定量化に基づいて、益尾<sup>7)</sup>はトラス・アーチ機構を形成する破壊モードのせん断耐力の評価を示し、さらにトラス・アーチ機構による破壊形式と付着割裂破壊ならびに斜張力破壊の3種類の破壊モードを考え合わせた終局せん断耐力式が示されている。

これらに対して本研究では、高強度のせん断補強筋とコンクリートを用いたRC柱の逆対称曲げせん断実験の帯筋歪み分布の最大値から高強度せん断補強筋の有効強度

係数 $\nu_s$ を評価した上で、コンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu_c$ を検討し、トラス・アーチ機構によるせん断耐力評価式を提案する。また、地震被害後の建物剛性低下等に直接的影響を与えるRC柱の斜張力ひび割れ耐力に対し、コンクリート引張強度 $\sigma_t$ とコンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ の関係を $\sigma_t = \sqrt{\sigma_B}$ として主応力理論を単純化した斜張力ひび割れ耐力<sup>5)</sup>を示し、引張り作用軸力下における場合を含めて検討する。

以上によりRC柱部材の終局せん断耐力は、上記のトラス・アーチ機構によるものと斜張力ひび割れによるものの2種類の破壊モードの重ね合わせで評価し、本論で提案したRC柱終局せん断耐力評価式の妥当性を検討する。

## 2. 検証対象とした実験概要

本研究に使用した実験データ<sup>8)~13)</sup>は6シリーズのものであり、合計30体の試験体による実験である。要因の一覧をTable 1に示す。代表的な試験体断面構成と形状をFig. 1に示す。柱断面幅とせい  $B \times D = 30\text{cm} \times 30\text{cm}$ と柱長さ  $L = 90\text{cm}$ は全て共通である。せん断補強筋の引張降伏強度 $\sigma_{wy}$ は3500~13000kgf/cm<sup>2</sup>級の範囲であり、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ は485, 600, 1200kgf/cm<sup>2</sup>級の3段階である。なお、実験のなかで曲げ圧縮域における付着割裂の様相を呈する実験結果は、コンクリート斜め圧縮束強度の評価によりトラス機構のせん断耐力が評価できると考え、せん断補強筋の歪挙動としてはせん断破壊に関与するものとして処理を行った。

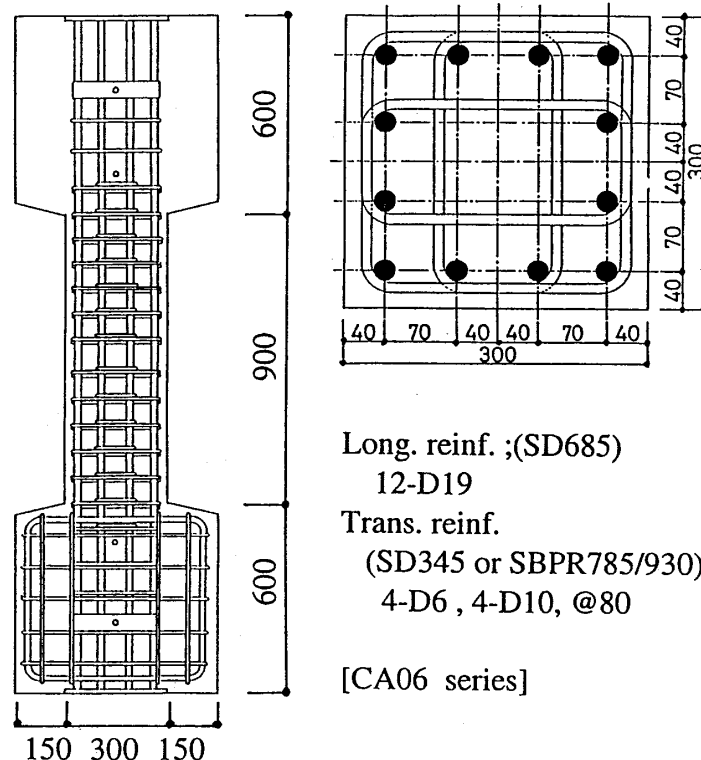


Fig. 1 Details of column specimen

Table 1 Parameters of experiments and measured strength

Ref. No. Data No.	Specimen	n	N	$\sigma_B$	$\sigma_t$	$\phi$	s	Pw	$\sigma_{wy}$	$P_w \cdot \sigma_{wy}$	$\sigma_y$	$\overline{Q_D}$	$\overline{Q_D}$	$\overline{Q_{max}}$	-R <sub>max</sub>	$\sigma_{ws max}$
												exp.	exp.			
												(pos.)	(neg.)			
												(tf)	(tf)	(tf)	(% rad.)	(kgf/cm <sup>2</sup> )
8)	1 CA12-6-1	0.167	175	1160	49	4-D10	8	1.19	4147	49.35	7509	50.80	-50.90	95.3	2.49	4147
	2 CA12-6-2	0.167	175	1160	49	4-D6	8	0.53	7492	39.71	7509	54.20	-46.90	81.4	2.56	7492
	3 CA12-6-3	0.167	175	1160	49	4-D10	8	1.19	7810	92.94	7509	50.00	-55.60	93.1	2.56	7240
8)	4 CA12-3-1	0.335	350	1160	49	4-D10	8	1.19	4147	49.35	7509	82.00	83.90	96.2	1.31	4147
	5 CA12-3-2	0.335	350	1160	49	4-D6	8	0.53	7492	39.71	7509	75.30	-73.10	84.4	1.62	7492
	6 CA12-3-3	0.335	350	1160	49	4-D10	8	1.19	7810	92.94	7509	79.00	-74.10	103.2	2.71	7450
9)	7 CA06-6-1	0.166	110	735	49	4-D6	8	0.53	3718	19.71	7565	39.00	-32.95	48.00	0.97	3718
	8 CA06-6-2	0.166	110	735	49	4-D10	8	1.19	4134	49.19	7565	37.50	-37.55	68.82	2.06	4134
	9 CA06-6-3	0.166	110	735	49	4-D6	8	0.53	8921	47.28	7565	35.00	-40.10	59.79	1.80	8921
	10 CA06-6-4	0.166	110	735	49	4-D10	8	1.19	10740	127.81	7565	37.50	-40.00	74.57	2.46	5483
9)	11 CA06-3-1	0.295	195	735	49	4-D6	8	0.53	3718	19.71	7565	47.45	-42.50	55.04	0.67	3718
	12 CA06-3-2	0.295	195	735	49	4-D10	8	1.19	4134	49.19	7565	45.00	-50.05	76.15	2.00	4134
	13 CA06-3-3	0.295	195	735	49	4-D6	8	0.53	8921	47.28	7565	50.00	-50.10	62.79	1.56	8921
	14 CA06-3-4	0.295	195	735	49	4-D10	8	1.19	10740	127.81	7565	49.95	-52.50	81.73	2.56	7575
10)	15 CB06-6-1	0.162	91	622	49	4-D10	12	0.79	8215	64.90	7596	29.95	-40.00	-56.10	-1.00	8205
	16 CB06-6-2	0.162	91	622	49	4-D10	6	1.56	8215	128.15	7596	34.95	-37.40	79.23	3.88	7896
10)	17 CB06-3-1	0.338	189	622	49	4-D10	12	0.79	8215	64.90	7596	40.00	-42.35	-61.40	-1.00	5240
	18 CB06-3-2	0.339	190	622	49	4-D10	6	1.56	8215	128.15	7596	44.95	-42.50	77.30	2.88	8215
11)	19 CC06-6-1	0.156	96	683	53	4-D10	8	1.19	3761	44.76	7596	40.00	-39.75	67.06	2.00	3761
	20 CC06-3-1	0.322	198	683	53	4-D10	8	1.19	3761	44.76	7596	40.00	-55.05	62.59	-1.00	3761
12)	21 HT6-4BL	0.167	94	623	40	4-D5	8	0.33	14558	48.04	9373	35.60	-34.80	57.1	-	-
	22 HT6-4CL	0.167	94	623	40	4-D7.4	8	0.67	13634	91.35	9373	36.60	-36.50	66.9	-	5300
12)	23 HT6-2AH	0.335	188	623	40	4-D5	6	0.22	14558	32.03	9373	44.60	-36.50	54.7	-	11500
	24 HT6-2BH	0.335	188	623	40	4-D5	4	0.33	14558	48.04	9373	47.00	-42.70	56.8	-	-
	25 HT6-4BH	0.335	188	623	40	4-D5	8	0.33	14558	48.04	9373	50.70	-41.80	63.6	-	7500
	26 HT6-4CH	0.335	188	623	40	4-D7.4	8	0.67	13634	91.35	9373	42.00	-44.40	64.5	-	-
13)	27 CA048-T6	-0.17	-42	485	30	4-D5	8	0.33	14092	46.50	10457	8.10	-13.90	41.9	1.83	12125
	28 CA048-NO	0	0	485	30	4-D5	8	0.33	14092	46.50	10457	15.60	-12.20	44.1	2.34	13136
	29 CA048-C6	0.169	74	485	30	4-D5	8	0.33	14092	46.50	10457	26.00	-27.50	44.6	1.73	10290
	30 CA048-C3	0.337	147	485	30	4-D5	8	0.33	14092	46.50	10457	40.00	-33.90	51.0	1.00	9908

n : level of axial load applied (compression; +n=N/bd  $\sigma_B$ , tension; -n=N/A<sub>g</sub>  $\sigma_y$ ), N : axial load applied,  $\sigma_B$  : concrete compressive cylinder strength,  $\sigma_t$  : tensile strength of concrete,  $\phi$  : diameter of transverse reinforcement, s : spacing of transverse hoop reinforcement, p<sub>w</sub> : transverse reinforcement ratio,  $\sigma_{wy}$  : yield stress of transverse reinforcement, p<sub>w</sub>  $\sigma_{wy}$  : quantity of transverse reinforcement,  $\sigma_y$  : yield stress of longitudinal reinforcement,  $\overline{Q_{D exp}}$  : observed value of diagonal tension cracking load,  $\overline{Q_{max exp}}$  : measured maximum shear strength, R<sub>max</sub> : story drift angle of  $\overline{Q_{max exp}}$ ,  $\sigma_{ws max}$  : observed maximum stress of transverse reinforcement on the ultimate shear strength stage

### 3. せん断補強筋の補強効果の定量化

#### 3.1 せん断補強筋の歪み分布と破壊状況

最大耐力時のひび割れ分布と最終破壊状況・せん断補強筋の歪み分布およびせん断補強筋の歪み計測位置を、せん断補強筋量 p<sub>w</sub>  $\sigma_{wy}$  とコンクリート引張強度  $\sqrt{\sigma_B}$  の比 p<sub>w</sub>  $\sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$  の値で比較して、作用軸力比 n=1/6 の場合を一例として Fig. 2(a) と (b) に示す。Fig. 2(a) と (b) のせん断補強筋の歪み分布は加力方向と平行な部分の計測結果を示し、●印が外周筋で、△印が加力方向と平行に配置された中子筋で、□印が加力方向と直交方向に配置された中子筋の場合を示す。せん断補強筋の歪み分布で縦軸は柱材軸方向の位置を示し、図の上と下が柱頭と柱脚

部分にそれぞれ対応する。横軸は最大耐力時のせん断補強筋の計測歪量  $\epsilon_{ws}$  と引張降伏時に相当する歪量  $\epsilon_{wy}$  の比  $\epsilon_{ws} / \epsilon_{wy}$  を示し、せん断補強筋に貼付された2枚の歪ゲージの実測値の平均値から求めた。

Fig. 2(a) は p<sub>w</sub>  $\sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$  の値が 0.73~1.81 の範囲の4種類のせん断補強筋による実験結果が示されている。いずれの試験体とも斜めひび割れが卓越した破壊形式を示し、せん断補強筋が降伏している。Fig. 2(b) は p<sub>w</sub>  $\sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$  の値が 2.60~5.14 の範囲で3種類のせん断補強筋の場合が示されているが、これらの試験体では降伏歪みを越えるせん断補強筋の変形は確認されず、破壊モードも付着割裂破壊や曲げ圧縮域におけるコンクリート圧壊を

伴った破壊性状を示す。このようにコンクリート強度に対してせん断補強筋量が大きくなると、せん断補強筋の引張降伏を伴う破壊からコンクリート圧壊や主筋に沿った付着割裂破壊等の破壊モードに移行する。それに伴ってせん断補強筋の歪み量が低下する傾向を示す。せん断補強筋の歪み分布に注目すると以下の通り要約される。

- 1)  $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$ の値が1.81以下の場合、8000kgf/cm<sup>2</sup>級高強度せん断補強筋を含めてせん断補強筋が降伏し、柱体中央部に生じた斜めひび割れ幅の大きい位置に相当するせん断補強筋が大きく変形している。
- 2)  $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$ の値が2.6以上の場合、斜めひび割れ位置に相当するせん断補強筋の最大歪は降伏歪みの0.5~0.9程度を示す。
- 3)  $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$ の値が大きい場合はひび割れ幅の小さい斜めひび割れが多数分布する。それに伴ってせん断補強筋歪みも材軸方向に平均して分布する傾向を示す。
- 4) 井桁状帯筋のなかで歪みの大きい順序は、せん断力加力方向と平行に配置された中子筋の歪量が一番大きく、次に外周筋が大きい。加力方向と直交方向に配置された中子筋の歪量は一番小さい。加力方向と平行に配置された中子筋の歪量が一番大きい理由は、外周筋部分に比べてコンクリートの拘束状態が強いため、コンクリート圧壊に伴ったせん断耐力低下が発生し難いと予想される。

### 3.2 せん断補強筋の歪量の評価

上述したようにRC柱破壊モードとせん断補強筋に生じた歪量の関係は、 $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$ 値の影響を受ける。さらに、せん断補強筋の補強効果の程度はせん断力の加力方向と平行に配置された中子筋と外周筋の2種類の歪量が卓越することから、これら2種類の鉄筋のうち、せん断力の加力方向の配筋量からせん断補強筋比 $p_w$ を評価する。なお、せん断力の加力方向と直交して配置された中子筋は本論で考慮しない。すなわち、加力方向と直交して配置された中子筋は、コンクリート圧縮束の拘束効果に寄与することに加えて、多段配筋された主筋のうち中間主筋の間に配置されたせん断補強筋として評価することが合理的と推測される。しかしながら、せん断耐力評価式の単純化のため、多段配筋の主筋を塑性重心位置に配置された1段配筋主筋に置換して評価した上で、せん断力の加力方向と直交して配置された中子筋のせん断加力方向の歪み分布は他の外周筋や中子筋に比べて小さいことから、その補強の効果は無視する。さらにせん断力加力方向と平行して配置された中子筋と外周筋はコンクリートの拘束状態の違いから、外周筋と中子筋の間にせん断補強の差が歪量の分布から認められるが、せん断補強筋の補強効果の評価の単純化のため外周筋と中子筋の補強効果が等しいと仮定した上で、外周筋と中子筋の歪量のうち最大測定値をせん断補強筋の歪量として評価する。

## 4. トラス・アーチ機構によるせん断耐力

### 4.1 せん断耐力機構

文献7)では塑性論を応用したせん断耐力として、AIJ指

針式 A法4)を基本としたせん断耐力式が提案されている。ここではせん断補強筋の有効係数 $\nu_s$ とコンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu_c$ が考慮され、トラス機構のコンクリート圧縮束応力を最小とする条件から、トラス機構コンクリート圧縮束の角度 $\phi$ を45°と仮定されている。本研究においては、文献7)と同様にAIJ指針式 A法4)に基づくトラス・アーチ機構によるせん断耐力式を式(1)で提案し、評価式の中に含まれる有効係数を次のとおり新に評価する。高強度鉄筋を含めたせん断補強筋の引張降伏強度の有効係数 $\nu_{s1}$ は、せん断力加せん断力方向と平行して配置された中子筋と外周筋補強筋の応力度分布の中から最大値を用いて補強効果として、有効係数 $\nu_{s1}$ を評価する。コンクリートの圧縮強度の有効係数 $\nu_{c2}$ については、新たに評価したせん断補強筋の有効係数 $\nu_{s1}$ を決定した後、せん断耐力評価値が実験値に適合するように有効係数 $\nu_{c2}$ を評価する。

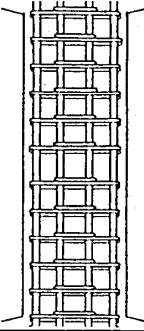
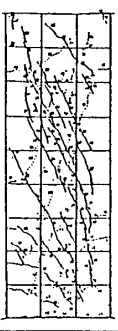
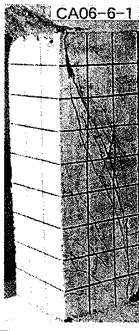
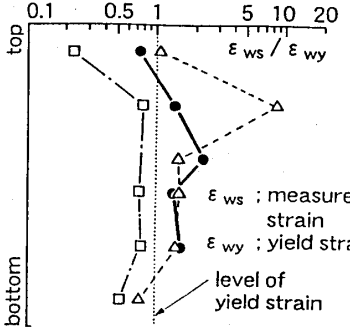
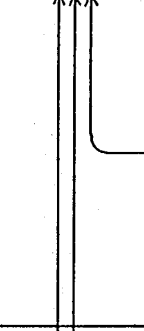
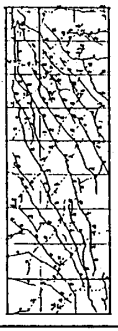

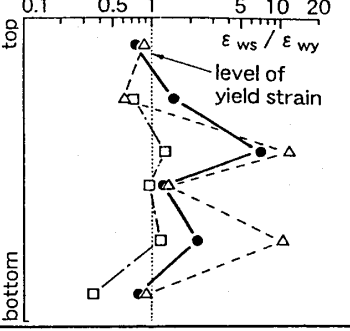
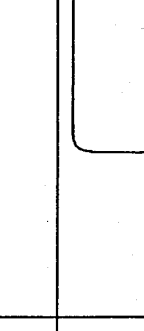
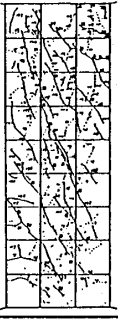

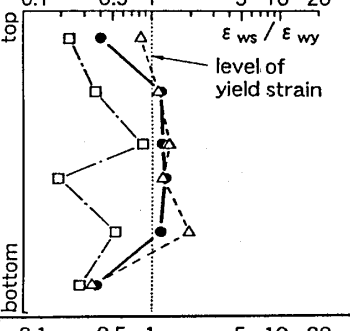

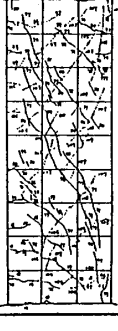
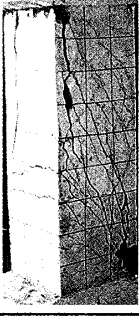
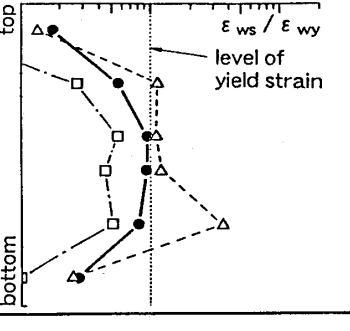
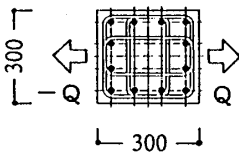
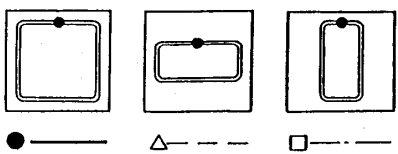
$$Q_{su2} = b \cdot j_t \cdot \nu_{s1} \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + \tan \theta (1 - \beta_1) \cdot b \cdot D \cdot \nu_{c2} \cdot \sigma_B / 2 \quad (1)$$

ここに、 $\tan \theta = \sqrt{[(L/D)^2 + 1]} - L/D$   
 $\beta_1 = 2 \cdot \nu_{s1} \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} / (\nu_{c2} \cdot \sigma_B)$

式(1)で用いた記号のうち、 $\sigma_B$ はコンクリート圧縮強度(直径10cm高さ20cmのシリンダー強度)、 $\sigma_{wy}$ はせん断補強筋の引張降伏強度であり単位はいずれもkgf/cm<sup>2</sup>である。b、 $j_t$ 、D、Lはそれぞれ部材の幅、主筋中心間距離、全せい、内法長さで単位はcmで、 $p_w$ はせん断補強筋比である。 $\nu_{s1}$ はせん断補強筋の有効強度係数で後述の式(2)~式(5)に示される数値である。 $\nu_{c2}$ はコンクリート圧縮強度の有効係数であり後述の式(7)による。

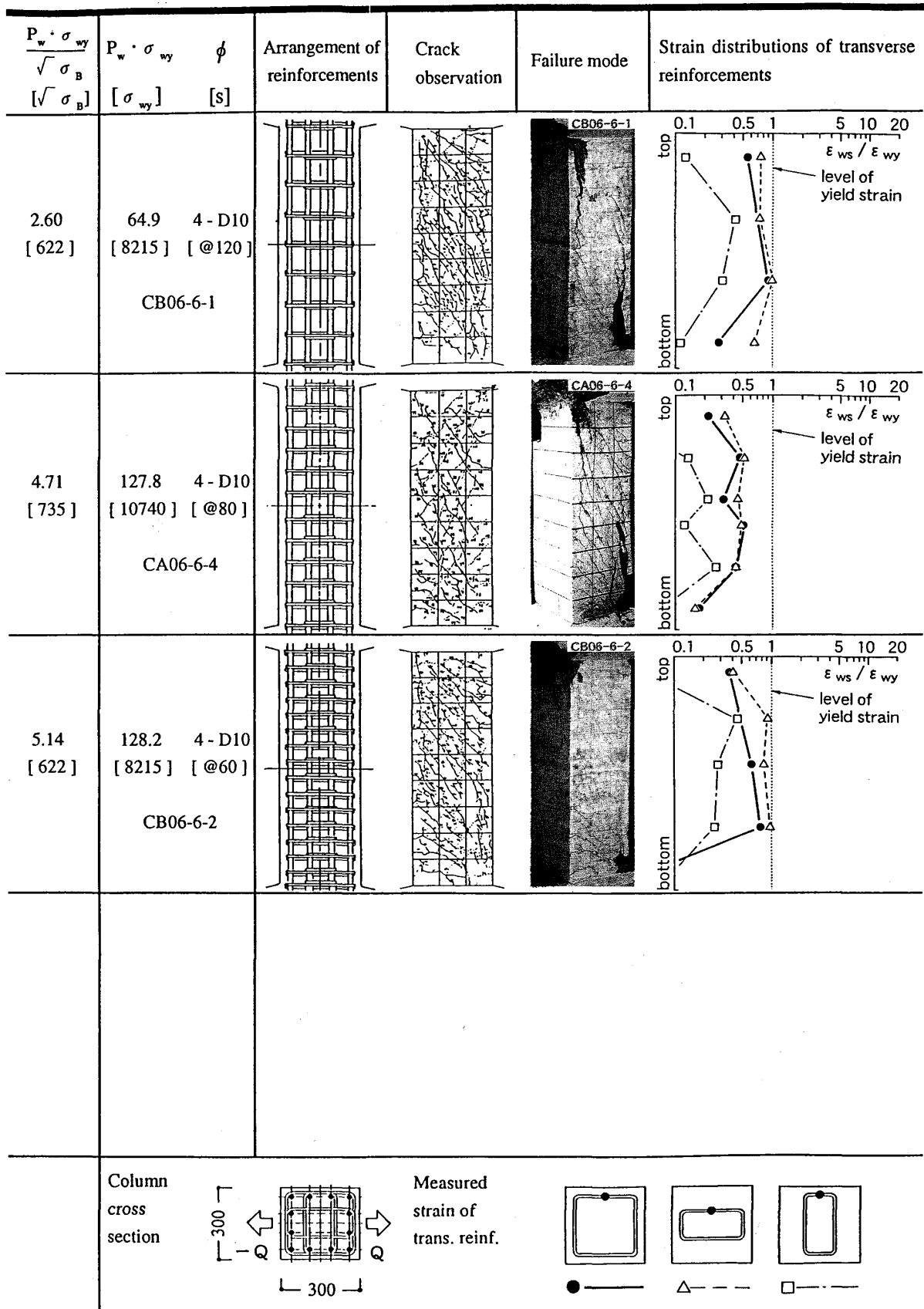
### 4.2 せん断補強筋の有効強度係数 $\nu_{s1}$ の評価

せん断補強筋の実応力度の定量的評価は松崎ら6)が実応力度比( $w_{\sigma s} / w_{\sigma y}$ ;  $w_{\sigma s}$ :実応力度、 $w_{\sigma y}$ :降伏応力度)とせん断補強筋量とコンクリート引張強度の比 $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$ ( $p_w \sigma_{wy}$ :せん断補強筋量、 $\sqrt{\sigma_B}$ :圧縮強度から換算したコンクリート引張強度)の関係を示し、せん断補強筋実測応力度の相加平均で評価が行われている。本研究においては、せん断補強筋の歪分布のなかの最大値をせん断補強筋実応力度として評価する。すなわち、せん断ひび割れを横切るせん断補強筋のうち1組が降伏後もそのせん断補強筋は連続して引張応力度を増加し続けることにより、RC部材のひび割れの急激な成長が防止されると考える。実験挙動9)~11)の観察においても、普通強度せん断補強筋を低密度に用いた場合にせん断ひび割れがせん断補強筋の降伏強度時に急激に成長する現象は、主なせん断ひび割れを横切るせん断補強筋の全てがほぼ同時に降伏することと対応している。これに対し、高強度せん断補強筋を配置した場合、一部のせん断補強筋が降伏してもせん断ひび割れの急激な成長は見受けられなかった。以上より、前述の3.2章で定義されたせん

$\frac{P_w \cdot \sigma_{wy}}{\sqrt{\sigma_B}}$ $[\sqrt{\sigma_B}]$	$P_w \cdot \sigma_{wy}$ $[\sigma_{wy}]$	$\phi$ $[s]$	Arrangement of reinforcements	Crack observation	Failure mode	Strain distributions of transverse reinforcements
0.73 [735]	19.7 [3718]	4 - D6 [@80]				
1.71 [683]	44.8 [3761]	4 - D10 [@80]				
1.81 [735]	49.2 [4134]	4 - D10 [@80]				
1.74 [735]	47.3 [8921]	4 - D6 [@80]				
Column cross section		Measured strain of trans. reinf.				

$P_w \cdot \sigma_{wy}$ ; quantity of transverse reinforcement ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  $\sigma_{wy}$ ; yield stress of transverse reinforcement ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  
 $\sigma_B$ ; concrete compressive cylinder strength ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  $\phi$ ; diameter of transverse reinforcement (mm),  
 $s$ ; spacing of transverse hoop reinforcement (mm)

Fig.2(a) Arrangement of reinforcements, crack observation and strain distributions of transverse reinforcements on the ultimate shear strength stage



$P_w \cdot \sigma_{wy}$ ; quantity of transverse reinforcement ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  $\sigma_{wy}$ ; yield stress of transverse reinforcement ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  
 $\sigma_B$ ; concrete compressive cylinder strength ( $\text{kgf/cm}^2$ ),  $\phi$ ; diameter of transverse reinforcement (mm),  
 $s$ ; spacing of transverse hoop reinforcement (mm)

Fig. 2(b) Arrangement of reinforcements, crack observation and strain distributions of transverse reinforcements on the ultimate shear strength stage

断補強筋のうち、せん断力の加力方向と平行に配置された中子筋と外周筋の2種類のいずれか一方で最大耐力時におけるせん断補強筋の実測応力度の最大値  $\sigma_{ws\ max}$  を評価し、せん断補強筋の引張降伏強度  $\sigma_{wy}$  と実測応力度の最大値  $\sigma_{ws\ max}$  の比から、式(2)でせん断補強筋の有効係数  $\nu_{s1}$  を求める。

$$\nu_{s1} = \sigma_{ws\ max} / \sigma_{wy} \tag{2}$$

Fig. 3にせん断補強筋の有効係数  $\sigma_{ws\ max} / \sigma_{wy}$  の値を縦軸に、せん断補強筋量とコンクリート圧縮強度の比を横軸 ( $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$ ) にとった図を示す。○印は普通強度せん断補強筋を用いた場合で、△と▲および■印は高強度せん断補強筋を用いた場合の実験結果を示す。○と△印はせん断補強筋の降伏によりせん断耐力が決定された場合を示す。■印は曲げ圧縮域部分のコンクリートに局部的圧壊が認められた場合を示す。▲印は曲げ圧縮域材端部コンクリートで、主筋に沿ったひび割れが認められた場合を示す。Fig. 3によると  $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} = 2$  前後から破壊モードが変化し、 $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$  が小さいとせん断補強筋が降伏するのに対し、 $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$  が大きいと、斜めコンクリート圧縮束の圧壊や曲げ圧縮域材端部の主筋に沿ったひび割れを伴ったコンクリート圧壊等の破壊モードに移行している。松崎ら<sup>6)</sup>の実験的研究によると  $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} = 2.12$  を破壊モード移行の点として定めており、本研究においてもその値を採用し、せん断補強筋が降伏する範囲として式(3)で  $\sigma_{ws\ max} / \sigma_{wy}$  を評価する。

$$p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \leq 2.12 \text{ の場合;} \\ \sigma_{ws\ max} / \sigma_{wy} = 1.0 \tag{3}$$

$p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} > 2.12$  の範囲では、破壊モード移行点と仮定した点 ( $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}, \sigma_{ws\ max} / \sigma_{wy}$ ) = (2.12, 1.0) を通る直線式を実験値から回帰し、式(4)で  $\sigma_{ws\ max} / \sigma_{wy}$  を評価する。

$$p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} > 2.12 \text{ の場合;} \\ \sigma_{ws\ max} / \sigma_{wy} = 1.15 - 0.072(p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}) \tag{4}$$

(4)式で評価した実応力度  $\sigma_{ws\ max}$  に  $p_w$  を乗じた有効せん断補強筋量  $p_w \cdot \sigma_{ws\ max}$  を縦軸に示し、横軸にせん断補強筋量  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  をとったものをFig. 4に示す。(4)式では  $p_w \cdot \sigma_{wy} = 7.99\sqrt{\sigma_B}$  で  $p_w \cdot \sigma_{ws\ max}$  が最大値を示すことに対して、 $p_w \cdot \sigma_{wy} > 7.99\sqrt{\sigma_B}$  から式(4)は  $p_w \cdot \sigma_{ws\ max}$  が低下することが分かる。せん断耐力のトラス機構を考えた場合、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$  が増加すると最終的にトラス機構が消滅することは考えられないので、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$  が増加すると  $p_w \cdot \sigma_{ws\ max}$  が最大値で一定となってトラス機構が保持されると考えて、式(4)の適応範囲を  $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \leq 7.99$  とし、それ

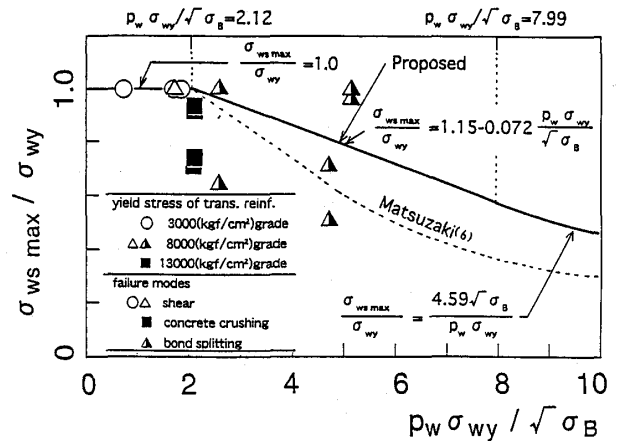


Fig. 3 The factor of an upper limit of the yield stress of transverse reinforcement;  $\sigma_{ws\ max} / \sigma_{wy} (\nu_{s1})$  vs. the ratio of quantity of transverse reinforcement to concrete compressive cylinder strength;  $p_w \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$

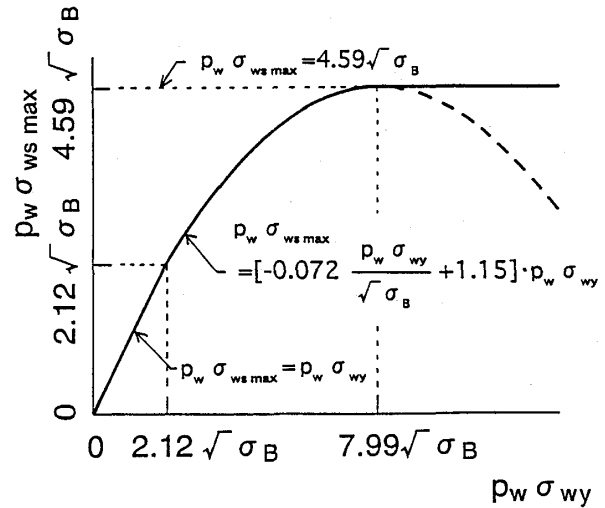


Fig. 4 The effective quantity of transverse reinforcement;  $p_w \sigma_{ws\ max}$  vs. quantity of transverse reinforcement;  $p_w \sigma_{wy}$

を越える範囲は式(5)で評価する。

$$7.99 < p_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B} \text{ の場合;} \\ \sigma_{ws\ max} / \sigma_{wy} = 4.59(\sqrt{\sigma_B} / p_w \cdot \sigma_{wy}) \tag{5}$$

### 4.3 コンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu_{c2}$

コンクリート圧縮強度の有効係数  $\nu_{c2}$  は、最大せん断耐力の実験値が式(1)で評価した  $Q_{su2}$  と適合する条件から、式(6)で  $\nu_{c\ test}$  を求めて検討する。式(6)では、最大せん断耐力の実験値  $Q_{max\ exp.}$  と式(2)で評価したせん断補強筋の有効係数  $\nu_{s1}$  を代入して、各試験体のコンクリート圧縮強度有効係数  $\nu_{c\ test}$  を求める。

$$\nu_{c\ test} = [Q_{max\ exp.} / \{ \tan \theta \cdot b \cdot D(\sigma_B / 2) \}] + \\ [ (2\nu_{s1} \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B) \{ 1 - j_t / (\tan \theta \cdot D) \} ] \tag{6}$$

30体の実験結果から求めた  $\nu_{c\ test}$  を縦軸にとり、各々の

試験体のコンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  を横軸にとった関係を Fig.5 に示す。Fig.5 の  $\sigma_B$  が大きくなると  $\nu_{c \text{ test}}$  が小さくなる傾向がある。実験値から得られた  $\nu_{c \text{ test}}$  に対して、 $(\sigma_B, \nu_{c \text{ test}}) = (0, 1)$  である点を通る直線式に回帰したものを安全側に変動させた評価式として、式(7)でコンクリート圧縮強度の有効係数  $\nu_{c2}$  を評価する。

$$\nu_{c2} = 0.8 - \sigma_B / 5000 \quad (7)$$

#### 4.4 トラス・アーチ機構によるせん断耐力の計算値と実験値

式(1)から求めたトラス・アーチ機構によるせん断耐力計算値と文献(8)~(13)の実験値の比較を Table 2 に示す。せん断耐力の実験値/計算値は0.99~1.45の範囲であり、式(1)で求めたトラス・アーチ機構によるせん断耐力評価値は実験値に対してほぼ安全側の下限値を与えていることが示される。

#### 5. 斜張力ひび割れ耐力

柱材の剛性低下の直接的影響を与える斜張力ひび割れ耐力に関する実用的な評価式を検討する。Table 3 に斜張力ひび割れ耐力の実験値を示す。主応力度理論で評価した斜張力ひび割れ耐力と作用軸応力の関係を、Fig. 6 に示す。縦軸は斜張力ひび割れ耐力とコンクリート引張強度の比を示し、横軸は作用軸応力とコンクリート引張強度の比を示す。Fig. 6 の実線と破線は

$$Q_{D1} / (b \cdot D \cdot \sigma_t) = \sqrt{(1 + \sigma_N / \sigma_t)} / \kappa \quad (8)$$

ここに  $\sigma_t$  : コンクリートの引張強度

(ただし割裂強度)

$\sigma_N$  : 作用軸の平均圧縮応力度

(ただし圧縮時为正)

$\kappa$  : 形状係数

から求めた理論値を示し、○と●印は実験値を示す。Fig.6 によると形状係数  $\kappa$  を  $\kappa=1.5$  とした場合、実験値は理論値の50%~70%と小さい値を示しているが、その理由としてコンクリート引張強度  $\sigma_t$  に割裂強度を用いることに主な原因がある。そこで、コンクリート引張強度  $\sigma_t$  とコンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  の関係を  $\sigma_t = \sqrt{\sigma_B}$  として、(8)式を単純化した線形方程式の(9)式で斜張力ひび割れ耐力を評価する。

$$Q_{D2} / (b \cdot D \cdot \sqrt{\sigma_B}) = \alpha + \beta (\sigma_N / \sqrt{\sigma_B}) \quad (9)$$

(9) 式に含まれる未知量  $\alpha$  と  $\beta$  を決定するため、斜張力ひび割れ耐力と作用軸応力度の関係を Fig.7 に示す。縦軸は  $Q_{D2} / (b \cdot D \cdot \sqrt{\sigma_B})$  を、横軸は  $\sigma_N / \sqrt{\sigma_B}$  を表す。○と●印は実験値で、斜張力ひび割れ耐力と作用軸応力度の関係は概ね直線関係にあり、(9)式が成立することが示される。斜張力ひび割れ耐力の下限値は  $\alpha=1.0$  と  $\beta=0.1$  と

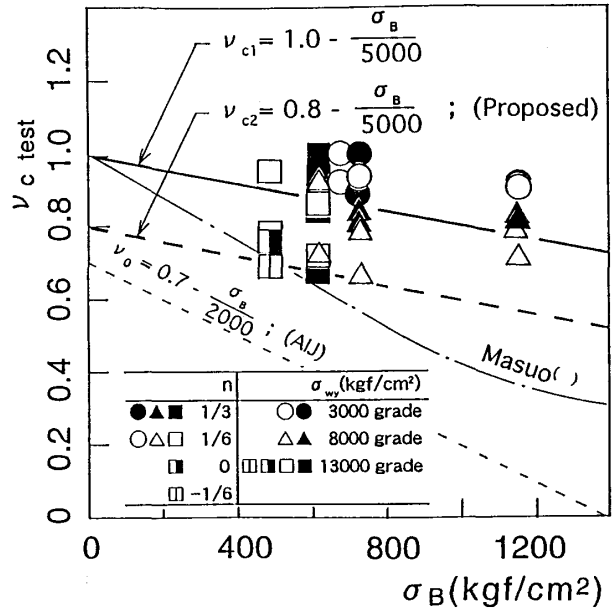


Fig. 5 The factor of effective compressive strength of concrete :  $\nu_c$  vs. quantity of transverse reinforcement :  $p_w \sigma_{wy}$

Table 2 Theoretical prediction vs. experimental result of ultimate shear strength

Specimen	$P_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$	$\bar{Q}_{max}$	$\bar{Q}_{su2}$			$\bar{Q}_{max \text{ exp.}} / \bar{Q}_{su2 \text{ cal}}$
		exp.	cal	tQu cal	aQu cal	
		(tf)	(tf)	(tf)	(tf)	
CA12-6-1	1.45	95.30	66.52	25.61	40.91	1.43
CA12-6-2	1.17	81.40	62.92	20.61	42.32	1.29
CA12-6-3	2.73	93.10	81.15	45.97	35.18	1.15
CA12-3-1	1.45	96.20	66.52	25.61	40.91	1.45
CA12-3-2	1.17	84.40	62.92	20.61	42.32	1.34
CA12-3-3	2.73	103.20	81.15	45.97	35.18	1.27
CA06-6-1	0.73	48.00	42.40	10.23	32.17	1.13
CA06-6-2	1.81	68.82	53.40	25.53	27.86	1.29
CA06-6-3	1.74	59.79	52.68	24.54	28.14	1.13
CA06-6-4	4.71	74.57	73.71	53.79	19.91	1.01
CA06-3-1	0.73	55.04	42.40	10.23	32.17	1.30
CA06-3-2	1.81	76.15	53.40	25.53	27.86	1.43
CA06-3-3	1.74	62.79	52.68	24.54	28.14	1.19
CA06-3-4	4.71	81.73	73.71	53.79	19.91	1.11
CB06-6-1	2.60	-56.10	53.97	32.40	21.57	1.04
CB06-6-2	5.14	79.23	67.97	51.88	16.09	1.17
CB06-3-1	2.60	-61.40	53.97	32.40	21.57	1.14
CB06-3-2	5.14	77.30	67.97	51.88	16.09	1.14
CC06-6-1	1.71	67.06	49.78	23.23	26.55	1.35
CC06-3-1	1.71	62.59	49.78	23.23	26.55	1.26
HT6-4BL	1.92	57.10	48.64	24.93	23.71	1.17
HT6-4CL	3.66	66.90	60.91	42.00	18.91	1.10
HT6-2AH	1.28	54.70	42.67	16.62	26.05	1.28
HT6-2BH	1.92	56.80	48.64	24.93	23.71	1.17
HT6-4BH	1.92	63.60	48.64	24.93	23.71	1.31
HT6-4CH	3.66	64.50	60.91	42.00	18.91	1.06
CA048-T6	2.11	41.90	42.24	24.14	18.11	0.99
CA048-N0	2.11	44.10	42.24	24.14	18.11	1.04
CA048-C6	2.11	44.60	42.24	24.14	18.11	1.06
CA048-C3	2.11	51.00	42.24	24.14	18.11	1.21

$\bar{Q}_{max \text{ exp.}}$  : measured maximum shear strength,  $\bar{Q}_{su2 \text{ cal}}$  : predicted ultimate shear strength with equation (1),  ${}_t Q_u$  : shear contributed by the truss mechanism,  ${}_a Q_u$  : shear contributed by the arch mechanism



Table 3 Observed vs. calculated diagonal tension cracking load

Specimen	$\sigma_B$	$\sigma_t$	$\bar{Q}_{D \text{ mean}}$ (tf)	$\bar{Q}_{D \text{ mean}}$		$\bar{Q}_{D \text{ mean}}$		$\bar{Q}_{D \text{ mean}}$		$Q_{D2}$ (tf)
				$bD \sigma_t$	$\frac{\sigma_N}{\sigma_t}$	$bD\sqrt{\sigma_B}$	$\frac{\sigma_N}{\sqrt{\sigma_B}}$	$Q_{D1}$	$Q_{D2}$	
CA12-6-1	1160	49	50.85	1.15	3.96	1.66	5.70	0.78	1.06	54.27
CA12-6-2	1160	49	50.55	1.15	3.96	1.65	5.70	0.77	1.05	54.27
CA12-6-3	1160	49	52.80	1.20	3.96	1.72	5.70	0.81	1.10	54.27
CA12-3-1	1160	49	82.95	1.88	7.94	2.70	11.44	0.94	1.26	71.82
CA12-3-2	1160	49	74.20	1.68	7.94	2.42	11.44	0.84	1.13	71.82
CA12-3-3	1160	49	76.55	1.74	7.94	2.50	11.44	0.87	1.17	71.82
CA06-6-1	735	49	36.68	0.83	2.49	1.50	4.50	0.67	1.04	40.23
CA06-6-2	735	49	38.13	0.87	2.49	1.56	4.50	0.69	1.08	40.23
CA06-6-3	735	49	38.14	0.87	2.49	1.56	4.50	0.69	1.08	40.23
CA06-6-4	735	49	39.35	0.89	2.49	1.61	4.50	0.72	1.11	40.23
CA06-3-1	735	49	46.03	1.04	4.42	1.89	8.01	0.67	1.04	48.78
CA06-3-2	735	49	48.72	1.10	4.42	2.00	8.01	0.71	1.11	48.78
CA06-3-3	735	49	51.34	1.16	4.42	2.10	8.01	0.75	1.17	48.78
CA06-3-4	735	49	52.49	1.19	4.42	2.15	8.01	0.77	1.19	48.78
CB06-6-1	622	49	35.56	0.81	2.06	1.58	4.06	0.69	1.13	36.00
CB06-6-2	622	49	36.74	0.83	2.06	1.64	4.06	0.71	1.17	36.00
CB06-3-1	622	49	42.14	0.96	4.29	1.88	8.43	0.62	1.02	45.81
CB06-3-2	622	49	44.85	1.02	4.30	2.00	8.47	0.66	1.08	45.81
CC06-6-1	683	53	40.62	0.85	2.00	1.73	4.06	0.74	1.23	37.80
CC06-3-1	683	53	48.98	1.03	4.15	2.08	8.43	0.68	1.13	48.06
HT6-4BL	623	40	35.20	0.98	2.60	1.56	4.16	0.77	1.10	36.36
HT6-4CL	623	40	36.55	1.02	2.60	1.62	4.16	0.80	1.15	36.36
HT6-2AH	623	40	40.55	1.13	5.23	1.80	8.36	0.68	0.98	45.81
HT6-2BH	623	40	44.85	1.24	5.23	1.99	8.36	0.75	1.08	45.81
HT6-4BH	623	40	46.25	1.29	5.23	2.06	8.36	0.77	1.12	45.81
HT6-4CH	623	40	43.20	1.20	5.23	1.92	8.36	0.72	1.05	45.81
CA048-T6	485	30	10.8	0.40	-1.56	0.54	-2.12	—	0.69	15.70
CA048-N0	485	30	13.9	0.51	0.00	0.70	0.00	0.77	0.70	19.80
CA048-C6	485	30	27.1	1.00	2.74	1.37	3.73	0.78	1.00	27.20
CA048-C3	485	30	37.6	1.39	5.44	1.90	7.42	0.82	1.09	34.50

$\sigma_B$ : concrete compressive cylinder strength,  $\sigma_t$ : tensile strength of concrete,  $\bar{Q}_{D \text{ mean}}$ : observed mean value of diagonal tension cracking load,  $b$ : width of column,  $D$ : depth of column,  $\sigma_N$ : axial stress ( $\sigma_N = N/bd$ , compression; +),  $Q_{D1}, Q_{D2}$ : calculated diagonal tension cracking load with equation (8) and (10)

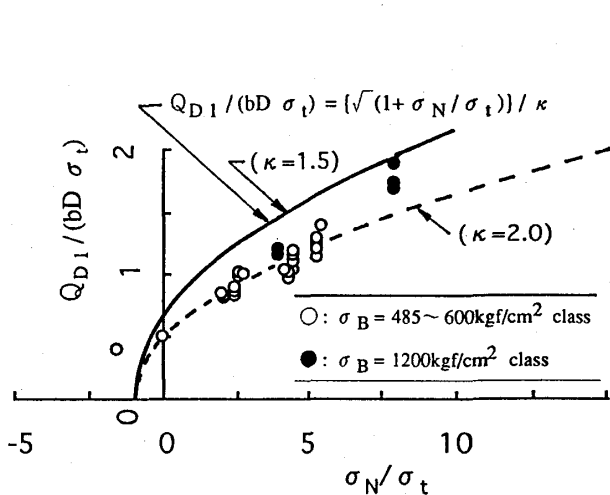


Fig. 6 Calculated with  $\sigma_t$  vs. observed diagonal tension cracking load

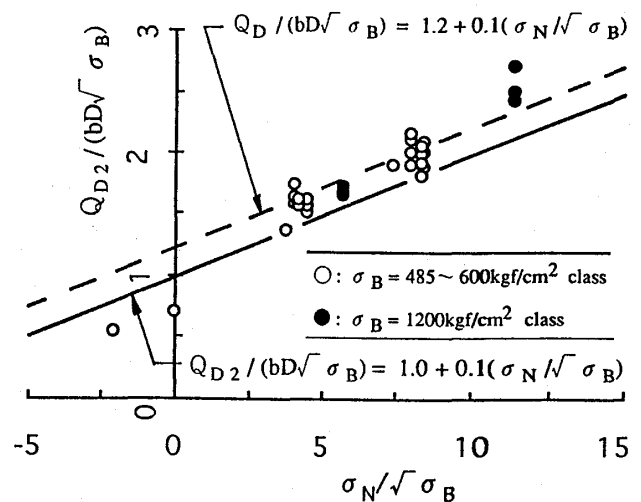


Fig. 7 Calculated with  $\sqrt{\sigma_B}$  vs. observed diagonal tension cracking load

してほぼ与えられ、斜張力ひび割れ耐力式として(10)式を提案する。なお(8)式は、コンクリート引張強度を越える引張作用軸力下では斜張力ひび割れ耐力が評価できないことに対して、(10)式は評価可能である。引張作用軸力下における場合を含めて、(10)式で求めた斜張力ひび割れ耐力と実験値の関係をTable 3 に示す。

$$Q_{D2}/(b \cdot D \cdot \sigma_B) = 1.0 + 0.1(\sigma_N/\sqrt{\sigma_B}) \quad (10)$$

6. 終局せん断耐力の評価式

RC柱の終局せん断耐力式は塑性論を応用したせん断耐力とコンクリートの引張強度による斜張力ひび割れ耐力のうちいずれか大きい値  $Q_u$  を式(11)で終局せん断耐力として評価する。

$$Q_u = \max(Q_{su2}, Q_{D2}) \quad (11)$$

ここに  $Q_{su2}$ : 塑性論を応用したせん断耐力  
 $Q_{D2}$ : 斜張力ひび割れ耐力

7. 終局せん断耐力式の適合性

式(11)で提案したRC柱の終局せん断耐力式を用いて文献 8)~13) の実験結果との適合性を検討し、実験値/計算値の関係をTable 4に示す。Fig. 8に各試験体の終局せん断耐力の実験値と計算値の比較を示す。Fig. 8の上半分は式(11)で求めた終局せん断耐力計算値と実験値の関係を示し、縦軸は終局せん断耐力実験値/計算値を、横軸は

各試験体の番号を表し、●印は実験結果である。Fig. 8によると文献 8)~13) の30体の試験体に対して式(11)で評価した終局せん断耐力は、安全側のほぼ下限値を与えていることが分かる。

Fig. 8 の下半分は斜張力ひび割れ耐力とトラス・アーチ機構のせん断耐力の計算値と、終局せん断耐力の実験値の関係を示す。縦軸はせん断力の計算値と実験値を無次元化した値  $q = Q/(bD\sigma_B)$  を示し、棒グラフが計算値で○印が終局せん断耐力の実験値を表す。横軸は各試験体の番号を示す。縦軸の棒グラフでは、式(1)で評価したせん断耐力のトラス機構の分担とアーチ機構の分担をそれぞれ示し、さらに式(10)で評価した斜張力ひび割れ耐力を重ね合わせて表示している。式(11)によると文献8)~13)に示される30体の試験体のうち 2体を除くものは斜張力ひび割れ耐力よりトラス・アーチ機構によるせん断耐力が上回り、塑性論を応用したせん断耐力式で実験値が評価できる。これに対して実験結果も同様な傾向が示される。

Fig. 8 によると各試験体の実験値は試験体の主な変動因子であるせん断補強筋量  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  によってせん断耐力が変動するが、式(11)で評価した計算値は、実験値の変動状況がほぼ定性的に説明できると推測される。

しかしながら、高強度せん断補強筋を用いた実験値の場合に、終局せん断耐力の実験値/計算値が低下する傾向がある。このような傾向は、文献8)~9)でせん断補強筋量  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  が同量の場合、高強度せん断補強筋を用いた試

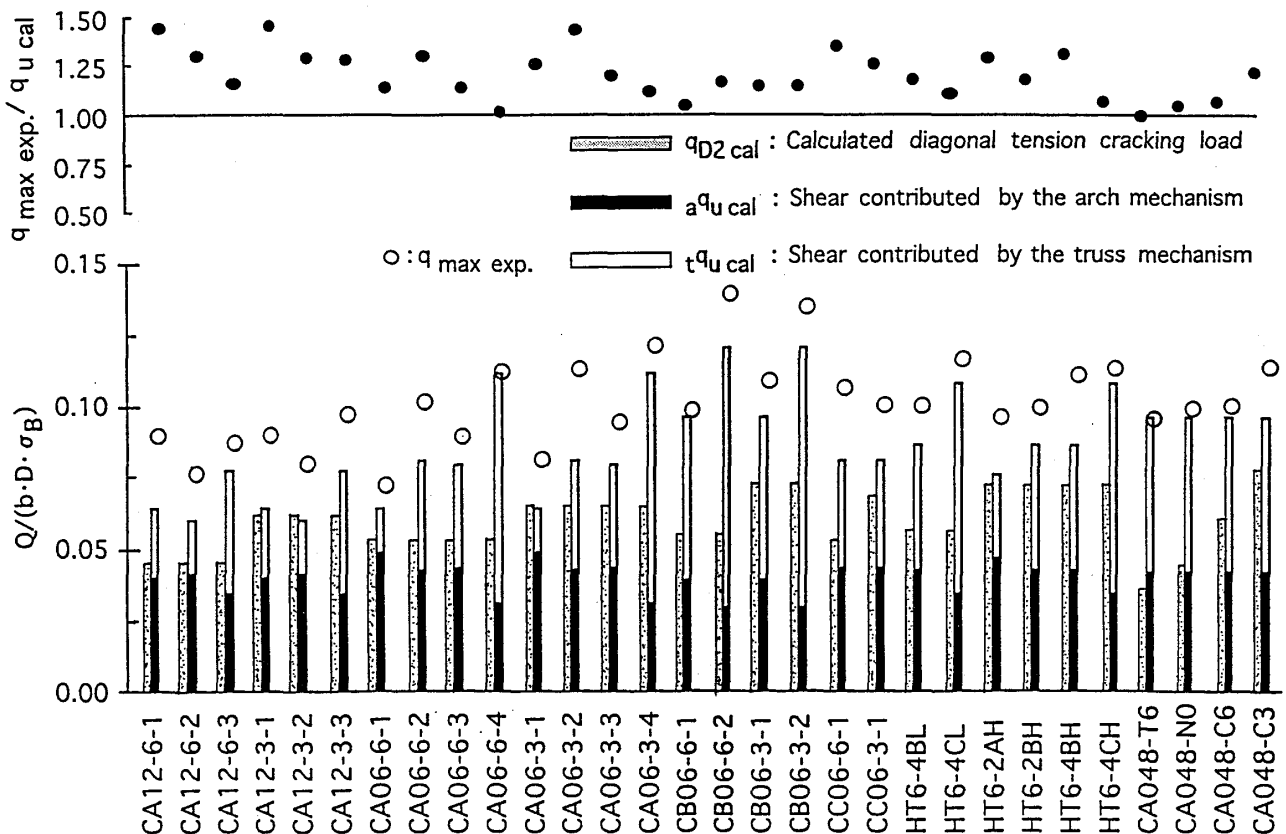


Fig. 8 Theoretical prediction vs. experimental result of ultimate shear strength

Table 4 Theoretical prediction vs. experimental result of ultimate shear strength

Specimen	$P_w \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{\sigma_B}$	q D	q D	q max exp.	q D2 cal	q su2 cal	a q u cal	t q u cal	q u cal	q max exp./	failure mode
		exp.	exp.							q u cal	
		pos.	neg.							q u cal	
CA12-6-1	1.45	0.049	0.049	0.091	0.046	0.064	0.039	0.025	0.064	1.43	SU
CA12-6-2	1.17	0.052	0.045	0.078	0.046	0.06	0.041	0.02	0.06	1.29	SU
CA12-6-3	2.73	0.048	0.053	0.089	0.046	0.078	0.034	0.044	0.078	1.15	SU
CA12-3-1	1.45	0.079	0.08	0.092	0.063	0.064	0.039	0.025	0.064	1.45	SU
CA12-3-2	1.17	0.072	0.07	0.081	0.063	0.06	0.041	0.02	0.063	1.29	SD
CA12-3-3	2.73	0.076	0.071	0.099	0.063	0.078	0.034	0.044	0.078	1.27	SU
CA06-6-1	0.73	0.059	0.05	0.073	0.054	0.064	0.049	0.015	0.064	1.13	SU
CA06-6-2	1.81	0.057	0.057	0.104	0.054	0.081	0.042	0.039	0.081	1.29	SU
CA06-6-3	1.74	0.053	0.061	0.09	0.054	0.08	0.043	0.037	0.08	1.13	SU
CA06-6-4	4.71	0.057	0.06	0.113	0.054	0.111	0.03	0.081	0.111	1.01	SU
CA06-3-1	0.73	0.072	0.064	0.083	0.066	0.064	0.049	0.015	0.066	1.25	SD
CA06-3-2	1.81	0.068	0.076	0.115	0.066	0.081	0.042	0.039	0.081	1.43	SU
CA06-3-3	1.74	0.076	0.076	0.095	0.066	0.08	0.043	0.037	0.08	1.19	SU
CA06-3-4	4.71	0.076	0.079	0.124	0.066	0.111	0.03	0.081	0.111	1.11	SU
CB06-6-1	2.60	0.054	0.071	0.1	0.056	0.096	0.039	0.058	0.096	1.04	SU
CB06-6-2	5.14	0.062	0.067	0.142	0.056	0.121	0.029	0.093	0.121	1.17	SU
CB06-3-1	2.60	0.071	0.076	0.11	0.074	0.096	0.039	0.058	0.096	1.14	SU
CB06-3-2	5.14	0.08	0.076	0.138	0.074	0.121	0.029	0.093	0.121	1.14	SU
CC06-6-1	1.71	0.065	0.065	0.109	0.054	0.081	0.043	0.038	0.081	1.35	SU
CC06-3-1	1.71	0.065	0.09	0.102	0.07	0.081	0.043	0.038	0.081	1.26	SU
HT6-4BL	1.92	0.063	0.062	0.102	0.057	0.087	0.042	0.044	0.087	1.17	SU
HT6-4CL	3.66	0.065	0.065	0.119	0.057	0.109	0.034	0.075	0.109	1.10	SU
HT6-2AH	1.28	0.08	0.065	0.098	0.074	0.076	0.046	0.03	0.076	1.28	SU
HT6-2BH	1.92	0.084	0.076	0.101	0.074	0.087	0.042	0.044	0.087	1.17	SU
HT6-4BH	1.92	0.09	0.075	0.113	0.074	0.087	0.042	0.044	0.087	1.31	SU
HT6-4CH	3.66	0.075	0.079	0.115	0.074	0.109	0.034	0.075	0.109	1.06	SU
CA048-T6	2.11	0.019	0.032	0.096	0.036	0.097	0.041	0.055	0.097	0.99	SU
CA048-NO	2.11	0.036	0.028	0.101	0.045	0.097	0.041	0.055	0.097	1.04	SU
CA048-C6	2.11	0.06	0.063	0.102	0.062	0.097	0.041	0.055	0.097	1.06	SU
CA048-C3	2.11	0.092	0.078	0.117	0.079	0.097	0.041	0.055	0.097	1.21	SU

$q_{D \text{ exp.}} : \bar{Q}_{D \text{ exp.}} / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$ ,  $q_{\text{max exp.}} : \bar{Q}_{\text{max exp.}} / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$ ,  $q_{D2 \text{ cal}} : Q_{D2 \text{ cal}} / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$ ,  $q_{\text{su2 cal}} : Q_{\text{su2 cal}} / (b \cdot D \cdot \sigma_B)$ ,  $q_{u \text{ cal}} = \max(q_{D2 \text{ cal}}, q_{\text{su2 cal}})$ : calculated with equation (11),  ${}_a q_{u \text{ cal}}$ : shear contributed by the arch mechanism,  ${}_t q_{u \text{ cal}}$ : shear contributed by the truss mechanism, failure mode: "SU"; shear strength based on the plastic theory, "SD"; diagonal tension cracking load based on the elasticity

験体は普通強度せん断補強を用いた場合に比べて終局せん断耐力の実験値が小さい事実が報告されている。このような現象を説明するためには、高強度せん断補強筋の補強効果を  $p_w \cdot \sigma_{wy}$  単独の条件だけで評価することには無理があるようであり、せん断補強筋の配筋間隔の差から生じるコンクリートの拘束の程度や、せん断補強筋の伸び変形量とコンクリート圧縮束の圧縮変形量との適合性等の条件を考慮することが必要であると考えられる。

## 8. まとめ

高強度鉄筋コンクリート柱のせん断実験のせん断補強筋の歪み分布結果にもとづいて、塑性論を応用したせん断耐力式の提案を行った。また、コンクリート引張強度  $\sigma_t$  とコンクリート圧縮強度  $\sigma_B$  の関係を  $\sigma_t = \sqrt{\sigma_B}$  とし

て、斜張力ひび割れ耐力式の提案を行った。斜張力ひび割れ耐力式の提案から、トラス・アーチ機構によるものと斜張力による破壊形式の重ね合わせでRC柱材の終局せん断耐力評価の提案を行い、提案式の適合性について実験結果と比較検討した。これらの結果、以下の知見が得られた。

1) 高強度せん断補強筋を含めて、提案したせん断耐力式で概ね安全側の下限値として評価できる。実験値/計算値は約1.0~1.5の範囲を示す。

2) 斜張力ひび割れ耐力式は、引張作用軸力下の場合を含めて評価できる。

3) 提案したせん断耐力式の中に含まれているせん断補強筋の有効係数  $\nu_{s1}$  とコンクリート圧縮強度の有効係数  $\nu_{c2}$  はいずれも実験結果にもとづくものであり、本論

では  $\nu_{s1}$  や  $\nu_{c2}$  のに対する解析的な検討は行われていない。そのため、せん断耐力機構の中で  $\nu_{s1}$  や  $\nu_{c2}$  の持つ物理的な説明の検討が今後の課題である。

#### (謝辞)

本研究の一部は第13回日本スパンクリート協会研究助成金(研究代表者; 桑田裕次)の援助を受けた。関係各位に感謝いたします。

#### (参考文献)

- 1) (財)国土開発技術研究センター:平成3年度New RC研究開発概要報告書, 1992.3
- 2) (財)国土開発技術研究センター:平成3年度構造性能分科会報告書, 1992.3
- 3) 倉本洋・渡邊史夫・南宏一・西村泰志・村上秀夫:柱部材に対するNew RCせん断強度式の耐力予測精度, 日本建築学会大会学術講演梗概集C分冊, pp.705-706, 1993.9
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp.104-150, 1990
- 5) 桑田裕次・南宏一:耐震設計における60MPa級高強度コンクリートを用いたRC柱のせん断強度, 第9回日本地震工学シンポジウム(1994)論文集, 第2分冊, pp.1417-1422, 1994.12
- 6) 磯雅人・松崎育弘・渡辺英義:鉄筋コンクリート梁部材におけるせん断補強筋の補強効果に関する実験研究(その2補強効果の定量化), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.277-278, 1991.9
- 7) 益尾潔:鉄筋コンクリート柱、はり部材のせん断耐力の評価に関する一考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.185-190, 1992.6
- 8) 中江晃彦・倉本洋・南宏一:1200キロ級の高強度コンクリートを用いたRC柱部材のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.357-362, 1990.6
- 9) 桑田裕次・中山昭夫・南宏一:600キロ級の高強度コンクリートを用いたRC柱のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.473-478, 1993.6
- 10) 櫛部典生・桑田裕次・南宏一:600kgf/cm<sup>2</sup>級の高強度コンクリートを用いたRC柱の付着割裂破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.219-220, 1993.9
- 11) 桑田裕次・中山昭夫・南宏一:600キロ級の高強度コンクリートを用いたRC柱の2軸曲げせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.542-526, 1994.6
- 12) 井上章男・西村泰志・倉本洋:高強度せん断補強筋と高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.467-472, 1993.6
- 13) 桑田裕次・南宏一:480キロ級の高強度コンクリートを用いたRC柱のせん断耐力に及ぼす作用軸力比の影

響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.857-862, 1995.6

#### (記号一覧)

b	: 柱の断面の幅 (cm)
D	: 柱の断面の全せい (cm)
j <sub>t</sub>	: 柱の主筋間距離 (cm) (多段主筋の場合は塑性重心間距離)
L	: 柱の内法高さ (cm)
p <sub>w</sub>	: せん断補強筋比
Q	: 柱部材のせん断力
Q <sub>D1</sub>	: 主応力度理論による斜張力ひび割れ耐力
Q <sub>D2</sub>	: 主応力度理論を単純化した線形方程式による斜張力ひび割れ耐力
Q <sub>max exp.</sub>	: 終局せん断耐力の実験値
Q <sub>su2</sub>	: 塑性論を応用した終局せん断耐力
Q <sub>u</sub>	: 終局せん断耐力
$\theta$	: アーチ機構の材軸に対する角度
$\nu_{c2}$	: コンクリート圧縮強度の有効係数の提案値
$\nu_{s1}$	: せん断補強筋の有効強度係数
$\sigma_B$	: コンクリートシリンダー圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\sqrt{\sigma_B}$	: 圧縮強度から換算したコンクリート引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\sigma_N$	: 平均作用軸応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> ) (ただし、圧縮が正)
$\sigma_t$	: コンクリート割裂強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\sigma_{ws}$	: せん断補強筋存在応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\sigma_{ws max}$	: 最大到達せん断補強筋応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
$\sigma_{wy}$	: せん断補強筋引張降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )