

論文

[2026] フラットプレートの押し抜きせん断に関する実験的研究
(せん断補強筋形状および補強筋量の影響)

正会員○山田哲也(三井建設)

1. はじめに

フラットプレート構造の構造的問題点として柱まわりの押し抜きせん断があげられる。これに対する設計手法として、日本ではスラブコンクリートのみによって評価する方法をとっている[1]。しかし、米国では、鋼材を利用してせん断補強し、全体の耐力の増加を図る方法がとられている[2]。

ACI 規準によるとせん断補強による負担量 (V_s) は、コンクリートが負担するせん断耐力 (V_c) の2倍以下という制限を設けている。これは、補強筋を考慮したせん断耐力 ($V_n=V_c+V_s$) の限界値が、無せん断補強のコンクリートのせん断耐力の1.5倍になることを意味する。この様な設計手法を適用することができれば、スラブ厚を薄くすることにより、経済的な設計が可能となる。

本研究では、スラブ曲げ補強筋との定着方法が異なる2種類のせん断補強方法に対し、せん断補強筋比を変動させ、その補強効果の定量的な検討を行った。1つは、ハット型形状に折り曲げた鉄筋を連結筋でつないだせん断補強ユニットを上下の曲げ補強筋の間に定着させる方法(ハット型)、2つめは、両端を180°フックに加工したせん断補強筋で上下スラブ曲げ補強筋を緊結する方法(フック型)である。

本論文では、曲げ補強筋との定着方法によるせん断補強効果の違いおよび曲げ耐力と押し抜きせん断耐力の相関についての検討結果を報告する。

2. 試験概要

2.1 試験体

表1に試験体一覧を示す。試験体は、せん断補強筋にハット型を用いたTシリーズが6体とフック型を用いたKシリーズが7体の合計13体である。

図1に試験体の形状・上端曲げ補強筋の配筋図を示す。スラブは、2000×2000mmの正方形で厚さ200mmである。スラブの中央に300×300mmの柱に相当するスタブ

表-1 試験体一覧

試験体	曲げ補強筋	せん断補強筋							
		形状	材料	材質	Pw %	定着長	配 置		
							間隔 mm	幅 mm	ユニット 間隔 mm
T1	材料 D13	ハット型	SD30	d: 鉄筋径	0.00	—	—	—	
T2	材質 SD80				D10	0.51	140	100	100
T3	補強筋比 Pt=1.23% @60				D10	0.75	95	"	"
T4	Pc=0.62% @120				D13	0.97	130	"	"
T5					D13	1.27	100	"	"
T6					D16	1.53	130	"	"
K1	—	フック型	SD30	d: 鉄筋径	0.00	—	—	—	
K2	材料 D16				D6	0.25	6d	曲げ補強筋との 関係	1 交点おき
K3	材質 SD50				D6	0.50			全 交 点
K4	補強筋比 Pt=1.53% @80				D10	0.55			1 交点おき
K5	Pc=1.53% @80				D10	1.11			全 交 点
K6					D13	0.99			1 交点おき
K7					D13	1.98			全 交 点

Pt: 上端曲げ補強筋比, Pc: 下端曲げ補強筋比, Pw: せん断補強筋比

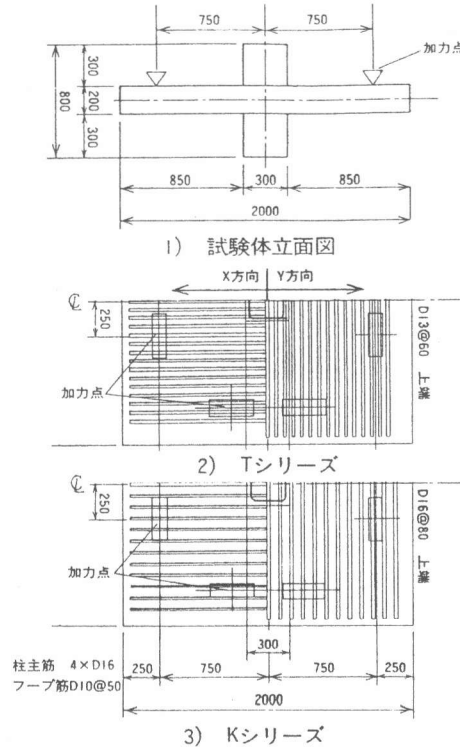


図-1 試験体形状・曲げ補強筋図

を設けている。Tシリーズは、曲げ補強筋にD13(SD80)を用い、上端筋の平均引張鉄筋比(P_t)を1.23%、下端筋の圧縮鉄筋比(P_c)はその半分とした。KシリーズはD16(SD50)とし、 $P_t \cdot P_c$ とも1.53%とし、両シリーズとも曲げ補強筋のかぶり厚さは20mmとした。

Tシリーズは、T1試験体を無せん断補強とし、T2~6試験体はせん断補強筋比が0.51~1.53%になるように鉄筋径や鉄筋間隔を変えた試験体としている。せん断補強筋は、図2に示すようにハット型に加工した鉄筋を2本の連結筋でつなぎ1ユニットを構成している。各試験体に用いたせん断補強筋の幅(b)とユニット間隔(c)はすべて100mmとし、1ユニット内の各ハット型補強筋間隔(a)と鉄筋径によりせん断補強筋比を変えている。また、ハット型筋の両外側に伸びる定着部は、長さを $8d$ とし、図2-2)のように直交する下端筋の下に配置し、同方向の下端筋と同一高さになっている。図2に示したせん断補強ユニットは、100mmの間隔(C)で同一方向に配置した。

Kシリーズは、K1試験体を無せん断補強とし、K2~7試験体は、せん断補強筋比が0.25~1.98%になるようにした。せん断補強筋はD6, D10, D13を使用し、それぞれ曲げ補強筋の全交点と1つおきに配置する場合の2種類とした。図3にせん断補強筋の形状および配置を示す。補強筋は、折り曲げ内法寸法を $3d$ 、定着長を $6d$ とし、上下の折り曲げ方向を曲げ補強筋の関係から 90° ねじっている。

2. 2 試験方法

図1に加力位置を示す。油圧ジャッキ2台を用いてスラブ上8カ所にトーナメント方式で加力した。下部柱を支持した状態で、スラブの上部から鉛直に荷重制御で単調載荷し、最大荷重後は変位制御で載荷し、2台のジャッキに加わる鉛直荷重、スラブ下端の柱面から50mmの位置の鉛直ずれ変位そして曲げおよびせん断補強筋のひずみを計測した。

3. 実験結果

3. 1 荷重-変形関係

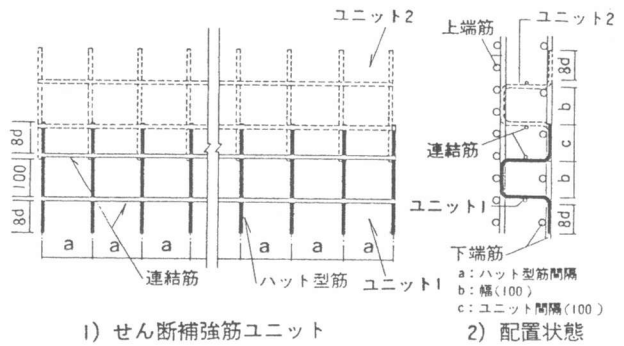


図-2 ハット型せん断補強筋図

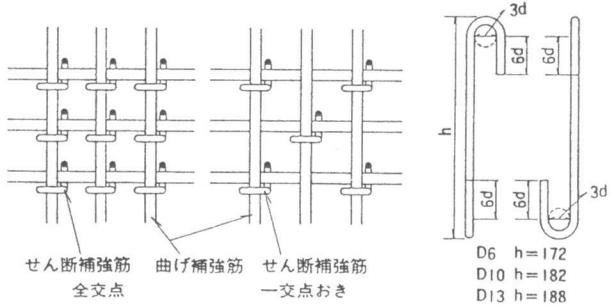


図-3 フック型せん断補強筋図

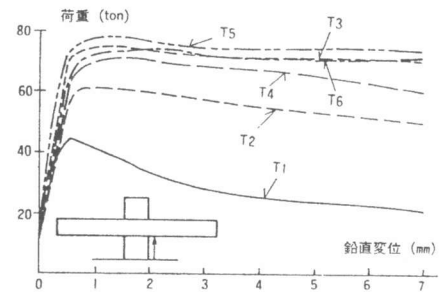


図-4 荷重-変形曲線(Tシリーズ)

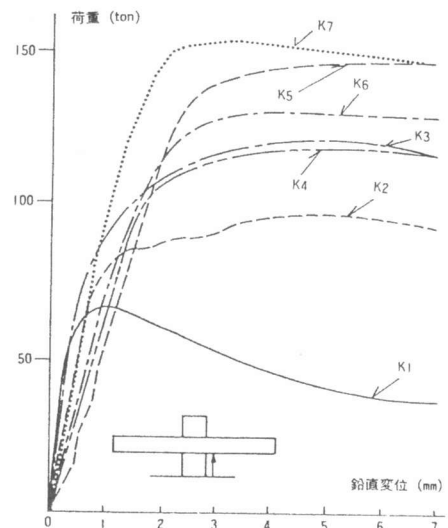


図-5 荷重-変形曲線(Kシリーズ)

図4、5にTシリーズとKシリーズの荷重-変形曲線を示す。変形量は、柱面から50mm離れたスラブ下端で計測した鉛直変位を示している。

Tシリーズでは、無せん断補強のT1試験体に対し、T2は36%、T3~6は平均して65%の増加があった。また、最大荷重時の鉛直変位は、T1試験体に対し、1.5~1.7倍大きくなっている。そして最大荷重後の挙動を比較すると、T1試験体が約6mmの変位で半分に低下しているのに対し、他の試験体はほとんど荷重低下がみられなかった。

Kシリーズでは、無せん断補強のK1試験体に対し、せん断補強した試験体の耐力増加割合は、Tシリーズの場合よりも大きくなった。また、塑性状態を示した後に最大荷重に達し、その時の鉛直変位はK1試験体の約5倍となり、その後の荷重低下も少なかった。

3.2 破壊状況

全試験体とも、低荷重時においてスラブ上面に柱から斜め方向と十字方向に曲げひびわれが発生し、その後柱の回りに曲げ補強筋の位置に沿った同心円状のひびわれが発生した。実験終了後、スラブ切断面を観察すると、Tシリーズの場合、柱際のせん断ひびわれの上端から上端曲げ補強筋に沿ってひびが水平に伸展し、加力点とスラブ下端の柱寄りの圧縮域を結ぶひびわれによりスラブが分断されるような状況になっていた。また、T4試験体においては、ハット型せん断補強筋の間隔がスラブの有効成dの1/2より大きかったため、せん断ひびわれによる破壊進行を防止できなかった状況が観察された。

Kシリーズは2種類の破壊形式に分類される。1つめは、K2, 3, 4試験体にみられるものである。最大荷重によって生じたスラブ上面のひびわれは、柱面から約1.5d離れた位置に発生した。終了後の観察によると、柱際からd離れた領域は、複数のせん断ひびわれが発生し、コンクリートのせん断ひびわれ幅が大きくなっていた。せん断ひびわれは、せん断補強筋を1、2本貫通する角度で生じ、そのままスラブ上面に抜け

ている。Tシリーズにみられた上端曲げ補強筋に沿ったひびわれはみられなかった。

2つめはK5, 6, 7試験体にみられるものである。最大荷重時での破壊断面は、曲げ補強筋の配置位置に対応する柱面から0.5d(約80mm)離れた箇所に発生した。このひびわれは曲げによるものであり、せん断ひびわれはスラブ下端圧縮域から45°方向に発生し、上端曲げ筋を貫通しているがスラブ上面までは達していない。最終破壊状況においてもひびわれ数も少なく、幅も小さい。

3.3 補強筋のひずみ

図6にT4・K4・K7試験体のせん断補強筋垂直部と上端曲げ補強筋のひずみ分布を示す。

各試験体とも最大荷重までのせん断補強筋のひずみの推移を同じ荷重段階毎に示し、曲げ補強筋は最大荷

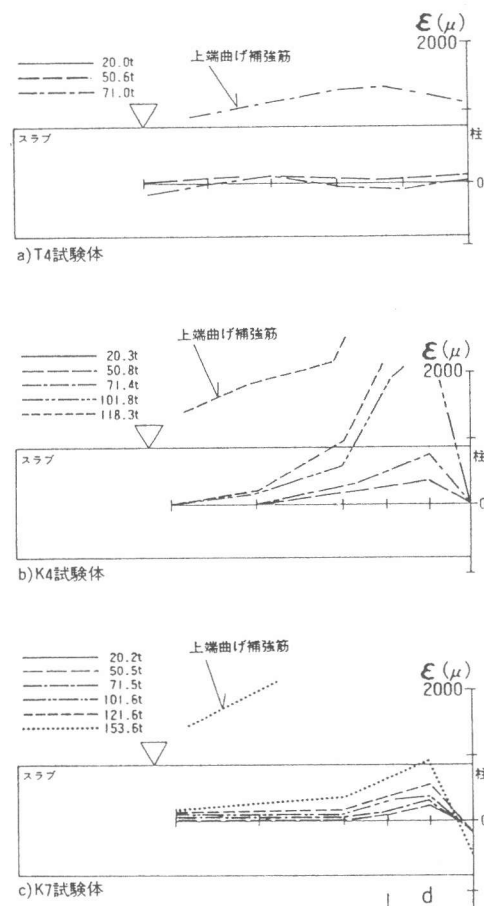


図-6 補強筋ひずみ分布図

重時のみについて示している。T 4 試験体は、せん断補強筋に引張ひずみはほとんど発生していない。これより、せん断補強筋は有効に働いていなかったと考えられる。それに対し、K 4 試験体は、柱面から $d/2, d$ の位置のひずみは引張降伏している。この位置はせん断ひびわれが発生した箇所と一致し、鉄筋がせん断耐力を負担していることが分かる。K 7 試験体は、最大荷重時で、K 4 試験体よりも荷重が大きいかかわらず 1000μ 程度とひずみのレベルは低くなっている。これより、曲げ破壊が支配的で、せん断破壊には至っていないと考えられる。その他の K 2, 3 試験体は、K 4 試験体と同様にせん断補強筋は一部降伏していた。しかし、その範囲は補強筋比が小さいほど加力点側へ広がっており、せん断ひびわれが大きく伸展していると推察される。K 5, 6 試験体は、K 7 試験体と同様にせん断補強筋は降伏していないが、曲げ補強筋は柱近傍で降伏しており、破壊状況からも曲げ破壊が支配的であると
考えられる。

4. 考察

4.1 せん断補強筋比とせん断応力度の関係

図7にせん断補強筋比(Pw%)と最大せん断応力度(τ_{max})の関係を示す。せん断応力度は、柱面から $d/2$ 離れた位置に想定した危険断面で算定した。Tシリーズを○印で、Kシリーズを+印で示している。() のデータは曲げ破壊をした試験体で、それ以外はせん断破壊した試験体である。Tシリーズは、無せん断補強試験体に対して、0.5%のせん断補強筋比の場合、約35%の耐力の上昇がみられた。しかし、補強筋比

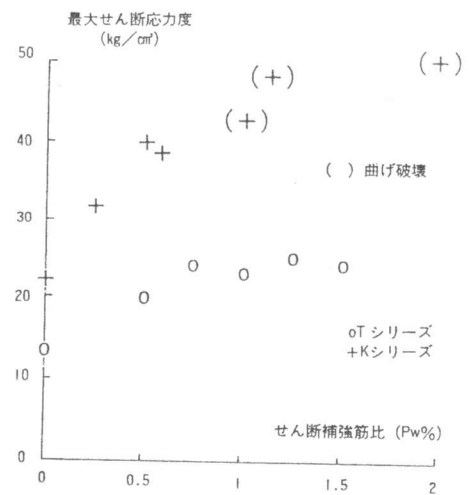


図-7 せん断補強筋比とせん断応力度の関係

表-2 実験値とACI規準式との比較

試験体	σ_n kg/cm ²	$r\sigma_y$ ton/cm ²	$s\sigma_y$ ton/cm ²	V_u ton	ACI規準						
					$V_{c1}=V_{n1}$ ton	V_{c2} ton	V_s ton	V_{n2} ton	V_u/V_{n1}	V_u/V_{n2}	
T 1	220	8.27	-	45	48.65	-	0	-	-	0.92	-
T 2	238	8.27	3.68	61.2	50.60	25.30	58.1	75.90	1.21	0.81	-
T 3	242	8.27	3.68	74.2	51.02	25.51	85.4	76.53	1.45	0.97	-
T 4	249	8.27	3.37	71.1	51.76	25.88	101.2	77.63	1.37	0.92	-
T 5	231	8.27	3.37	77.8	49.85	24.93	132.4	74.78	1.56	1.04	-
T 6	248	8.27	3.74	75.0	51.65	25.83	177.1	77.48	1.45	0.97	-
K 1	265	5.79	-	67.1	51.66	-	0	-	1.30	-	-
K 2	277	5.79	3.54	96.9	52.82	26.41	26.9	53.31	1.83	1.82	-
K 3	264	5.79	3.54	120.7	51.56	25.78	53.8	77.34	2.34	1.56	-
K 4	279	5.79	3.23	117.7	53.01	26.50	54.1	79.51	2.22	1.48	-
K 5	265	5.79	3.23	146.9	51.66	25.83	109.3	77.49	2.84	1.90	-
K 6	269	5.79	3.36	130.0	52.05	26.02	101.1	78.07	2.50	1.67	-
K 7	283	5.79	3.36	152.9	53.38	26.69	202.3	80.08	2.86	1.91	-

σ_n : コンクリート圧縮強度 (封かん養生・加力時材令) V_u : 実験値
 $r\sigma_y$: 曲げ補強筋降伏強度 V_{c1} : ACI方式によるコンクリート負担せん断耐力 $1.06\sqrt{\sigma_n}=V_{n1}$
 $s\sigma_y$: せん断補強筋降伏強度 V_{c2} : ACIによるせん断補強筋を考慮した時のコンクリート負担せん断耐力 $0.53\sqrt{\sigma_n}$
 V_s : ACI式によるせん断補強筋負担せん断耐力 $V_{n2} : V_{c2} + V_s$ と $1.5V_{c1}$ の最小値

が0.7~1.5%の範囲では、それに比例した耐力の上昇はみられなかった。それに対し、Kシリーズでは、約0.5%のせん断補強筋比の場合、無せん断補強試験体に対して、約80%の耐力の上昇がみられた。これは、せん断補強筋の間隔がd/2以下であったことと定着方法が効果的であったためと考えられる。しかし1.0%以上の補強筋比では、耐力の上昇率は小さくなっている。これは、曲げが支配的な破壊形式であったために、せん断補強筋比の影響があまり表れなかったためと考えられる。

4.2 ACI規準計算値との比較

表2に実験値とACI規準による計算値との比較を示す。ACI規準によると押し抜きせん断耐力の設計法には、2種類の計算方法がある。1つは、コンクリートのみで負担する場合(V_{n1})で、2つめは、規定された定着方法および間隔の条件を満たしたせん断補強筋とコンクリートの両方が負担する場合(V_{n2})である。表2の6列目にACI計算式(11-38) ($1.06\sqrt{\sigma_B b d}$:CGS単位系)によって計算したせん断耐力 V_{n1} を示す。表2の9列目にACI計算式(11-2)に上限値を考慮したせん断耐力 V_{n2} ($V_c=0.53\sqrt{\sigma_B b d}$, $V_n \leq 1.59\sqrt{\sigma_B b d}=1.5V_{n1}$)を示す。

図8にせん断補強筋比とせん断耐力(V_{n2})に対する実験値の比(表2の11列目)との関係を示す。図8によると、両シリーズともせん断補強筋比が0.5%以上になると、上限値で決まってしまう。Tシリーズの場合、補強筋が増えても、 V_u/V_{n2} の値は、ほぼ1程度になっており、ACI規準による設計値どおりの値を示した。Kシリーズについては、0.6%以下のものについては、ACI規準式に対して約1.5倍の安全率を有する補強が得られている。1%以上の試験体については、曲げ破壊が支配的になったため、せん断補強の効果の程度は明確でない。

4.3 曲げ耐力とせん断耐力の関係

Kシリーズの試験体の破壊形式は、2種類に分けられる。1つは、K1~4試験体のせん断破壊型、2つめは、K5~7試験体にみられるせん断と曲げ破壊が複合している形式である。これら7体の試験体の最大荷重と終局せん断耐力との比と終局曲げ耐力との比の関係を図9に示す。終局せん断耐力は、コンクリートによる負担を $1.06\sqrt{\sigma_B}$ で、鉄筋は $s\sigma_y$ で評価した値とし、終局曲げ耐力は、スラブの有効幅を $4 \times (C + 3h)$ (C :柱径, h :スラブ厚)として $0.9f\sigma_y \cdot A_s \cdot d$ ($f\sigma_y$:降伏強度, A_s :鉄筋断面積, d :スラブ有効せい)で算出し、曲げ耐力は柱面に破壊面がくると仮定し、鉛直荷重に換算した値を用いている。図9に示す曲線は、X, Yの関係を下式により近似したものである。

$$\begin{aligned} X^2 + Y^2 &= 1.43^2 & V_u, M_u &: \text{実験値} \\ X &= V_u / V_n & V_n &: \text{終局せん断耐力} \\ Y &= M_u / M_n & M_n &: \text{終局曲げ耐力} \end{aligned}$$

係数1.43は円方程式と仮定してLevenberg-Marquardt法により求めたもので、残差自乗和は、0.038になる。

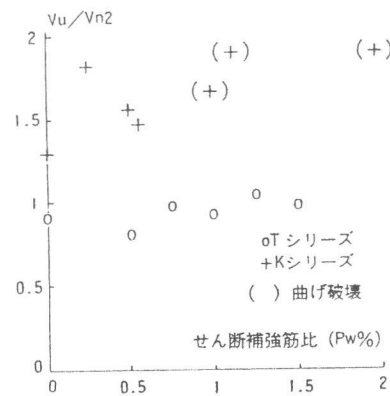


図-8 せん断補強筋比と V_u/V_{n2} の関係

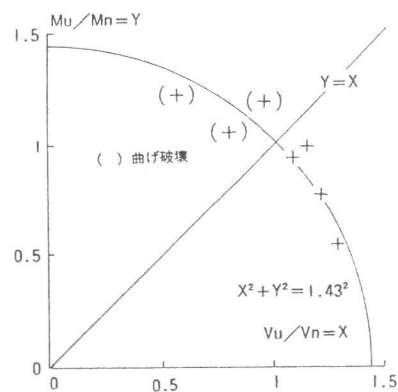


図-9 実験値のせん断耐力比と曲げ耐力比の関係

この図から $Y=X$ の線の上側にあるものは、曲げ破壊形式の試験体で、下側のものはせん断破壊形式の試験体である。 $Y=X$ の直線と $X^2+Y^2=1.43^2$ の曲線の交点は、ほぼ $V_u/V_n=1$ 、 $M_u/M_n=1$ になる。これより、曲げとせん断の終局耐力(V_n , M_n)を上記の方法で設計した場合、両比率を1にすると曲げとせん断の終局破壊状態に同時に達するといえる。また、スラブの設計を曲げ破壊型にするためには、 $Y=X$ の線の上側に各比率の関係がくる必要がある。そこでせん断補強量を増やすなどして、 X の値を小さくしていくと、 Y の値は増加していく。以上の様な関係を考慮に入れて、スラブの曲げとせん断の設計を行うことができる。

5. まとめ

本実験結果のまとめを以下に示す。

- 1) 下端の曲げ補強筋のみに定着させたハット型と上下の曲げ補強筋に定着させたフック型のせん断補強効果は、大きく異なる。同じせん断補強筋量で比較した場合、フック型のほうがハット型に比べて約4倍の補強効果があった。これより鋼材によるせん断補強を行なう場合、上下の曲げ補強筋を緊結する必要性が明らかになった。
- 2) ハット型補強筋を用いた試験体の中で、補強筋の間隔が $d/2$ (d :有効せい)以上になっていたもの(T4試験体)は、その間にせん断ひびわれが発生し、耐力の低下につながった。フック型補強筋を用いた試験体の中にも間隔が $d/2$ を越えるものがあるが、耐力の低下は生じなかった。この原因は、二次元的な配置状態の違いからきており、前者はスラブ面内に補強筋のない通りができてしまうのに対し、後者は、1交点おきに行っているため連続的な破壊面が発生しないためと考えられる。
- 3) フック型補強筋を用いた試験体で、せん断補強筋比がほぼ同じであれば、細径のものを曲げ補強筋の全交点に配置したもの(K3試験体)と太径のものを1交点おきに配置したもの(K4試験体)は、耐力や変形性能等同様な性状を示した。
- 4) せん断補強筋を用いた場合、せん断耐力に対して有効でない場合もありうるが、最大耐力後の急激な荷重の低下を防ぐことができ、じん性のある破壊性状を得ることができる。
- 5) ACI規準(318-89)と比較した場合、補強筋量が比較的少ない範囲(1.0%以下)では、補強筋の効果を検討した計算値は、適切な値を与える。また、補強筋量が多い(1.0%以上)場合には、上限値は $(1.59\sqrt{\sigma_B})$ 過小評価をすると考えられる。
- 6) フック型補強筋を用いた試験体の曲げとせん断の実験値(M_u , V_u)を各々の終局曲げ耐力(M_n)とせん断耐力(V_n)の比で比較してみると次式の関係に近似される。

$$(V_u/V_n)^2 + (M_u/M_n)^2 = 1.43^2$$

これより押し抜きせん断と曲げ応力状態を考慮した合理的に設計法が可能となる。

「参考文献」

- 1) 日本建築学会1988:「鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説」, pp106-109
- 2) ACI Committee 318(July, 1990), 11.12.3:Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary(ACI 318-89 and ACI 318R-89)American Concrete Inst. Detroit, 353pp