

論 文

[2058] 鉄筋コンクリート短柱のせん断耐力に及ぼす中段筋の影響

正会員○蓼原真一（長崎大学構造工学科）

正会員 嶋津孝之（広島大学第四類）

1. はじめに

鉄筋コンクリート造高層建物の下層部柱は高軸力を受けるため一般に太短い柱となる。また、一般に柱は矩形断面で、地震時にX, Y二方向の水平力により生じる曲げモーメントおよび軸力を負担するため軸筋は多段配筋となっている。一方向の曲げに対して配置された軸筋以外に他方向の曲げに対して配置された中段軸筋（以下中段筋と呼ぶ。）も曲げを負担する。ところで、文献[1]では柱のせん断伝達機構が、軸筋とコンクリート束および帯筋からなるトラス機構とせん断力を直接材端から材端へ伝えるアーチ機構の二つから成立すると仮定した柱のせん断強度式が提案されている。曲げや軸力を負担する以外に中段筋が軸筋である限りせん断ひびわれ後に帯筋ほど大きなせん断力を負担することは困難と考えられる。しかし、上記トラス機構の引張りと圧縮鉄筋の重心間距離に中段筋を考慮すれば、中段筋もせん断耐力に影響するものと考えられる。

本論文では、軸力比約1/3の軸力を受けるせん断スパン比(a/D)1.0の矩形断面鉄筋コンクリート短柱のせん断実験を行い、中段筋のせん断耐力に与える影響を考察するものである。実験変数は中段筋比および帯筋比である。

2. 実験概要

試験体は図1に示すように逆対称曲げモーメントを受ける連続ばかり型式である。表1に各試験体の諸元を、表の下に共通の諸元を示す。図1に配筋例を示す。中段筋を含め軸筋にはD13を用いた。軸筋のうち中段筋以外の引張りまたは圧縮の鉄筋比は1.27%(4-D13)である。一方、中段筋は1段2本ずつ引張り圧縮筋間距離を等分する位置に3段まで配置した。中段筋のない場合を含めて中段筋比(a_m/bD , a_m : 中段筋の総断面積)は0%, 0.635%(2-D13), 1.27% (4-D13), 1.91% (6-D13)の4種類であり、中段筋本数を試験体記号のアルファベットに続く数字で表した。帯筋には6φを用い帯筋比は0%から1.33%まで計7種類であり、試験体の記号を帯筋比の小さい順に試験体の記号をA, B, … Gとした。B～Dの帯筋は2-6φとしE～Gでは4-6φのサブタイ式である。各鉄筋の機械的性質を表2に示す。また、コンクリートは粗骨材最大寸法15mmのレディミクストコンクリートを使用した。試験体A～EとF～Gとで打ち込み時期が異なり、また同一の打ち込み時期でも試験時期が異なるので圧縮強度は各試験体で異なっており、表1の③欄に示す。

水平加力には200ton万能試験機を使用した。試験体を試験機ベッド上のピンまたはローラー上に横にし、試験機ヘッドにはH型鋼反力はりを取り付けローラーを介し試験

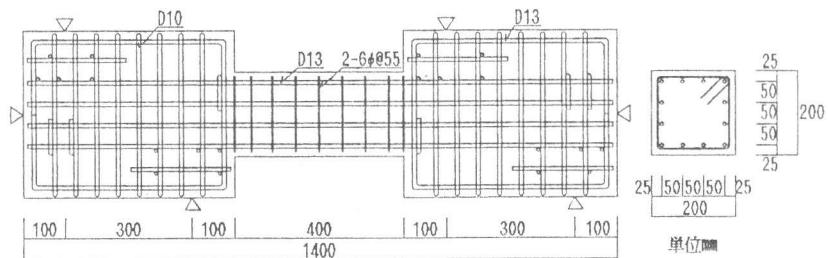


図1 配筋図 (C-4)

体に逆対称荷重を与え、試験機付属ボテンションメーターで荷重の検力とした。加力方法は一方向定振幅漸増載荷で、試験区間の相対部材角1/480, 1/240, 1/120, 1/60で約1tonまで除荷した。

一定軸力は50ton 油圧ジャッキで与えた。二つのH型鋼とそれらを結ぶ8-25φの鋼棒からなる反力装置を使用して球座とピンを介して軸力を与えた。軸力の検力には50ton のロードセルを用いた。加力方法は平均軸応力度（ただし、軸力を部材の断面積で除したものである。）がコンクリート圧縮強度の約1/3 となるように軸力を与えた。

水平力による試験区間の相対変位はゲージホルダーに取り付けた電気式変位計で測定した。また軸筋および帶筋のひずみと、試験区間の中央のコンクリート表面および内部における三方向ひずみを測定した。また、コンクリート表面のひびわれ状況も調べた。

3. 実験結果

3. 1 破壊経過と荷重一変位曲線

図2、図3に代表的なひびわれ状況と荷重一変位曲線を示す。帶筋の存在する試験体の多くは最初材端に曲げひびわれが生じ、次にせん断ひびわれによる一時的荷重低下が生じ、再び荷重上昇後せん断圧縮破壊した。中段筋がなく帶筋がもっとも多いG-0 のみ軸筋の降伏がみられたが、せん断圧縮破壊をした。しかし、帶筋の少ないものはせん断ひびわれ後、あまり荷重上昇せず斜張力破壊をしている。また曲げせん断ひびわれは帶筋が多く存在する場合にのみ生じたが、いずれも後述の斜張力ひびわれ後のもので、斜張力ひびわれ前のものとは異質なものと考えられる。

せん断ひびわれによる一時的荷重低下の程度は帶筋が多いほど小さくなる。中段筋がない場合の一時的荷重低下は帶筋比が約0.9 % (E-0)以下でみられ、帶筋比が約1.2 %以上ではみられない。

表1 試験体一覧表

	① p _w ¹⁾ (%)	② p _m ²⁾ (%)	③ d _B ³⁾ (kg/cm ²)	④ d _O ⁴⁾ (η _O ⁵⁾ (kg/cm ²)
A-0	0.0	0.0	251	70.5(0.281)
A-2		0.635(2-D13)	251	69.5(0.277)
A-4		1.27(4-D13)	251	68.8(0.274)
A-6		1.91(6-D13)	251	69.8(0.278)
B-0	0.224	0.0	246	69.0(0.280)
B-2	(2-6φ@110mm)	0.635(2-D13)	246	71.0(0.289)
B-4		1.27(4-D13)	246	70.8(0.288)
B-6		1.91(6-D13)	251	70.0(0.279)
C-0	0.447	0.0	240	67.8(0.282)
C-2	(2-6φ@55mm)	0.635(2-D13)	240	70.5(0.294)
C-4		1.27(4-D13)	240	70.3(0.293)
C-6		1.91(6-D13)	240	71.0(0.296)
D-0	0.665	0.0	229	69.5(0.303)
D-2	(2-6φ@37mm)	0.635(2-D13)	234	71.0(0.303)
D-4		1.27(4-D13)	234	70.0(0.299)
D-6		1.91(6-D13)	234	69.8(0.298)
E-0	0.895	0.0	222	70.0(0.315)
E-2	(4-6φ@55mm)	0.635(2-D13)	222	70.0(0.315)
E-4		1.27(4-D13)	229	70.5(0.308)
E-6		1.91(6-D13)	229	70.0(0.306)
F-0	1.23	0.0	303	102.8(0.339)
F-2	(4-6φ@40mm)	0.635(2-D13)	303	103.5(0.342)
F-4		1.27(4-D13)	304	101.8(0.335)
F-6		1.91(6-D13)	304	102.0(0.336)
G-0	1.33	0.0	305	103.8(0.340)
G-2	(4-6φ@37mm)	0.635(2-D13)	305	102.0(0.334)
G-4		1.27(4-D13)	305	101.5(0.333)
G-6		1.91(6-D13)	306	101.8(0.333)

共通諸元—bxD(d)= 20×20(17.5)(cm), a/D(a/d)=1.0(1.14),
p_t = 1.27(%) (4-D13), ただし, a: せん断スパン (=20cm),
p_t: 引張り鉄筋比 (= a_t / bD)
注1) p_w: 帯筋比 (= a_w / b_x), 2) p_m: 中段筋比 (= a_m / bD),
3) d_B: コンクリート圧縮強度, 4) d_O: 平均軸応力度,
5) η_O: 軸力比 (= d_O / d_B)

表2 鉄筋の機械的性質

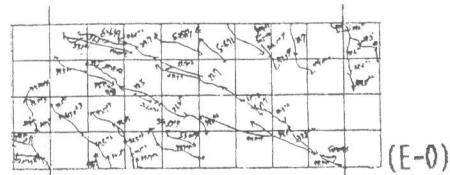
	a _s (cm ²)	d _y (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)
D13	1.27	3990	1.88×10 ⁶
6φ	0.246	2512	2.06×10 ⁶

い。中段筋がある場合には帶筋比が約0.7%以下の場合と帶筋比が約0.9%で中段筋が少ないE-2,E-4の場合に一時的荷重低下がみられるが、中段筋がさらに多いE-6の場合と帶筋比が約1.2%以上の場合にはみられない。ただし、E-6には荷重-変位曲線に折れ曲がりがみらる。ところで、帶筋の少ない場合にはせん断ひびわれがそのまま斜張力破壊となるので、以後せん断ひびわれを斜張力ひびわれと呼ぶことにする。

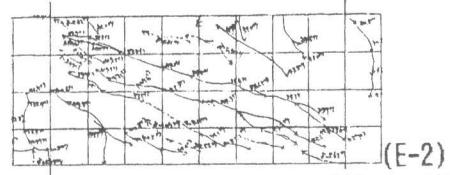
3. 2斜張力ひびわれおよびせん断圧縮破壊時せん断力

表3③、⑥欄にそれぞれ斜張力ひびわれおよびせん断圧縮破壊時せん断力(=荷重/3) V_{DT} , V_{sc} を無次元化したものを示した(ただし記号は表3の脚注1)~3)参照)。コンクリート強度による違いを除くためコンクリート圧縮強度とその有効係数 ν を用いて整理した。②欄と①欄には各試験体のせん断補強筋係数 ψ_w (表3の脚注2)参照)と ν を示した。 ν の算定には表3の脚注1)に示す式を用いた。この式は文献[2]で ν の中間値を与える、下限値で文献[1]に採用された ν (=0.7- σ_B /2000)とは異なる。柱およびはりのせん断強度を求める文献[1]の極限解析にみられるように無次元化した V_{sc} 理論値が上限値0.5を示すのは ψ_w が0.5以上の場合である。しかし V_{sc} 実験値の整理に ν の下限値を用いると、 ψ_w が0.5より小さい約0.2(試験体)で上限値の0.5または0.5近くの値を示したので、実験値の整理には下限値より中間値の ν を用いることにした。図4は無次元化した V_{DT} および V_{sc} と ψ_w の関係を示したものである。△印と○印はそれぞれ V_{DT} と V_{sc} を表し、同一の中段筋比のものを結んでいる。

図4で△印の斜張力ひびわれせん断力は同一の中段筋比の場合、帶筋比が大きくなるほどやや高くなる傾向がみられる。しかし帶筋のひずみ測定結果から帶筋がせん断補強効果を發揮しだすのは斜張力ひびわれ後であるので、ひびわれせん断力への帶筋の影響は小さいといえる。

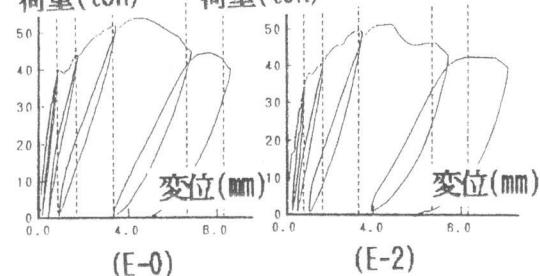


(E-0)



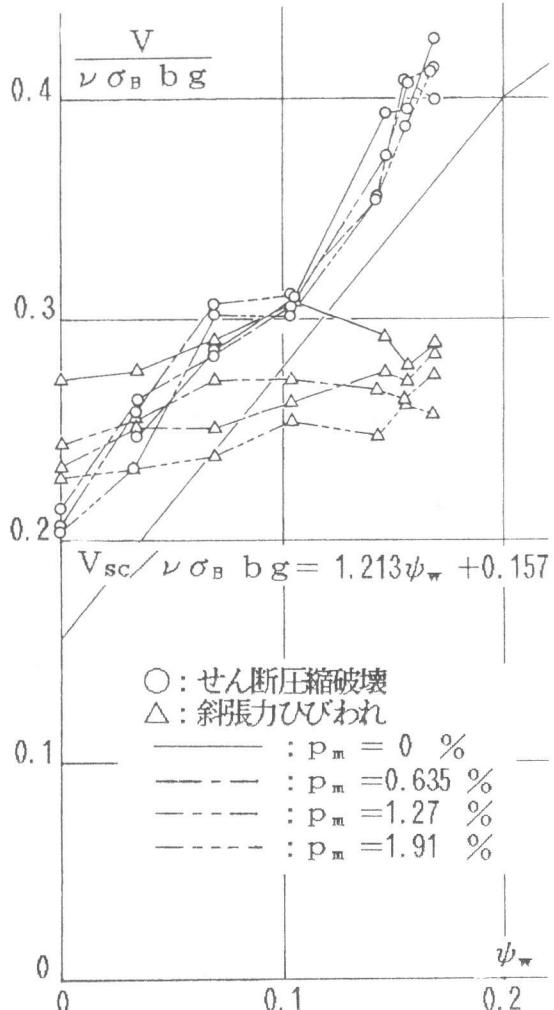
(E-2)

図2 ひびわれ図



(E-0) (E-2)

図3 荷重-変位曲線

図4 $V/\nu\sigma_B bg$ と ψ_w の関係

ひびわれせん断力に大きな影響を与えるのは中段筋の存在で、多く存在するほどひびわれせん断力が低下している。この原因として中段筋がないものより合力中心距離が短くなること、コンクリートの軸力負担が中段筋の軸力負担で軽減されることが考えられる。また中段筋1段の場合、中段筋の多い2段のものよりひびわれせん断力が低いことから、斜張力ひびわれが発生する部材軸（部材せいの中央）位置に中段筋が存在することもコンクリートの有効幅を減少させてひびわれ発生を早めるものと考えられる。

図4で○印のせん断圧縮破壊せん断力は帶筋比による影響が著しい。しかも帶筋がある場合、ほとんどせん断圧縮破壊せん断力が斜張力ひびわれせん断力を上回っている。しかし、中段筋はせん断圧縮破壊せん断力をわずかながら低下させる傾向がみられるだけである。

表3 試験結果等一覧表

試験体 記号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
	$\nu^{1)}$	$\psi_w^{2)}$	$\frac{V_{DT}^{3)}{\nu \sigma_B b g}$			$\frac{V_{SC}}{\nu \sigma_B b g}$				
			exp.	cal. ⁴⁾	$\frac{③}{④}$	exp.	cal. ⁵⁾	cal. ⁶⁾	$\frac{⑥}{⑦}$	$\frac{⑥}{⑧}$
A-0	0.675	0.0	0.273	0.268	1.02	—	0.157	0.157	—	—
A-2	〃	〃	0.234	0.230	1.02	0.215	〃	〃	1.37	1.37
A-4	〃	〃	0.244	0.251	0.97	0.207	〃	〃	1.32	1.32
A-6	〃	〃	0.229	0.217	1.06	0.204	〃	〃	1.30	1.30
B-0	0.677	0.0338	0.277	0.269	1.03	0.247	0.198	0.198	1.25	1.25
B-2	〃	〃	0.252	0.233	1.08	0.264	〃	〃	1.33	1.33
B-4	〃	〃	0.255	0.256	1.00	0.259	0.192	〃	1.35	1.31
B-6	0.675	0.0332	0.233	0.217	1.07	0.233	0.191	0.197	1.22	1.18
C-0	0.680	0.0688	0.291	0.270	1.08	0.286	0.240	0.240	1.19	1.19
C-2	〃	〃	0.251	0.236	1.06	0.284	〃	〃	1.18	1.18
C-4	〃	〃	0.283	0.259	1.09	0.307	0.227	〃	1.35	1.28
C-6	〃	〃	0.238	0.223	1.07	0.302	〃	〃	1.33	1.26
D-0	0.686	0.106	0.208	0.278	1.11	0.310	0.286	0.286	1.08	1.08
D-2	0.683	0.104	0.263	0.243	1.08	0.306	0.283	0.283	1.08	1.08
D-4	〃	〃	0.273	0.261	1.05	0.311	0.263	〃	1.18	1.10
D-6	〃	〃	0.254	0.224	1.13	0.301	0.262	〃	1.15	1.06
E-0	0.689	0.147	0.292	0.284	1.03	0.393	0.335	0.335	1.17	1.17
E-2	〃	〃	0.276	0.244	1.13	0.374	〃	〃	1.12	1.12
E-4	0.686	0.143	0.268	0.265	1.01	0.354	0.303	0.330	1.17	1.07
E-6	〃	〃	0.247	0.227	1.09	0.355	0.302	〃	1.18	1.08
F-0	0.649	0.157	0.279	0.280	1.00	0.395	0.347	0.347	1.14	1.14
F-2	〃	〃	0.274	0.241	1.14	0.407	〃	〃	1.17	1.17
F-4	0.648	0.156	0.264	0.263	1.00	0.387	0.317	0.346	1.22	1.12
F-6	〃	〃	0.261	0.226	1.15	0.408	0.315	〃	1.30	1.18
G-0	0.648	0.169	0.289	0.280	1.03	0.426	0.362	0.362	1.18	1.18
G-2	〃	〃	0.284	0.239	1.19	0.399	〃	〃	1.10	1.10
G-4	〃	〃	0.275	0.262	1.05	0.413	0.330	〃	1.25	1.14
G-6	0.647	0.168	0.257	0.225	1.14	0.412	0.327	0.361	1.26	1.14

注1) ν : コンクリート有効強度係数($=0.8 - \sigma_B / 2000$) , σ_B : コンクリート圧縮強度(kg/cm^2) ,

2) ψ_w : せん断補強筋係数($= p_w \sigma_{wy} / \nu \sigma_B$), $p_w = a_w / b x$, a_w : 一組のせん断補強筋断面積, b : 断面幅, x : せん断補強筋のピッチ, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点,

3) g : 中段筋を除く引張り圧縮鉄筋間距離, 4) ④欄の V_{DT} は次の主応力度式による。

$$V_{DT} = \sqrt{\sigma_t (\sigma_t + \sigma_0)} b j_{DT} \quad (1)$$

ここに、 $\sigma_t = 1.8 \sqrt{\sigma_B}$, $\sigma_0 = N/A_e$, N : 軸力, A_e : 等価断面積 (ただし、ヤング係数比を10とした。),

$$b' = \begin{cases} b & (\text{中段筋が部材軸にない A-0 \sim G-0, A-4 \sim G-4 の場合}) \\ b - 2\phi & (\text{中段筋が部材軸に存在する A-2 \sim G-2, A-6 \sim G-6 の場合, } \phi : \text{中段筋の公称直径}), \end{cases}$$

$$j_{DT} = I_e / S_e,$$

I_e : コンクリートの全断面を有効とした場合の部材軸に関する等価断面2次モーメント,
 S_e : 部材軸片側の部材軸に関する等価断面1次モーメント

5)⑦欄の V_{sc} は文献[1]のせん断強度式 V_u に基づく。

$$V_{sc} = b j_t p_w \sigma_{wy} \cot\phi + \tan\theta (1-\beta) b D \sigma_B / 2 \quad (2)$$

ここに、 j_t : 引張り圧縮鉄筋重心間距離 (軸筋の部材軸に関する断面2次モーメントを部材軸片側軸筋の断面1次モーメントで除したもの), $\cot\phi=2.0$ (ただし、 $\psi_w < 0.2$ の場合で、 ψ_w は注1)と同様とする。), $\tan\theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1 - L/D}$, $\beta = (1 + \cot^2 \phi) \psi_w$, 上記試験体では、 $\psi_w \leq 0.169$ で $L/D=2.0$ であるので、 $\cot\phi=2.0$, $\tan\theta = \sqrt{5}-2$, $\beta = 5\psi_w$ となる。ここで、 j_t , g および D を式(2)に代入すれば、

$$V_{sc}/\nu \sigma_B b g = \begin{cases} 1.213\psi_w + 0.157 & (\text{ただし、中段筋のない場合と1段の場合で} \\ & j_t = g, g \text{は注3)参照}) \\ 1.024\psi_w + 0.157 & (\text{ただし、中段筋2段の場合で } j_t = 0.905g) \\ 1.013\psi_w + 0.157 & (\text{ただし、中段筋3段の場合で } j_t = 0.900g) \end{cases}$$

6)⑧欄の V_{sc} は式(2)に基づくが、 j_t については中段筋の存在を無視して $j_t = g$ とする。

4. 実験結果の考察

以下では、余張力ひびわれせん断力 V_{DT} とせん断圧縮破壊時せん断力 V_{sc} について考察する。

4. 1 余張力ひびわれせん断力 V_{DT}

実験結果で述べたように V_{DT} は帯筋比の影響は小さく、中段筋比や中段筋位置の影響が大きい。そこで、帯筋比の影響は無視し、中段筋比と中段筋位置の影響のみを考慮して表3注4)中の主応力度式を用いた式(1)に基づき V_{DT} を求め、($\nu \sigma_B b g$)で無次元化したものが表3④欄である。中段筋比の影響は、コンクリートの平均軸応力度に等価断面積を、合力中心距離に等価断面2次および1次モーメントを、またコンクリートの有効幅に部材軸位置における中段筋の有無を考慮した有効幅を用いることにより考慮している。⑤欄は実験値/計算値を示す。実験値/計算値は0.97~1.19で個数28個の平均値は1.07, 標準偏差 σ_{n-1} は0.054, 变動係数は5.1%であり、計算値は実験値をよく評価している。

4. 2 せん断圧縮破壊時せん断力 V_{sc}

実験結果で述べたように V_{sc} は帯筋比による影響が著しく、中段筋比の影響はわずかである。

しかしまず、帯筋比による影響と中段筋比の影響も考慮してみた。表3の注5)中の式(2)に基づき V_{sc} を求め、($\nu \sigma_B b g$)で無次元化したものが表3の⑦欄である。中段筋の影響は帯筋の影響が考慮されている同じ右辺第1項中の引張り圧縮筋重心間距離 j_t において考慮した。中段筋を部材軸で引張り側と圧縮側にわけて j_t を求めた。 j_t の計算結果は注5)中の最後に示した。 V_{sc} の実験値と以上の計算値の比を表3⑨欄に示す。実験値/計算値は1.08~1.37でA-1を除く個数27個の平均値は1.22、標準偏差 σ_{n-1} は0.087、変動係数は7.1%となり、計算値は実験値を安全側に過小評価しており、またばらつきも大きい。特に中段筋が2段および3段のもので j_t を小さく見積もるために実験値と計算値の比が大きくなっている。以上の j_t を求める際には引張り圧縮筋と中段筋の間ではせん断ひびわれがはいらず一体的に挙動することが前提となるが、せん断圧縮破壊時には先に斜張力ひびわれがはいるので、前提と異なる。特に、 ψ_w が0.0396と小さく斜張力ひびわれの伸展が大きい場合(A, B試験体)には中段筋が少なくて実験値/計算値が大きい。 V_{sc} の実験値は中段筋比の影響はわずかであったので、次に中段筋の存在を無視して計算したものを表3の⑧欄に、また実験値/計算値を⑩欄に示す。これによると、実験値/計算値は同じく1.08~1.37で個数27個の平均値は1.18、標準偏差 σ_{n-1} は0.090、変動係数は7.6%で、計算値は実験値に近づく。しかし、まだばらつきは大きい。これは前述の ψ_w が小さい場合の影響である。そこで、最小帯筋比を ψ_w を0.0388%以上(帯筋比で0.244%以上)として ψ_w が0の場合を除くと実験値/計算値は1.08~1.33で個数24個の平均値は1.16、標準偏差 σ_{n-1} は0.077、変動係数は6.6%で、ばらつきは小さくなる。さらに、最小帯筋比を ψ_w を0.0688%以上(帯筋比で0.447%以上)とすれば実験値/計算値は1.08~1.28で個数20個の平均値は1.14、標準偏差 σ_{n-1} は0.060、変動係数は5.3%で斜張力ひびわれせん断力の5.1%に匹敵するほどばらつきは小さくなり、計算値は実験値をよく評価しているといえる。

5. 結論

軸力比約1/3の一定軸力を受けたせん断スパン比1.0の鉄筋コンクリート短柱のせん断実験によって次のことが分かった。

- 同一の試験体ではじめに斜張力破壊が生じ、つぎにせん断圧縮破壊が生じる。帯筋比が小さい場合には前者で最大荷重を示し、帯筋比が大きい場合には後者で最大荷重を示す。
- 斜張力ひびわれせん断力は中段筋比の影響が大きく帯筋比の影響は小さい。主応力度式中の平均軸応力度と合力中心距離および有効幅に中段筋比の影響を考慮して求めた斜張力ひびわれせん断力は実験値をよく評価している。
- せん断圧縮破壊時せん断力は帯筋比の影響が大きく中段筋比の影響は小さい。中段筋比の影響を無視して文献[1]のせん断強度式で求めたせん断圧縮破壊時せん断力は、コンクリート圧縮強度の有効強度係数を $(0.8 - \sigma_B / 2000)$ として整理した実験値をよく評価している。さらに、帯筋比を0.447%以上とすればさらに上記評価式の精度は高まる。

参考文献

- 日本建築学会編：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、日本建築学会、pp.106-112、1990.11
- Nielsen, M. P. : LIMIT ANALYSIS AND CONCRETE PLASTICITY, Prentice-Hall, Inc., pp.226, 1984