

論文 高強度せん断補強鉄筋を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断耐力算定法に関する一考察

岡本 大*1・谷村 幸裕*1・黒岩 俊之*2・渡辺 忠朋*3

要旨: 高強度せん断補強鉄筋と圧縮強度が 30N/mm^2 以下のコンクリートを併用した場合には, せん断補強鉄筋が降伏に至る前にせん断破壊を生じ, 帯鉄筋の降伏を仮定したせん断耐力算定式を用いた場合には耐力を過大に評価する可能性がある。本研究は, 従来の算定式によってせん断耐力を妥当に評価する方法を提案するために, 単純支持された梁試験体を対象とした既往の実験データを用いて, せん断補強鉄筋の降伏強度の制限値について再検討した。検討の結果, せん断補強鉄筋の降伏強度をコンクリート圧縮強度に応じて制限することで, せん断耐力を妥当に評価できることを確認した。

キーワード: 高強度せん断補強鉄筋, せん断耐力, コンクリート圧縮強度, 単純支持, 鉄筋コンクリート梁

1. はじめに

鉄筋コンクリート (以下, RC) 構造物に高強度材料を効果的に使用することで, 経済性・施工性の向上および構造物の高品質化を図ることができると考えられる。高強度材料を RC 部材に適用するためには, 耐力や変形性能などの基本的な特性を明らかにし, 設計に反映させることが必要である。本研究では, 高強度せん断補強鉄筋を使用した RC 梁のせん断耐力算定方法について検討した。

これまでの研究において, 高強度せん断補強鉄筋と圧縮強度 (f'_c) が 30N/mm^2 以下のコンクリートを併用した場合には, せん断補強鉄筋が降伏に至る前にせん断破壊を生じることが確認されている。そのため, 帯鉄筋の降伏を仮定したせん断耐力算定式を用いた場合には耐力を過大に評価する可能性があることが報告されている^{1), 2), 3), 4)}。

土木学会コンクリート標準示方書⁵⁾ (以下, 土木学会示方書) では, これらの研究成果を踏まえ, f'_c が 60N/mm^2 以上の場合はせん断補強鉄筋の降伏強度 (f_{wy}) を 800N/mm^2 以下に, f'_c が 60N/mm^2 未満の場合には f_{wy} を 400N/mm^2 以下に制限している。しかし, これまで, 実際の構造物で多く用いられている f'_c が 30N/mm^2 以下のコンクリートと高強度せん断補強鉄筋とを組合せて使用した研究は少ない。また, f'_c が 60N/mm^2 未満の場合に, 土木学会示方書に示されている f_{wy} の制限値を用いてせん断耐力を算定すると, 実験結果を過小評価するとの報告²⁾もある。そのため, これまでに筆者らは, f'_c が $20\sim 30\text{N/mm}^2$ 程度の RC 梁の実験結果と既往の研究成果をもとに, コンクリート強度がせん断耐力に与える影響につ

いて検討を行った⁶⁾。その結果, f_{wy} の上限値として $25f'_c$ を用いることで, 計算値は実験値と良い整合性を示すことを確認した。ただし, 検討時点においてせん断補強鉄筋の降伏強度の規格値が 800N/mm^2 を超える実験データが少なかったことから, $25f'_c$ 以下とした f_{wy} を 800N/mm^2 で頭打ちにするか, 実験等により確認することがよいとしている。その後, 施工性の向上等を勘案すると降伏強度の規格値が 1275N/mm^2 のせん断補強鉄筋のニーズがより高いことから, これを用いた研究が実施されている^{7), 8), 9)}。そのため, 本研究では, これらの実験データを加えて, f_{wy} の制限値について再検討した。

2. せん断耐力の算定方法

本検討におけるせん断耐力の算定方法を以下に示す。棒部材のせん断耐力 (V_y) は, 土木学会示方書に従い, 式(1)により算定することとした。

$$V_y = V_c + V_s \quad (1)$$

V_c : せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力

V_s : せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材のせん断耐力

ここで, V_c 算定式の基本となっているのが二羽らの研究¹⁰⁾による式(2)である。

$$V_c = f_{vc} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot b \cdot d \quad (2)$$

ここに, $f_{vc} = 0.2 \cdot \sqrt[3]{f'_c}$, $\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5$,

$\beta_p = \sqrt[3]{100p_t} \leq 1.5$, $\beta_a = 0.75 + 1.4d/a$,

b : 断面幅 (mm), d : 有効高さ (mm), p_t : 引張鉄筋比,

a : せん断スパン長 (mm) である。

なお, 既往の研究¹¹⁾において, 高強度コンクリートを用いる場合に f_{vc} の上限値を 0.72N/mm^2 とすることの妥当

*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工博 (正会員)

*2 東急建設 (株) 技術研究所 土木研究室 工博 (正会員)

*3 北武コンサルタント (株) 工博 (正会員)

性が示されていることから、本検討においてもそれに従うこととした。

V_s は、トラス理論に基づいて式 (3) により算定することとした。

$$V_s = A_w \cdot f_{wy} (\sin\theta + \cos\theta) / s_s \cdot z \quad (3)$$

ここに、 A_w ：区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm^2)、 f_{wy} ：せん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)、 θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度（今回対象とした試験体はすべて $\theta=90^\circ$ ）、 s_s ：せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)、 z ：応力中心間距離で、 $d/1.15(\text{mm})$ である。

本検討では、実験値と式(1)~(3)に基づいた計算値との比較により、 V_y 算定時の f_{wy} の制限値について検討を行った。

3. 検討対象試験体

検討の対象とした試験体を表-1に示す。全27体のうち、 $f'_c=22.6\sim 55.2\text{N}/\text{mm}^2$ の普通強度コンクリートと $f_{wy}=706\sim 1403\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度せん断補強鉄筋を組み合わせた試験体が17体であり、 $f'_c=73.5\sim 98.5\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度コンクリートと $f_{wy}=814\sim 1138\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度せん

断補強鉄筋を組み合わせたものが10体である。試験体の a/d は3.0と3.83(1体)であり、荷重方法は、単純支持の一方向単調荷重としたものである。すべての試験体ともに最大荷重時のせん断力をせん断耐力の実験値 $V_{y,exp}$ として検討を行った。

4. せん断補強鉄筋の引張降伏強度の制限値の検討

4.1 コンクリート圧縮強度 f'_c の影響

図-1に、コンクリート圧縮強度と、 $V_{s,exp}$ と $V_{s,cal}$ の比の関係を示す。 $V_{s,exp}$ は、 $V_{y,exp}$ から(2)式により算定した $V_{c,cal}$ を差し引いた値とし、 $V_{s,cal}$ は、 f_{wy} を降伏強度の実測値として(3)式により算定した。なお、 $V_{c,cal}$ の算定にあたっては $f_{vc} \leq 0.72\text{N}/\text{mm}^2$ を適用することとしたが、できるだけ f_{vc} の頭打ちの影響を排除するため、表-1に示すデータのうち、 $f'_c < 60\text{N}/\text{mm}^2$ のものを用いた。

図-1には、せん断補強鉄筋の降伏強度が $685\text{N}/\text{mm}^2$ 以上 $785\text{N}/\text{mm}^2$ 未満 (SD685相当)、 $785\text{N}/\text{mm}^2$ 以上 $1275\text{N}/\text{mm}^2$ 未満 (SD785相当) および $1275\text{N}/\text{mm}^2$ 以上 (SD1275相当) のものについて、それぞれせん断補強鉄筋の降伏確認の有無を分けて凡例を示している。図に

表-1 検討対象とした試験体の諸元

試験体	部材幅 $b(\text{mm})$	部材高さ $h(\text{mm})$	有効高さ $d(\text{mm})$	せん断 スパン $a(\text{mm})$	a/d	コンクリート 圧縮強度 $f'_c(\text{N}/\text{mm}^2)$	引張鉄筋		せん断補強鉄筋		文献
							降伏強度 $f_{sy}(\text{N}/\text{mm}^2)$	鉄筋比 $p_l(\%)$	降伏強度 $f_{wy}(\text{N}/\text{mm}^2)$	鉄筋比 $p_w(\%)$	
No.1	300	450	400	1200	3.00	23.4	520	2.14	974	0.07	6)
No.2	300	450	400	1200	3.00	22.6	520	2.14	974	0.14	
No.3	300	450	400	1200	3.00	23.0	520	2.14	974	0.21	
No.4	300	450	400	1200	3.00	29.9	520	2.14	974	0.07	
No.5	300	450	400	1200	3.00	31.5	520	2.14	974	0.14	
No.3	500	750	690	2070	3.00	75.3	709	1.98	1065	0.25	11)
No.4	500	750	690	2070	3.00	73.5	709	1.32	1086	0.10	
No.5	500	750	690	2070	3.00	33.9	704	1.98	1029	0.23	
No.6	500	750	690	2070	3.00	54.3	704	1.98	1029	0.23	
No.7	500	750	690	2070	3.00	35.6	704	1.98	1403	0.16	
No.8	500	750	690	2070	3.00	54.7	704	1.98	1403	0.16	
No.2	400	400	350	1050	3.00	49.4	698	1.84	747	0.16	3)
No.3	400	400	350	1050	3.00	51.0	698	1.84	803	0.18	
No.4	400	400	350	1050	3.00	55.2	698	1.84	747	0.21	
OC-30	400	400	350	1050	3.00	27.8	698	1.84	747	0.16	4)
SCC-30	400	400	350	1050	3.00	32.7	754	1.84	706	0.16	
No.1	500	750	690	2070	3.00	42.6	1154	1.77	1400	0.20	7)~9)
No.2	500	750	690	2070	3.00	40.3	1154	1.77	1400	0.32	
No.5	500	600	540	2070	3.83	38.2	1154	1.77	1400	0.20	
No.2	350	450	400	1200	3.00	93.2	724	2.27	1138	0.09	1)
No.6	350	450	400	1200	3.00	98.5	724	2.27	814	0.36	
No.10	350	450	400	1200	3.00	95.0	724	2.27	1138	0.12	
No.1	600	450	400	1200	3.00	75.0	744	2.32	1028	0.12	2)
No.2	525	450	400	1200	3.00	78.1	744	2.27	1028	0.14	
No.3	435	450	400	1200	3.00	78.2	744	2.28	1028	0.16	
No.4	350	450	400	1200	3.00	79.5	744	2.27	967	0.24	
No.10	600	450	400	1200	3.00	81.0	737	2.32	1028	0.16	

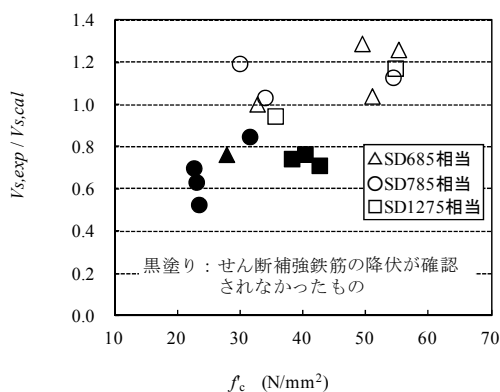


図-1 コンクリート圧縮強度 f'_c の影響

よれば、コンクリート圧縮強度が減少するに従い、実験値と計算値の比が小さくなる傾向が見られる。また、 f'_c が 40N/mm^2 以下の試験体の多くが 1.0 を下回っており、過大評価となっている。そしてその場合、せん断補強鉄筋は降伏に至っていないものが多い。また、SD1275 相当のせん断補強鉄筋については、 f'_c が 40N/mm^2 を超えた領域でも降伏に至っていないものが多い。このことから、 f'_c が 50N/mm^2 程度以下の RC 梁に対して、高強度せん断補強鉄筋の補強効果を低減する必要があるといえる。

4.2 せん断補強鉄筋比 p_w の影響

図-2 に p_w と、 $V_{s,exp}$ と $V_{s,cal}$ の比の関係を示す。検討には、4.1 節と同様に表-1 に示すデータのうち、 $f'_c < 60\text{N/mm}^2$ のものを用いた。

図によると、今回検討に用いたデータの範囲では、 p_w と V_s の実験値と計算値の比には、明確な関係は認められず、4.1 節に示したコンクリート圧縮強度の影響の方が支配的になっていると考えられる。

4.3 f_{wy} の制限値の評価

土木学会示方書では、前述のように式 (3) に示すせん断補強鉄筋の引張降伏強度 f_{wy} を、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_c に応じて制限している。また、建築学会の終局強度指針¹²⁾においても、コンクリート強度 σ_B の関数として、 $\sigma_y \leq 25\sigma_B$ というせん断補強鉄筋の材料強度 σ_y の応力度限界が示されている。このように、せん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} の制限値をコンクリート圧縮強度に関連付けて定めることは、次の理由から妥当であると考えられる。

一般に、高強度鉄筋と普通強度鉄筋のヤング係数に相違はないことから、せん断補強鉄筋を高強度化すると降伏に至るまでの伸びが大きくなる。せん断補強鉄筋が降伏にするまでの伸びが大きくなると斜めひび割れ幅が過大になるため、載荷点近傍の圧縮縁コンクリートが破壊

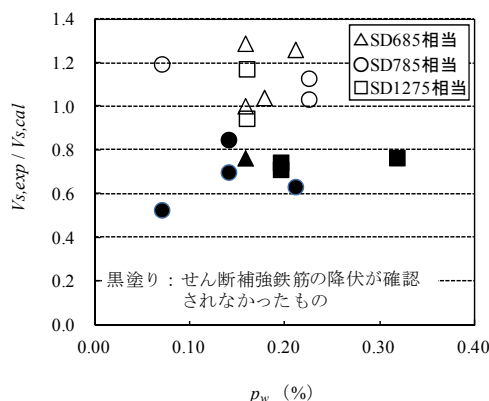


図-2 せん断補強鉄筋比 p_w の影響

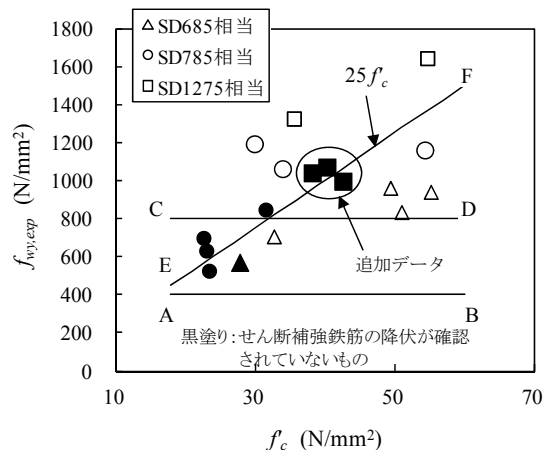


図-3 f'_c と $f_{wy,exp}$ の関係

を生ずるとともに斜めひび割れが圧縮縁に貫通しやすくなる。その結果、せん断補強鉄筋の降伏に先立って斜めひび割れが圧縮縁に貫通し、荷重低下を生じてしまう。すなわち、コンクリートの圧縮強度を高めることにより、斜めひび割れが圧縮縁に貫通する荷重を引き上げることができるため、せん断破壊時のせん断補強鉄筋の応力レベルを引き上げることが可能となると考えられる。

以上のような観点から、本検討においても、既報と同様にせん断補強鉄筋の降伏強度 f_{wy} の制限値をコンクリートの圧縮強度の関数として表すこととして検討を行った。図-3 に、コンクリート圧縮強度と $f_{wy,exp}$ の関係を示す。 $f_{wy,exp}$ は、実験により得られたせん断耐力 $V_{y,exp}$ を用いて (4) 式から算出した最大荷重時のせん断補強鉄筋の応力度である。

$$f_{wy,exp} = \frac{(V_{y,exp} - V_{c,cal}) \cdot s_s}{A_w \cdot Z} \quad (4)$$

図には、せん断補強鉄筋の降伏が確認されなかった試験体のデータを黒塗りのマーカーで示し、以下の制限値

を直線で併記している・

直線 A—B : $f_{wy} \leq 400$ (N/mm²)

直線 C—D : $f_{wy} \leq 800$ (N/mm²)

直線 E—F : $f_{wy} \leq 25f'_c$ (N/mm²)

直線 A—B および C—D が、前述した土木学会示方書の制限値であり、E—F が、建築学会の終局強度指針に示されているせん断補強鉄筋の応力度限界の規定である。終局強度指針におけるせん断耐力の算定方法は、主に逆対称曲げモーメントが作用する部材実験の結果を基に検討されたトラス機構とアーチ機構の重ね合わせによるもので、本検討において用いたせん断耐力算定法と考え方が異なっている。そのため、この応力度限界の考え方が、本検討におけるせん断耐力算定方法に対して適用可能か否かを検討したものである。

図によると、 f'_c が 20~32N/mm² の範囲でせん断補強鉄筋が降伏していないものは、 f'_c の低下に伴い $f_{wy,exp}$ が減少する傾向が見られる。これに対して、直線 A—B の制限値ではすべての範囲で実験値を過小評価し、直線 C—D では 20~32N/mm² の範囲において実験値を過大評価することがわかる。一方、直線 E—F は 20~32N/mm² の範囲において f_{wy} が減少する傾向および SD1275 相当のせん断補強鉄筋が降伏に至っていない現象を概ね評価できており、本検討で用いた算定方法においても $f_{wy} \leq 25f'_c$

の制限値を設けることによって、実験結果を概ね妥当に評価出来ている。

5. f_{wy} の制限値とせん断耐力算定精度の検証

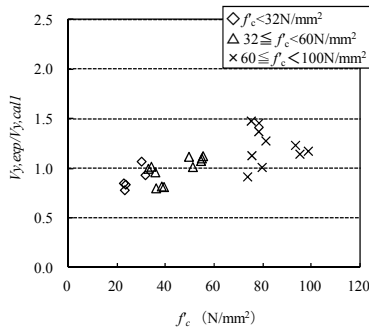
f_{wy} の制限値に関するせん断耐力の算定精度の検証は、以下の①~⑤の 5 ケースについて行った。なお、式(2)によって V_c を算定する際には、 f_{vc} の上限値 0.72N/mm² を考慮した。

- ① f_{wy} の制限値を設けず、降伏強度の実測値をそのまま適用した場合。($V_{y,cal1}$)
- ② f'_c が 60N/mm² 未満について $f_{wy} \leq 400$ N/mm²、 f'_c が 60 N/mm² 以上について $f_{wy} \leq 800$ N/mm² とし、土木学会示方書に準じた場合。($V_{y,cal2}$)
- ③ f_{wy} の制限値を f'_c に関わらず $f_{wy} \leq 800$ N/mm² とした場合。($V_{y,cal3}$)
- ④ f_{wy} をコンクリート圧縮強度の一次関数 $f_{wy} \leq 25f'_c$ とした場合。($V_{y,cal4}$)
- ⑤ $f_{wy} \leq 25f'_c$ かつ $f_{wy} \leq 800$ N/mm² とした場合。($V_{y,cal5}$)

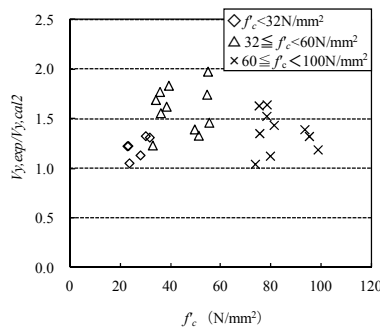
各ケースにおける f'_c と実験値/計算値の関係を図-4(a)~(e)に示す。また、平均値および変動係数の一覧を表-2に示す。

(1) ケース①

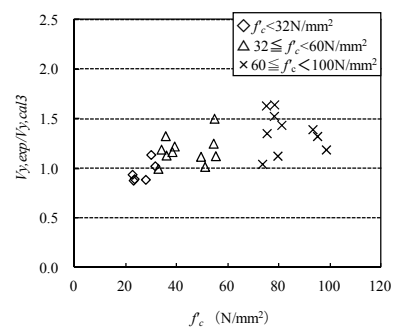
図-4 (a) に示すように、 f_{wy} の制限値を考慮しない場



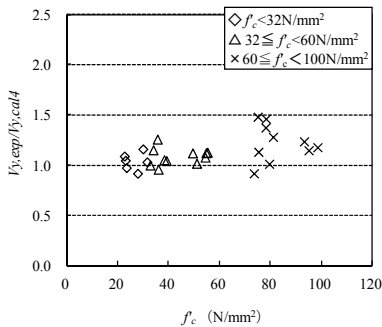
(a) f'_c と $V_{y,exp}/V_{y,cal1}$ (ケース①)



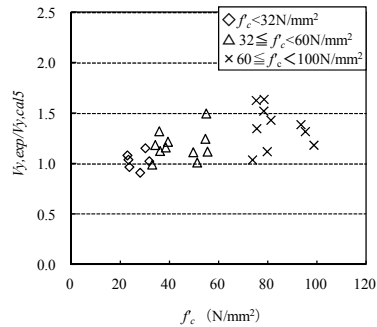
(b) f'_c と $V_{y,exp}/V_{y,cal2}$ (ケース②)



(c) f'_c と $V_{y,exp}/V_{y,cal3}$ (ケース③)



(d) f'_c と $V_{y,exp}/V_{y,cal4}$ (ケース④)



(e) f'_c と $V_{y,exp}/V_{y,cal5}$ (ケース⑤)

図-4 f'_c と $V_{y,exp}/V_{y,cal}$ の関係

表-2 各ケースの平均値 μ と変動係数 C.V.

		①	②	③	④	⑤
		f_{wy} 上限なし	土木学会示方書	$f_{wy} \leq 800\text{N/mm}^2$	$f_{wy} \leq 25f'_c$	$f_{wy} \leq 800\text{N/mm}^2$ かつ $f_{wy} \leq 25f'_c$
		$V_{y,exp}/V_{y,cal1}$	$V_{y,exp}/V_{y,cal2}$	$V_{y,exp}/V_{y,cal3}$	$V_{y,exp}/V_{y,cal4}$	$V_{y,exp}/V_{y,cal5}$
$23 \leq f'_c < 32$ (N/mm^2)	μ	0.90	1.22	0.96	1.04	1.04
	σ	0.100	0.105	0.102	0.085	0.085
	C.V.	11.2%	8.7%	10.6%	8.2%	8.2%
$32 \leq f'_c < 60$ (N/mm^2)	μ	0.99	1.61	1.19	1.09	1.19
	σ	0.124	0.230	0.142	0.083	0.142
	C.V.	12.5%	14.3%	11.9%	7.7%	11.9%
$60 \leq f'_c < 100$ (N/mm^2)	μ	1.22	1.37	1.37	1.22	1.37
	σ	0.183	0.204	0.204	0.183	0.204
	C.V.	15.0%	14.9%	14.9%	15.0%	14.9%
全体 $23 \leq f'_c < 100$ (N/mm^2)	μ	1.06	1.43	1.21	1.13	1.22
	σ	0.195	0.249	0.220	0.148	0.200
	C.V.	18.4%	17.4%	18.2%	13.1%	16.4%

合、特に f'_c が約 40N/mm^2 未満の実験データを、過大評価している。 f'_c が 32N/mm^2 未満について、実験値と計算値の比 ($V_{y,exp}/V_{y,cal1}$) の平均値 μ および変動係数 C.V. (C.V.= σ/μ , σ : 標準偏差) は表-2 に示すように、 $\mu=0.90$, C.V.=11.2%となっている。

(2) ケース②

土木学会示方書に示されるように、 f'_c が 60N/mm^2 未満の場合は $f_{wy} \leq 400\text{N/mm}^2$, f'_c が 60N/mm^2 以上の場合は $f_{wy} \leq 800\text{N/mm}^2$ とする制限値を考慮した場合は、図-4 (b) に示すように、実験データはすべて安全側の評価となっている。しかし、 f'_c が 60N/mm^2 以上の結果と比較して、 $32 \leq f'_c < 60\text{N/mm}^2$ では、 $\mu=1.61$, C.V.=14.3%であり、実験データを過小評価している。

(3) ケース③

f_{wy} の制限値を f'_c に関わらず $f_{wy} \leq 800\text{N/mm}^2$ とした場合、図-4 (c) に示すように、 f'_c が 32N/mm^2 未満の場合に計算値は実験値を過大に評価する結果となっている。平均値および変動係数は、表-2 に示すように $32 \leq f'_c < 60\text{N/mm}^2$ については、 $\mu=1.19$, C.V.=11.9%であり、ケース②に比べて実験値を妥当に評価している。しかし、 f'_c が 32N/mm^2 未満では $\mu=0.96$, C.V.=10.6%となっている。

(4) ケース④

f_{wy} の上限値をコンクリート圧縮強度の一次関数 $25f'_c$ とした場合、図-4 (d) に示すように、計算値は実験結果を概ね安全側に評価できている。また、表-2 に示すように、平均値および変動係数も全ての検討ケー

スの中で一番良好な整合性を示した。特に、 f'_c が 60N/mm^2 未満の場合の μ および C.V.は、 $f'_c < 32\text{N/mm}^2$ において $\mu=1.04$, C.V.=8.2%, $32 \leq f'_c < 60\text{N/mm}^2$ では $\mu=1.09$, C.V.=7.7%であり、実験値と良く整合している。なお、普通強度コンクリートを対象とした V_c の算定に用いられている式 (2) 作成時のばらつきは 8.2%である¹⁰⁾ ことから、本検討におけるデータ数が異なるため単純に比較はできないが、計算値が与えるばらつきとしては妥当なものと考えられる。

(5) ケース⑤

文献6)における検討では、 f_{wy} が 800N/mm^2 を超える SD1275 相当のせん断補強鉄筋を用いたデータが 2 体のみであったことから、本ケースに関する検討を行い、 $25f'_c$ 以下とした f_{wy} を 800N/mm^2 で頭打ちにすることを推奨している。しかし、表-2 に示すように、全体データに対する実験値との整合性はケース④に比べて若干劣る結果となっている。

(6) f_{wy} の制限値

以上の①~⑤の各ケースの結果をみると、式 (1) ~ (3) によってせん断耐力を算定する場合、設計上考慮する f_{wy} は、 $25f'_c$ を上限値とすることが妥当であると考えられる。また、既往の検討では、降伏強度 f_{wy} が 800N/mm^2 超えるせん断補強鉄筋 (SD1275 相当) を用いた試験データの数が少なかったため、 f_{wy} の上限値は、 $f_{wy} \leq 25f'_c$ かつ $f_{wy} \leq 800\text{N/mm}^2$ とすることを推奨していた。その後、新たに SD1275 相当のせん断補強鉄筋を用いた実験データが追加され、これら全てが $f_{wy} = 25f'_c$ の制限値

を用いた計算値と良い整合を示した。

以上のことから、今回検討対象とした試験体と諸元が大きく異なっていない場合については、 f_{wy} の制限値を、 $f_{wy} \leq 25 f'_c$ とし、今後は $f_{wy} \leq 800 \text{N/mm}^2$ という制限を設けなくても良いと考える。

6.まとめ

既往の実験データを用いて、高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 梁のせん断耐力算定方法の検討を行った。本検討で得られた結果を以下に示す。

- (1) SD1275 相当のせん断補強鉄筋を用いた試験体についても、 $f_{wy} = 25 f'_c$ の制限値を用いることにより、計算値と実験値は良い整合を示した。
- (2) 既往の研究では、 f_{wy} の上限値を $f_{wy} \leq 25 f'_c$ かつ $f_{wy} \leq 800 \text{N/mm}^2$ とすることを推奨していたが、今回の検討では、 $f_{wy} \leq 800 \text{N/mm}^2$ という制限を設けなくても良いことが確認された。

参考文献

- 1) 下野一行, 佐藤勉, 松岡茂: 高強度材料を用いた RC 梁部材に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.20, No.2, pp.1039-1044, 1998
- 2) 下野一行, 柏原茂, 佐藤勉, 松岡茂: 高強度材料を用いた RC 梁部材のせん断耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.3, pp.175-180, 1999
- 3) 原夏生, 三島徹也, 山田尚義, 近藤眞生: 自己充填型高強度高耐久コンクリートを用いた RC 梁のせん断耐力, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.925-930, 2001
- 4) 土屋智史, 山田尚義, 原夏生, 三島徹也, 前川宏一: コンクリートの自己充填性の有無がせん断補強鉄筋の補強効果に及ぼす影響に関する検討, 土木学会

第 57 回年次学術講演会, V-125, pp249-250, 2002.9

- 5) 土木学会編: コンクリート標準示方書[構造性能照査編] 2002 年制定, 2002.3
- 6) 黒岩俊之, 谷村幸裕, 岡本大, 佐藤勉: 高強度せん断補強鉄筋を用いた RC はりのせん断耐力に及ぼすコンクリート強度の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.955-960, 2004
- 7) 木村礼夫, 西村昭彦, 佐久間仁, 菅照夫, 溝口茂, 村田義之: 1275N/mm² の高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 部材の載荷実験 (その1) 実験概要及び実験結果, 土木学会第 64 回年次学術講演会, V-125, pp1017-1018, 2009.9
- 8) 菅照夫, 佐久間仁, 西村昭彦, 獅子目修一, 溝口茂, 村田義之: 1275N/mm² の高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 部材の載荷実験 (その2) 試験体切断による内部の破壊状況, 土木学会第 64 回年次学術講演会, V-125, pp1019-1020, 2009.9
- 9) 溝口茂, 村田義之, 西村昭彦, 獅子目修一, 佐久間仁, 菅照夫: 1275N/mm² の高強度せん断補強鉄筋を用いた RC 部材の載荷実験 (その3) せん断耐力評価式の検討, 土木学会第 64 回年次学術講演会, V-125, pp1021-1022, 2009.9
- 10) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号/V-5, pp.167~176, 1986.8
- 11) 黒岩俊之, 佐藤勉, 岡本大, 吉田幸司: 高強度材料を用いた RC 梁のせん断耐力に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.733-738, 2002
- 12) 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, 1990