

[125] 鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱のせん断耐力の評価に関する研究

正会員 永坂具也（東海大学工学部）

1. はじめに

筆者等は、数年来、鋼繊維が鉄筋コンクリート柱のせん断補強に有効であることを実験的に示してきた。^{3)~7), 9)~11)} 本論では、そうした実験結果に基づいて、鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱のせん断耐力を推算するための実験式を回帰分析により導いた。さらに、その適合性を他の既往の関連報告から得られた資料を含めて多角的に検討した。

2. せん断耐力の推算式の作成

2.1 回帰分析に用いる耐力式の設定

筆者等の既往の研究¹⁰⁾において、軸力のないRC短柱に鋼繊維を混入した場合、

- (1) せん断耐力が増大すること。
- (2) 耐力の増大割合は混入量の増大に対して低下する傾向がみられること。
- (3) 鋼繊維による耐力増分とせん断補強筋による耐力増分とは互いにほぼ独立した関係にみられること。

を実験的に得られた知見として示した。

同時に、文献¹⁾において仮定されたRC部材のせん断耐力機構に準拠して、

- (4) せん断耐力は、柱頭柱脚部にわたって圧縮斜材として働く鋼繊維コンクリートの負担分とせん断ひび割れを横断するせん断補強筋と鋼繊維の各負担分との和として与えられる。

との考えを示した。

以上により、鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱のせん断耐力 Q_{su} は、鉄筋コンクリート柱についての広沢による修正「大野・荒川式」¹²⁾と同様に、慣用のせん断応力度の形式の次式で表わされるものとする。

$$\frac{Q_{su}}{b \cdot j} = \tau_{su} = c_1 \frac{k_u \cdot k_p \cdot (F_c + 180)}{(a/d + 0.12)} + c_2 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + c_3 \sqrt{V_f} + c_4 \cdot \sigma_0 \quad (1)$$

ここに、

$c_1 \sim c_4$: 係数, b : 断面の幅 (cm), d : 断面の有効せい (cm), $j = 7/8 d$,

k_u, k_p : それぞれ、有効せい、引張鉄筋比による補正係数, a : せん断スパン (cm)

F_c : 鋼繊維補強コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²), V_f : 鋼繊維の体積混入率 (%)

p_w : せん断補強筋比, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (kg/cm²), σ_0 : 柱の軸圧 (kg/cm²)

表-1は鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱に関する既往の実験報告より、せん断耐力を発現したことが認められ、(1)式に関する情報の与えられている有効な資料を抽出して、その実験範囲を示したものである。ただし、資料群の名称はここで便宜的に採用されたものである。使用繊維は、RFとN1~N3では25mmの波付き異形繊維、ANOでは長さが30mmのフラット状ストレート形と波付き異形繊維、AFTでは長さが30mmのインデント状異形・波付き異形・フック状異形を含む4種類の繊維、それらを除く資料群では長さが30mmのフラット状ストレート形繊維となっている。また、いずれも、柱頭・柱脚部の回転を拘束した条件で水平変形を強制する、いわゆる建研式に準ずる加力形式によったものであり、ANO~AN2ではせん断耐力発現前の繰返し加力はなく、その他では数回の繰返し加力がなされている。

表-1 既往の鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱の実験範囲

資料群名	資料数	F_c kg/cm ²	$b \times D$ cm	h_0/D	p_w %	V_f %	p_t %	σ_0 kg/cm ²
RF ²⁾	7	286 ~343	25×25	2.0	0.48, 1.72	1.0, 2.0	1.27, 0.96	32 ~96
N1 ³⁾	8	332 ~404	20×20	3.0	0.2	0 ~2.0	0.95	75
N2 ⁴⁾	22	353 ~404	20×20	3.0	0 ~0.46	0 ~2.0	2.14	0 ~75
N3 ⁵⁾	12	308 ~464	20×20	3.0	0 ~0.46	0 ~2.0	2.14	0 ~75
AF ⁶⁾	13	298 ~420	20×20	3.0	0.2	0 ~1.75	0.95	75
AF L ⁷⁾	3	292 ~308	40×40	3.0	0.2	0 ~1.5	0.95	60
ANO ^{9), 10)}	34	244 ~360	20×20	2.0 ~4.0	0 ~0.46	0 ~2.0	2.14	0
AN1 ¹¹⁾	8	254 ~350	20×20	3.0	0.2	1.0	2.14	0 ~75
AN2 ¹¹⁾	11	272 ~375	20×20	2.0 ~4.0	0.2	0, 1.0	2.14	-25 ~180
AFT ⁸⁾	10	203 ~266	20×20	3.0	0.2	0, 1.0	0.95	75

〔注〕 F_c : コンクリートの圧縮強度
 b : 断面の幅
 D : 断面のせい
 h_0 : 柱の高さ (クリアスパン)

p_w : せん断補強筋比
 V_f : 鋼繊維の体積混入率
 p_t : 引張鉄筋比
 σ_0 : 柱の軸圧

以下に、表-1の資料を用いて(1)式中の係数 $c_1 \sim c_4$ を重回帰分析により決定する過程を示す。

a. 軸圧のない場合の検討

V_f , p_w を変動因子とし、一定条件の下で管理された資料数の比較的多い資料群としてAN0およびN12, N3がある。それらは(1)式の原式の大野・荒川式が軸圧のないRCばりについて導かれていることから、 $\sigma_0 = 0$ を基本としている。また、その大半は $h_0/D = 3$ である。そこで、 $\sigma_0 = 0$, $h_0/D = 3$ の条件を満たすAN0からの資料群をAN0*、N1とN2からの資料群をN12*、さらにAN0*とN12*を一緒にした資料群をANN*として回帰分析した結果を表-2に示す。図-1はANN*について(1)式による計算値と実験値との関係を示したものである。ただし、同図には、N2の中で $\sigma_0 = 0$, $h_0/D = 3$ の条件に適合してはいるが、1つだけ他とかけ離れて大きな耐力を示したために回帰分析の際には除かれた資料も含められている。同図より、その資料を除くすべての実験値が計算値の $\pm 20\%$ 以内で、その大部分が $\pm 15\%$ 以内となっていることがわかる。

なお、(1)式における第1項の $(F_c + 180)$ を F_c として、前記(4)の意味での圧縮斜材の耐力を鋼繊維補強コンクリートの圧縮強度により直接的に関係づける場合も検討してみた。このとき、[実験値/計算値]の平均値は1.00となったが、変動係数は9.37%で表-2の9.14%より幾分劣る結果となった。

b. 軸圧のある場合の検討

定軸圧を主たる変動因子とする資料群AN1とAN2は、すべて $p_w = 0.2\%$ で、大半が $V_f = 1\%$, $h_0/D = 3$ の柱で占められている。この条件下では、(1)式は次のように表わせる。

$$\tau_{su} = c_1' (F_c + 180) + c_4 + c_0$$

定軸圧が引張の場合を除く13の有効な資料による回帰分析の結果は下記ようになる。

$$c_0 = 36.0, c_1' = 0.00671 \quad (c_1 = 0.0128), c_4 = 0.110$$

このとき、[実験値/計算値]についての平均値は1.00で変動係数は5.84%となる。

c. 耐力式の決定

$c_1 \sim c_3$ の値には、表-2のAN0*とN12*の資料を合わせたANN*についての結果を採用するものとする。これはAN0*とN12*とでは、使用鋼繊維が $0.5 \times 0.5 \times 30\text{mm}$ のフラット状ストレート形と $0.25 \times 0.5 \times 25\text{mm}$ の波付き異形の違いはあるが、同表にみられる結果に大差はないとして(1)式の適合範囲を拡げることを意図したものである。さらに、 c_4 についてはb.において結果的にRC柱について広沢の提示したものと同等となった値を用いることにする。この場合、b.で得られた第1項の係数 c_1 は表-2に求められた値とは全くかけ離れたものとなったが、この資料の主たる変動因子が軸圧であることからこれを無視するものとした。以上より、(1)式は次のように定まる。

$$\frac{Q_{su}}{b \cdot j} = \tau_{su} = 0.0816 \frac{k_u \cdot k_p \cdot (F_c + 180)}{(a/d + 0.12)} + 4.55 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 9.5 \sqrt{V_f} + 0.1 \sigma_0 \quad (2)$$

他方、鋼繊維の混入効果をRC柱についての広沢による修正[大野・荒川]式で算定される耐力の増分と考え、これを $\sqrt{V_f}$ の関数で与えて表-1にあげた全資料を用いて回帰分析すると次式が得られる。

$$\frac{Q_{su}}{b \cdot j} = \tau_{su} = 0.115 \frac{k_u \cdot k_p \cdot (F_c + 180)}{(a/d + 0.12)} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 6.9 \sqrt{V_f} + c_4 \cdot \sigma_0 \quad (3)$$

本論では、以後、この(3)式を付加式、(2)式を修正式と呼ぶことにする。

表-2 軸圧のない場合に限定した回帰分析結果

資料群名	資料数	係数			実験値/計算値	
		c_1	c_2	c_3	平均値	変動係数
AN0*	28	0.0871	4.43	9.22	1.00	9.14
N12*	25	0.0777	4.73	9.40	1.00	9.97
ANN*	53	0.0816	4.55	9.51	1.00	9.68

[注] 変動係数の単位は%

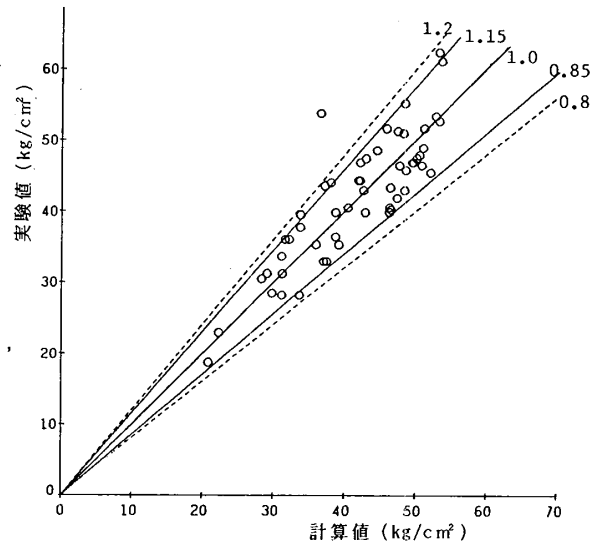


図-1 資料ANN* についての実験値と計算値との関係

3. 耐力推算式の適合性

3. 1 セン断スパン比に関する吟味

修正式は $h_0 / D = 3$ に限定した資料によって決定されたものである。そこで、 $h_0 / D \neq 3$ の場合の適合性を検討するために、表-1の資料群から $h_0 / D \neq 3$ で $V = 1\%$ の資料を抜き出して同式によるせん断スパン比 (a/d) と「実験値/計算値」との関係として図-2を得た。同図より、せん断スパン比が1に近い場合にはバラツキが大きくなる傾向がみられるが、そのほとんどは $\pm 15\%$ 以内の誤差範囲内にある。よって、鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱の場合にも、せん断スパン比の影響については大野・荒川式と同等に評価してもよいものと考えられる。

3. 2 精度の検討

図-3に、全資料に「修正式」と「付加式」を用いた場合の「実験値/計算値」の度数分布を示す。また、表-3は資料の内容別にみた推算式の精度を示したものである。これらより、いずれの点からみても修正式による方がすぐれた精度が得られ、全資料の約95%が $\pm 20\%$ 以内の誤差で推算されることがわかる。不合格率5%に対する「実験値/計算値」の下限値も修正式の場合の0.85に対し、付加式の場合には0.80となる。特に、鋼繊維を混入した場合との比較のために実験された鋼繊維非混入の柱に関する資料に限った場合、付加式はRC柱についての広沢による修正「大野・荒川式」と全く等しくなるが、その場合でも修正式の方がずっと良好な精度の得られることは注目に値しよう。修正式は付加式よりも第1項が小さくて第2項が大きくなっているのであるが、この理由については次のように考えられる。ここで採用された資料のすべてが主筋に異形鉄筋を用いた場合であるのに対し、恐らくは、原式では大半が丸鋼を用いたはりの資料に基づいているため、第1項（コンクリート負担項）に対して付着弛緩による耐力増大がより反映されると考えられる。¹⁾ 他方、ここで採用された資料はせん断補強筋比が小さい場合に限定され、その場合には比較的補強効率の大きい傾向が示されるのに対し、原式ではより大きな補強筋量までを網羅しているために小さな補強筋比領域の補強効果を実際よりも低く見積もりがちとなることが考えられる。しかしながら、付加式による場合でも、既往のRC柱に対する耐力推算式¹²⁾との比較の上では遜色のない適合性が示されていると言えよう。また、軸圧の有無に関しては、両式共、それぞれに

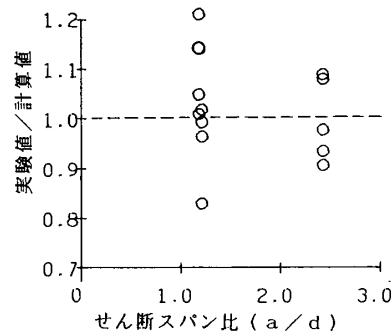


図-2 $h_0 / D \neq 3$ のせん断スパン比と「実験値/計算値」

表-3 資料の内容別による推算式の精度

内容別	資料数	推算式別	実験値/計算値		許容誤差による合格率	
			平均値	変動係数	15%	20%
全資料	128	修正式	1.01	11.2	82.0	95.3
		付加式	0.99	13.4	76.6	86.7
推算式の決定に	関与	修正式	1.00	9.3	90.9	100
		付加式	0.95	11.7	77.3	92.4
	無関与	修正式	1.02	12.8	72.6	90.3
		付加式	1.03	13.8	75.8	80.6
軸圧	有	修正式	1.01	11.2	76.1	92.5
		付加式	1.02	13.0	79.1	85.1
	無	修正式	1.01	11.2	88.5	98.4
		付加式	0.96	12.9	73.8	88.5
鋼繊維	混入	修正式	1.01	10.9	84.3	95.4
		付加式	1.00	12.2	78.7	88.9
	非混入	修正式	1.01	12.8	70.0	95.0
		付加式	0.93	17.8	65.0	75.0

〔注〕変動係数と合格率の単位は%

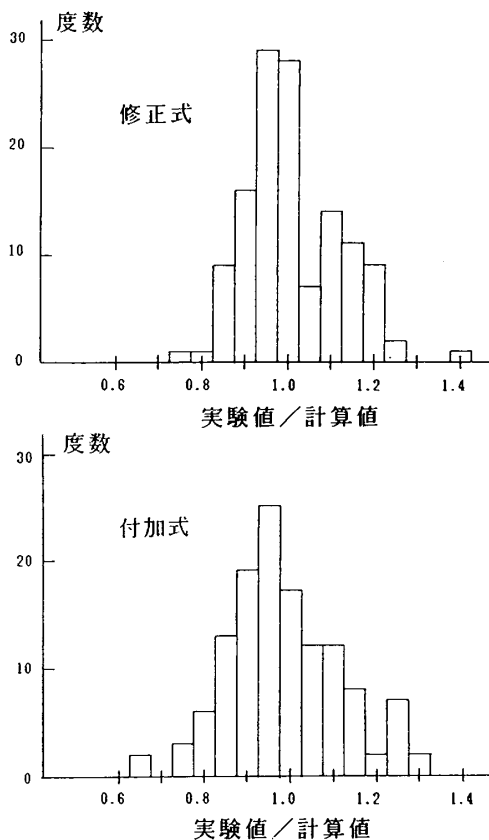


図-3 「実験値/計算値」の度数分布

大差ない精度が得られている。さらに、修正式の決定に関与しなかった資料については、当然ながら、適合性が悪くなっているが、その場合でも、既往のRC柱についての耐力推算式に匹敵する適合性が得られている。なお、表-1のAFTは、前述のように、4種類の異形繊維が用いられているが、[実験値/計算値]の値はいずれも1より大きくなった。したがって、フラット状ストレート形あるいは波付き異形繊維の場合、せん断補強効果としては種々の繊維の中での下限値に近いものになると考えられる。

4. 結論

筆者等の実施した実験からの資料に基づいて回帰分析を行うことにより、鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱に関するせん断耐力の推算式を作成した。使用鋼繊維をフラットあるいはそれに近いストレート形で長さが30mm程度のものに限定して得られたものであること、併用される帯筋量が比較的少ない場合を対象としていること、耐力前のせん断力の繰返しの少ない場合を基本としていることなど、その適用範囲には注意が必要であるが、既往の有効な全資料について、大野・荒川式に匹敵する適合性を有することを明らかにした。本推算式は、元々、大野・荒川式におけるコンクリートとせん断補強筋のそれぞれの負担項の係数を修正した上で鋼繊維の貢献分を追加する形式をとったものに過ぎないが、「鋼繊維の貢献分は、コンクリートとせん断補強筋の貢献分とは独立に扱える」との仮説が間接的にはあるが容認できることを示したものと考えられる。しかしながら、RC柱についての耐力式との整合性を考えて、しばしば引用される広沢による修正[大野・荒川式]に直接、鋼繊維の貢献分を付加する形の推算式も合わせ示したが、この場合は全資料についての回帰分析によっているにも拘わらず、実験値との適合性は劣る結果となった。

[謝辞]本研究は(社)鋼材倶楽部から日本建築学会への委託研究「スチールファイバーの実用化に関する調査研究」(委員長:明治大学教授 小倉弘一郎)の一部として行ったものである。資料の収集整理に際して御協力頂いた松原澄行(三井建設技術研究所)、岩倉知行(東急建設技術研究所)、柳沢 学(佐藤工業中央技術研究所)の各委員に厚く謝意を表します。

[参考文献]

- 1) 服部高重, 大野和男, 柴田拓二: 鉄筋コンクリート部材のせん断耐力機構に関する考察, 日本建築学会論文報告集, No.168, 1970.2
- 2) 金子雄太郎, 田中弥寿雄, 瀬川義治: 鋼繊維補強鉄筋コンクリート短柱のせん断耐力(その2: 溶接帯筋の効果に関する実験研究), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1979.9
- 3) 柳瀬高仁, 永坂具也, 原 道也: 繰返し水平荷重を受ける鉄筋コンクリート柱における鋼繊維の混入効果に関する実験的研究(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1983.9
- 4) 柳瀬高仁, 永坂具也, 安藤 充, 原 道也: 繰返し水平荷重を受ける鉄筋コンクリート柱における鋼繊維の混入効果に関する実験的研究(その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1984.10
- 5) 安藤 充, 永坂具也: 鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱のせん断耐力式の試案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985.10
- 6) 永坂具也, 柳瀬高仁: SFRC部材のせん断挙動に関する研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1983.9
- 7) 柳沢 学, 永坂具也, 長縄裕行: SFRC部材のせん断挙動に関する研究(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1983.9
- 8) 松原澄行, 岡本 直, 山田哲也: SFRC部材のせん断挙動に関する研究(その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1984.10
- 9) 永坂具也, 柳沢 学, 柳瀬高仁: SFRC部材のせん断挙動に関する研究(その9), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985.10
- 10) 永坂具也, 柳沢 学, 柳瀬高仁: SFRC部材のせん断挙動に関する研究(その10), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985.10
- 11) 白都 滋, 永坂具也, 岩倉知行, 本田義博, 梶原恵治: SFRC部材のせん断挙動に関する研究(その11), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1985.10
- 12) 柴田拓二: 鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時耐力推算式の検討, コンクリート工学, 1980.1