

論文 ガラス繊維を用いて補強した袖壁付 RC 柱の耐震性能

助信 洋司*1・菅野 俊介*2・荒木 秀夫*3・栂山 健二*4

要旨：本研究ではガラス繊維シートを用いて補強した袖壁付 RC 柱の曲げせん断実験を行って、その有用性について検討した。その結果、ガラス繊維シートを貼り付けることにより、破壊型式をせん断破壊先行型から曲げ降伏先行型へ改善できることを確認した。袖壁長さ比 $L_w/D=0.5$ の試験体において、終局せん断耐力、および終局曲げ耐力は既往の評価式によって概ね評価できた。 $L_w/D=1.0$ では終局耐力は増加し、補強効果が十分にあったことが確認されたが、袖壁における GFRP の定着が十分でなかったため上記評価式による耐力より低い耐力を示した。

キーワード：袖壁付柱、耐震補強、連続繊維シート、ガラス繊維、鉄筋コンクリート部材

1. はじめに

現在、既存鉄筋コンクリート造（以下、RC 造）建物を補強する際に、袖壁などの 2 次壁を除去した後、柱だけを補強する場合はほとんどである。また、2 次壁を柱から絶縁する方法もあり、先の阪神大震災では、こうした構造スリットの有効性が確認されたものの、骨組の変形が過大となり、修復不可能となったケースも報告されている。このように 2 次壁を絶縁することによる不具合も指摘されるようになったことなどから、袖壁を残した RC 柱の補修法や、袖壁付柱の耐震性能に関する多くの研究が行われるようになった。磯・松崎らの研究^{1),2)}においては、連続繊維シートにより補強された袖壁付 RC 柱の終局せん断耐力評価式と共に限界変形角について報告されている。また、大宮・林らの研究³⁾においては、無補強の袖壁付 RC 柱の終局曲げ耐力の評価式が提案されており、補強された袖壁付 RC 柱にも適用されている。文献 1) を含めて既往の研究においては、繊維補強材として主に炭素繊維やアラミド繊維が用いられており、ガラス繊維についての研究例は日本

において非常に少ない。

筆者らはこれまでにガラス繊維補強材（以下 GFRP=Glass Fiber Reinforced Plastic）により巻立て補強した RC 柱（独立柱）の静的載荷実験を行い、その補強効果を確認した⁴⁾。本研究はそれに続くものであり、補強対象を独立柱から袖壁付柱に広げ、GFRP によって補強した袖壁付 RC 柱の静的載荷実験を行い、破壊性状に注目して補強効果を確認した。また既往の耐力評価式および変形性能評価式への適用性を検討することを目的としている。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧、表-2, 3, 4 に材料の力学的特性、図-1 に試験体形状・配筋を示す。基準となる無補強の試験体はせん断破壊先行型の袖壁付柱とした。実験変数は袖壁長さ比の違いによる破壊性状の相違を見るため、袖壁長さ比を $L_w/D=0.5, 1.0$ (L_w : 袖壁長さ, D : 柱せい) とした。また、GFRP 補強層数の違いによる耐力上昇を確認するため、補強層数を 1 層、2 層

*1 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻 (正会員)

*2 広島大学大学院教授 工学研究科社会環境システム専攻 工博 (正会員)

*3 広島大学大学院助教授 工学研究科社会環境システム専攻 工博 (正会員)

*4 広島大学大学院助手 工学研究科社会環境システム専攻 博(工)(正会員)

とした。GFRP 貼付けにおいて試験体端部における留金等の定着処理を行わず、繊維方向を水平方向にして貼付けを行った。定着金具を用いることにより耐力・変形性能の上昇が見込めることは多くの研究によって報告されているが、定着を設けなくても十分な補強効果が得られる

表-1 試験体一覧

試験体名	袖壁長さ	GFRP補強層数
NRL100	100mm Lw/D=0.5	-
GF1L100		1
GF2L100		2
NRL200	200mm Lw/D=1.0	-
GF1L200		1
GF2L200		2

表-2 鉄筋の力学的特性

	ヤング係数 Es (N/mm ²)	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)
柱 D10	153.5×10^3	333.1	496.5
4 ϕ	186.7×10^3	325.0	411.7
壁 3.2 ϕ	207.7×10^3	312.6	418.2

表-3 コンクリートの力学的特性

試験体名	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 Ec (N/mm ²)
NRL100	25.41	2.61	2.36×10^4
GF1L100	19.58	2.19	1.95×10^4
GF2L100	24.57	2.37	2.32×10^4
NRL200	20.75	2.38	2.14×10^4
GF1L200	26.86	2.92	2.31×10^4
GF2L200	22.78	2.49	2.23×10^4

表-4 GFRP の力学特性

設計用材料強度 σ_U (N/mm ²)	ヤング係数 Ec (N/mm ²)	破断伸び率 (%)
1370	83.3×10^3	1.65

ことが報告されていることから^{1,2)} 本研究において定着処理を行なわなかった。

2.2 載荷・計測方法

試験体には一定軸力（軸力比 $\eta = 0.2$: 壁断面積を含む全断面考慮）および水平方向に正負漸増繰り返し力を作用させた。制御は頂部水平変位を柱内法スパンで除した変形角 R で行い、1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/50 をそれぞれ 2 サイクルずつ繰り返し、その後耐力低下もしくは装置の限界点までの載荷とした。載荷装置図を図-2 に示す。荷重は図-2 に示すように各ジャッキ先端に設置したロードセルにより、試験体の水平変位、軸方向変位、曲率は変位計により測定した。また、主筋、帯筋および壁筋に適宜ひずみゲージを貼付し、GFRP 表面にも検長長さ 30mm のポリエステルゲージを貼付して、ひずみの進展状況を計測している。

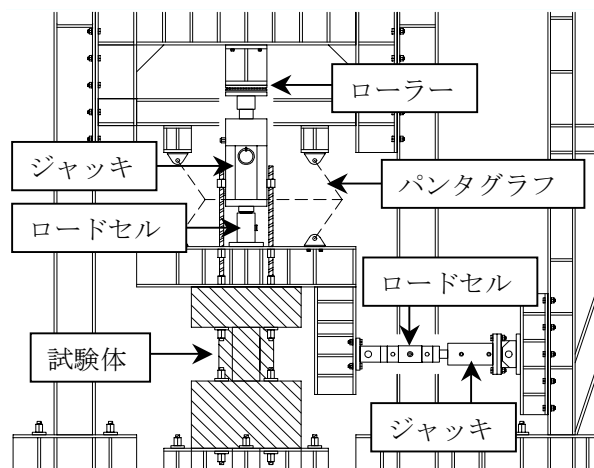


図-2 載荷装置（正面）

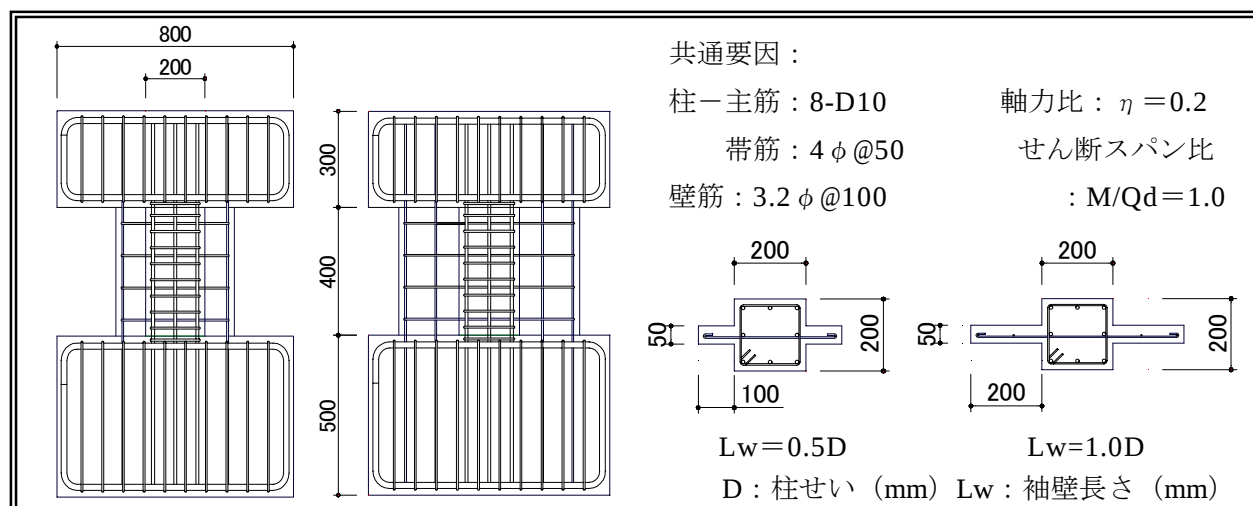


図-1 試験体形状および配筋

3. 実験結果と検討

3.1 履歴性状

図-3 に各試験体の水平荷重 - 水平変位履歴曲線を示す。ここで降伏とはひずみ測定から柱の引張側鉄筋が降伏したことを、終局とは最大耐力以降その 80% に耐力が低下したことを示す。各試験体の降伏耐力 Q_y 、最大耐力 Q_{max} 、降伏変形角 R_y 、終局変形角 R_u を表-5 に示す。

表-5 実験結果一覧

試験体名	Q_y (kN)	Q_{max} (kN)	R_y ($\times 10^{-2}$)	R_u ($\times 10^{-2}$)
NRL100	—	167.0	—	0.51
GF1L100	166.2	174.3	0.68	2.36
GF2L100	208.4	217.2	0.79	2.33
NRL200	—	205.9	—	0.39
GF1L200	269.9	288.1	0.30	0.76
GF2L200	230.5	261.1	0.26	0.89

Q_y ：降伏耐力， Q_{max} ：最大耐力

R_y ：降伏変形角， R_u ：終局変形角

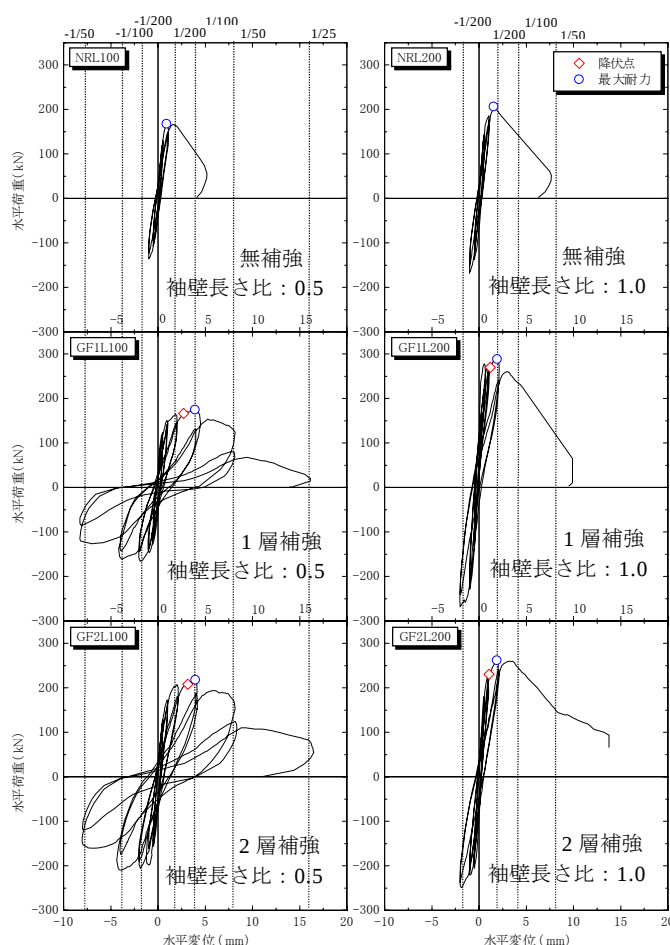


図-3 水平荷重 - 水平変位履歴曲線

・袖壁長さ比： $L_w/D=0.5$

無補強の試験体 NRL100 は変形角 $1/200$ rad. 付近で降伏点前にせん断ひび割れが発生し、耐力が急激に低下しせん断破壊した。補強試験体 GF1L100, GF2L100 では降伏後の変形角 $1/100$ rad. において最大耐力に達し、変形角 $1/50$ rad. 付近において最大耐力の 80% に耐力が低下し、終局状態となった。変形角 $1/25$ rad. まで載荷を行ったところ GFRP 表面の亀裂、一部破断が生じ耐力が著しく低下した。このように、GFRP 補強により破壊型式をせん断破壊先行型から曲げ降伏先行型へ改善し、変形性能を著しく向上させることができた。また補強層数を 2 層にすると、顕著に耐力が増加することを確認した。

・袖壁長さ比： $L_w/D=1.0$

無補強の試験体 NRL200 は変形角 $1/200$ rad. 付近で NRL100 と同様に降伏前にせん断破壊した。補強試験体では降伏後に変形角 $1/200$ rad. において最大耐力に達し、変形角 $1/133$ rad. 付近において GFRP の一部破断、コンクリート表面からの剥離が起り急激な耐力低下により終局状態となった。 $L_w/D=1.0$ では補強により破壊性状の曲げ降伏先行型へ改善することはできたものの、補強層数の増加による耐力上昇は見られなかった。また、終局時の変形においても $L_w/D=0.5$ の試験体の約 40% と低い結果になった。これは最大耐力以前、変形角 $1/200$ rad. 付近においてシートの膨らみ、剥離が生じていたことが原因と考えられる。

3.2 GFRP のひずみ分布性状

図-4 に GFRP 表面におけるひずみゲージ貼付位置、最大ひずみ分布の一例を示し、表-6 に GFRP 最大ひずみ分布と有効係数（実験値） α_{exp} を示す。GFRP の設計用最大ひずみは 1.65% ($16,500 \mu$) であり、設計時には有効係数 $\alpha = 0.2$ を乗じた 0.33% ($3,300 \mu$) ひずみ時の強度

をせん断補強筋の効果として考慮している。

実験結果からシートひずみの有効係数を求めると設計用の $\alpha = 0.2$ に対して実験結果は $\alpha_{\text{exp}} = 0.276 \sim 0.355$ であり、いずれも上回っているが大差は無く、 $\alpha = 0.2$ 程度とすることが適切であることを示している。

4. 既往の耐力評価式に対する適用性

炭素繊維およびアラミド繊維により補強された袖壁付 RC 柱終局せん断耐力の評価式が文献 1) に、袖壁付 RC 柱終局曲げ耐力が文献 3) にそれぞれ提案されている。付-1, 2 にそれぞれの評価式を示す。これらの評価式に対する GFRP 補強の適用性を検討するため、実験結果の耐力評価を試みた。その結果とせん断余裕度および

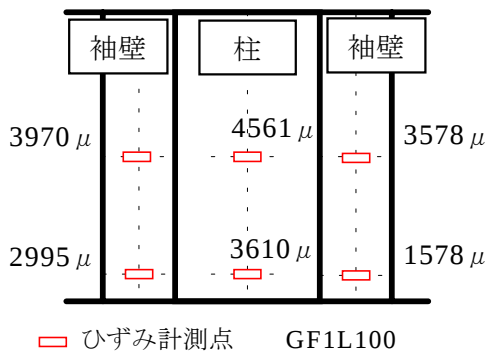


図-4 GFRP ひずみ分布の一例（終局変位時）

表-6 GFRP 最大ひずみ分布一有効係数 α_{exp}

	$\epsilon_{\text{max}} (\mu)$	α_{exp}	α
GF1L100	4561	0.276	0.2
GF2L100	5581	0.338	
GF1L200	4228	0.256	
GF2L200	4581	0.278	

設計用最大ひずみ： $d \epsilon_{\text{max}} = 16500 \mu$

$\epsilon_{\text{exp}} \epsilon_{\text{max}}$ ：GFRP 最大ひずみ（実験値）

シートひずみの有効係数（設計時）： $\alpha = 0.2$

シートひずみの有効係数（実験値）：

$$\alpha_{\text{exp}} = \epsilon_{\text{exp}} \epsilon_{\text{max}} / d \epsilon_{\text{max}}$$

実験の最大耐力の一覧を表-7 に示す。なお終局せん断耐力評価式において、シートのひずみ量の影響をみるため、有効係数として $\alpha = 0.2$ と、実験値から算定した α_{exp} の2つの値を用いた。その結果、実験値を用いると終局せん断耐力が増大するが、それほど大きな差にはならなかった。また、シートひずみの有効係数 α を大きくとっても、終局せん断耐力評価式中のせん断補強筋有効強度係数 v_s において耐力が低減されることから、有効係数 α は下限値として $\alpha = 0.2$ 程度とするのが適当であることを確認した。また、せん断破壊をした無補強の NRL100 と NRL200 については、実験値は終局曲げ耐力算定値より終局せん断耐力算定値に近似した値となった。 $L_w/D = 0.5$ の補強した2体は終局曲げ耐力計算値が実験値と近似しており既往式による評価が可能であることが分かった。 $L_w/D = 1.0$ の補強した2体は整合性が十分でなく今後の検討が必要である。

5. 変形性能評価式に対する適用性

連続繊維補強された袖壁付 RC 柱の変形性能について、磯・松崎らの研究²⁾に限界変形角の評価法が報告されている。この評価式に GFRP 補強の実験データを重ね合わせることを試みた。評価式中において想定する破壊モードは、曲げ降伏後のせん断破壊である。

付-3 に示す式により相対変形角 R を求めて限界変形角計算値 $_{\text{cal}}R_u$ とし、実験結果から終局変形角実験値 $_{\text{exp}}R_u$ を定めた。その結果を図-5 に示す。

$L_w/D = 0.5$ の補強した2体は限界変形角計算値と終局変形角実験値の比が 1.0 を上回り、安

表-7 水平耐力およびせん断余裕度一覧

試験体名称	せん断耐力 Q_{su} (kN)		曲げ耐力 Q_{mu} (kN)	せん断余裕度 Q_{su}/Q_{mu}		最大耐力 Q_{exp} (kN)
	$\alpha = 0.2$	α : 実験値		$\alpha = 0.2$	α : 実験値	
NRL100	222.1		242.2	0.92		167.0
GF1L100	229.7	254.2	203.6	1.13	1.25	174.3
GF2L100	309.4	400.3	236.6	1.31	1.69	217.2
NRL200	221.3		352.3	0.63		205.9
GF1L200	332.4	361.3	424.4	0.78	0.85	288.1
GF2L200	380.7	461.1	370.3	1.03	1.25	261.1

全側の結果を示し、既往式による評価が可能であることが分かった。 $L_w/D=1.0$ の補強した 2 体は表-5 に示した実験結果から無補強試験体に比べて終局変形角は増加しており補強効果が確認できたが、限界変形角計算値に比べて値が小さいことから整合性が十分でない。GFRP のコンクリート表面からの早期の剥離が原因と考えられる。

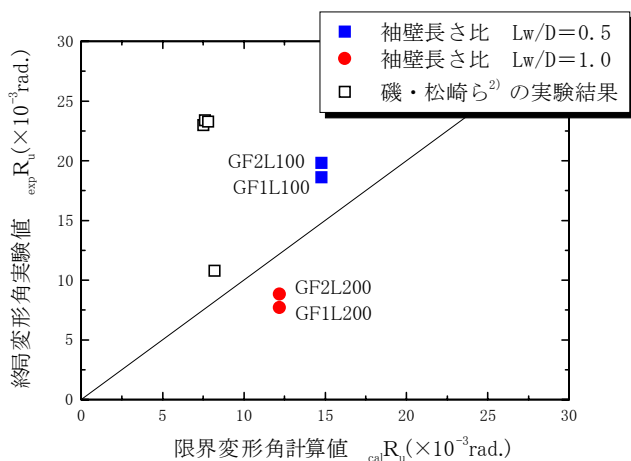


図-5 $\exp R_u - \text{cal} R_u$ 比較

6 まとめ

GFRP によって補強した袖壁付 RC 柱の水平力載荷実験を実施し、以下の知見を得た。

- 1) GFRP により補強することで破壊型式をせん断破壊先行型から曲げ降伏先行型へ移行することができた。
- 2) 袖壁長さ比 $L_w/D=0.5$ では補強層数を 2 層にすることにより、顕著に耐力が増加した。 $L_w/D=1.0$ では補強により耐力が増加し、補強効果が確認されたが、補強層数の増加による耐力上昇は認められなかった。
- 3) ガラス繊維の効果を評価する際、シートひずみの有効係数は $\alpha=0.2$ 程度とするのが適当である。
- 4) 最大耐力に関して袖壁長さ比 $L_w/D=0.5$ では文献 1), 3) の評価式によって概ね評価できる。 $L_w/D=1.0$ では評価式との整合性が十分でなかった。
- 5) 変形性能に関して袖壁長さ比 $L_w/D=0.5$ では文献 2) の評価式によって限界変形角が概

ね評価できる。 $L_w/D=1.0$ では変形性能の改善は見られたが、同評価式より低い限界変形角であった。

GFRP 補強された袖壁付 RC 柱は補強効果が認められた。ただし $L_w/D=1.0$ の試験体では GFRP が最大耐力に至る前から局部的に膨らんだり、コンクリート表面から剥離したため、十分な耐力と変形能力が得られなかったと考えられる。さらに補強効果を高めるためにはシート端部を定着する必要がある、その補強効果を確認するために付着試験を含め、更なる検討が必要である。

謝辞: 本研究は昭和高分子(株)の材料提供を得た。関係者の皆様に対してここに感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 磯 雅人, 松崎育弘, 園部泰寿, 中村洋行: 連続繊維シートによりせん断補強された袖壁付 RC 柱のせん断終局耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 542 号, pp. 147-154, 2001. 4
- 2) 磯 雅人, 松崎育弘, 園部泰寿, 中村洋行: 袖壁付 RC 柱の変形性能評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 157-162, 2001
- 3) 大宮 幸, 林 静雄: 袖壁付柱の曲げ終局強度に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 542 号, pp. 155-162, 2001. 4
- 4) 黒河勝之, 菅野俊介, 荒木秀夫, 梶山健二: ガラス繊維を用いて補強した RC 柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 1, pp. 913-918, 2001

付-1: 連続繊維補強された袖壁付 RC 柱の終局せん断耐力評価式【文献 1】

$${}_c Q_{su} = v_s \{ p_{we} \cdot \sigma_{wy} (j_c / j_t) + p_{she} \cdot \sigma_{sy} (j_w / j_t) + p_{fe} \cdot \sigma_{fe} (j_f / j_t) \} b_e \cdot j_t + \tan \theta (1 - \beta_1) \alpha_1 \cdot b_e \cdot l_w \cdot v_c \cdot \sigma_B / 2$$

$$v_s = 1 \quad (\phi \leq 0.66) \\ v_s = 1.28 - 0.42 \cdot \phi \quad (0.66 < \phi \leq 1.53) \\ v_s = 0.98 / \phi \quad (\phi > 1.53)$$

$$\phi = \{ p_{we} \cdot \sigma_{wy} (j_c / j_t) + p_{she} \cdot \sigma_{sy} (j_w / j_t) + p_{fe} \cdot \sigma_{fe} (j_f / j_t) \} / \sqrt{\sigma_B}$$

$$\sigma_{fe} = E_f \times \varepsilon_{fe}$$

$$\varepsilon_{fe} = \alpha \times \varepsilon_{\max} \quad \because \varepsilon_{\max} = 16500 \mu$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_0 / l_w)^2 + 1} - h_0 / l_w$$

$$v_c = 0.6\eta + 2.3 \cdot \sigma_B^{-1/3} \leq 1.0$$

$$\beta_1 = 2v_s \left\{ p_{we} \cdot \sigma_{wy} (j_c / j_t) + p_{she} \cdot \sigma_{sy} (j_w / j_t) \right\} / (v_c \cdot \sigma_B) \leq 1.0$$

v_s :せん断補強筋の有効強度係数, p_{we} :換算帯筋比, σ_{wy} :帯筋の降伏点, p_{she} :換算壁横筋比, σ_{fe} :シートの有効応力度, p_{fe} :換算シート補強筋比, σ_{sy} :壁横筋の降伏点, b_e :等価長方形断面積の幅, j_t :最外縦筋間距離, $j_c = j_f$:柱主筋間距離, j_w :壁縦筋間距離, σ_B :コンクリート圧縮強度, v_c :コンクリート圧縮強度有効係数, η :軸力比, E_f :シートのヤング係数, ε_{fe} :シートの有効ひずみ度, ε_{max} :シートの最大ひずみ度(破断ひずみ) α :シートひずみの有効係数 l_w :壁を含めた断面の全せい, α_1 :アーチ機構の有効幅率, h_0 :内法長さ

付-2: 袖壁付 RC 柱の終局曲げ耐力評価式 【文献3に準拠】

$$Q_{mu} = \frac{2 \cdot M}{h_0}$$

$$M = M_0 + aND \left(1 - \frac{N}{\sum A^* \sigma_B} \right)$$

$$M_0 = C (0.1 + \beta_c - d_c) D + g_1 a_t \sigma_y D + [1 + 0.5(\beta_c + \beta_t)] a_{wt} \sigma_{wy} D$$

$$a = 0.5 \left(\frac{1 + 2\alpha_2 \beta_2^3 + 6\alpha_2 \beta_2 (1 + \beta_2)^2}{(1 + 2\beta_2)^2} \right)$$

$$b' = b_e (\beta_c \leq 0.8), b' = t (\beta_c \geq 0.8)$$

$$C = 1.7 d_c b' \sigma_B D, d_c = 0.16 \beta_c + 0.21$$

N :軸力, $\sum A$:袖壁も含む全断面積, a_t :柱引張鉄筋断面積, σ_y :柱引張鉄筋の降伏強度, β_2 :張出比, α_2 :壁厚比, β_c, β_t :圧縮側, 引張側張出比, g_1 :柱主筋重心間距離を D で除したもの, a_{wt} :壁縦筋断面積, σ_{wy} :壁縦筋の降伏強度, C :コンクリート合力, b_e :等価長方形断面積の幅, t :壁厚

付-3: 連続繊維補強された袖壁付 RC 柱の限界変形角 —修正 Kent-Park モデル

【文献2に準拠】

相対部材角をコンクリート斜め圧縮束材の軸ひずみ関係とし, 変形はトラス機構の斜材がひ

ずむことにより変形するものと仮定する。斜材のひずみ度を ε_d とすると, そのせん断ひずみ度 γ は幾何学的関係から下式により与えられる。ここではそのせん断ひずみ度 γ を部材の相対変形角 R に相当するものと仮定する。

$$R = \gamma = \varepsilon_d (\tan \phi + \cot \phi) = 2 \cdot \varepsilon_d$$

上式における斜材のひずみ度 ε_d を求める際に使用するコンクリート斜め圧縮束材の下降域応力-軸ひずみ関係は Kent-Park モデルを修正した下式から求めることができる。

$$\sigma_d = \sigma_B \cdot \{1 - Z(\varepsilon_d - \varepsilon_0)\} - \sigma_n$$

$$\varepsilon_0 = 0.002$$

$$\varepsilon_{50u} = (3 + 0.29 \cdot \sigma_B) / (145 \cdot \sigma_B - 1000)$$

$$\rho = p_f (B/D + 1) \quad \varepsilon_{50f} = 1 \times 10^{-5} \cdot (\rho_f \cdot E_f)$$

※貼付補強の場合, 拘束効果が期待できないため $\rho = 0$ として算定する。

$$\alpha_h = 0.0142 \cdot \rho^{-0.938}$$

$$\rho'' = 5/4 \cdot p_w (B/D + 1)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{15}{16} p_w \left(\frac{B}{D} + 1 \right) \sqrt{\frac{0.8B}{S_h}}$$

$$Ce = \frac{B \cdot D}{t \cdot l_w + (B - t) D + \frac{(l_w - D) t (\alpha_h \cdot \varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50f})}{\varepsilon_{50u} - \varepsilon_0}}$$

$$Z = 0.5 / \{ \varepsilon_{50u} + Ce \cdot (\alpha_h \cdot \varepsilon_{50h} + \varepsilon_{50f}) - \varepsilon_0 \}$$

ϕ :斜材の角度=45°, σ_d :斜め圧縮束材の下降応力, Z :下降域勾配, p_f :シート補強筋比, σ_n :軸応力度シート補強筋比, p_f :シート補強筋比, p_w :帯筋比, S_h :補強筋ピッチ, l_w :壁を含めた断面の全幅