

論文 開削トンネル RC 中柱に帯状に貼付けしたアラミド連続繊維シートのせん断補強効果に関する実験的検討

中田 裕喜*1・佐藤 祐子*2・瀬戸 岳史*3・堂内 悠吾*4

要旨：開削トンネル RC 中柱をせん断補強する場合、電気設備や壁などの付帯設備により、中柱の全周、全長を巻立てる補強工法を適用できない場合がある。また、付帯設備等を回避するために、連続繊維シートを帯状とした工法もあるが、RC はりでの実験による検証が大半である。本研究では、軸方向圧縮力および補強量が比較的大きい中柱を対象に、帯状としたアラミド連続繊維シートのせん断補強効果を実験により検討した。その結果、連続繊維シートは破断せずに中柱の基部でコンクリートが圧縮破壊する破壊形態であること、対象とした諸元の場合、全長に補強した場合と比較して、せん断補強効果が同等であることなどがわかった。

キーワード：開削トンネル RC 中柱、帯状アラミド連続繊維シート、せん断補強効果、軸方向圧縮力

1. はじめに

図-1 に示すように、既設開削トンネルの鉄筋コンクリート中柱（以下、RC 中柱）を曲げ破壊形態とするためにせん断補強する場合、電気設備や壁等の移設が困難な付帯設備により、RC 中柱の全周、全長を巻立てる、あるいは導電性を有する材料を用いた補強工法^{1)~5)}が適用できない場合がある。付帯設備を回避するためには、軽量で施工性が良好な連続繊維シートを、RC 中柱の一部分に補強する方法が考えられる。

文献^{6)~10)}では、図-2(a)に示すように、連続繊維シートを細幅の帯状として、部材長手方向の全長を補強しない場合のせん断補強効果について検討されているが、いずれも軸方向力が作用していない RC はりでの検証である。また、文献^{10)~11)}では、図-2(b)に示すように、矩形断面の一边または二辺において連続繊維シートの貼付けが困難な場合を想定して、側面のみあるいは U 字形で補強した場合のせん断補強効果について検討されている。しかしながら、軸方向力が作用していない RC はりでの検討に加え、連続繊維シートの定着方法等に依存して、全周補強の場合と比較してせん断補強効果が大きく減少する可能性があることが示されている。

既往の有限要素解析による検討¹²⁾によれば、連続繊維シートの補強量が多くなると、連続繊維シートの破断する破壊形態から、柱基部におけるコンクリートが圧縮破壊する破壊形態となり、補強効率が小さくなることが示されている。また、既往の実験的な検討では、連続繊維シートが破断せずに、柱基部でコンクリートの圧縮破壊が生じる破壊形態に対する検証は少ない²⁾。RC 中柱の特徴の一つは、比較的大きな軸方向圧縮力が作用している

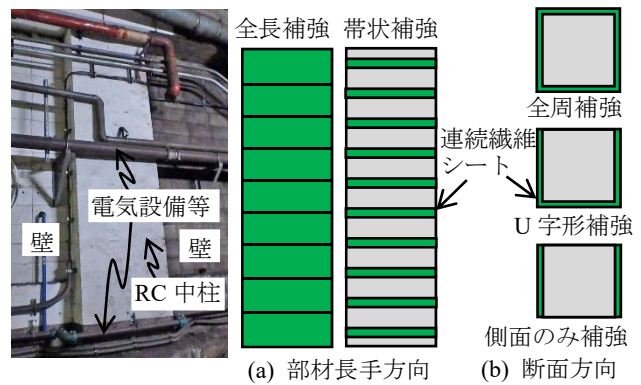


図-1 開削トンネル RC 中柱の例

図-2 連続繊維シートを一部分に補強する例

ことであることを踏まえると、柱基部でコンクリートの圧縮破壊が生じる破壊形態になりやすいと考えられる。また、連続繊維シートを帯状とすると、連続繊維シート間の補強されていない区間が生じるため、局所的な破壊である圧縮破壊に対して有利な状況ではないと考えられる。さらに、帯状とした連続繊維シートの隅角部でのコンクリートの支圧破壊も懸念される。

そこで、本研究では、軸方向圧縮力および補強量が比較的大きい開削トンネル RC 中柱を対象に、電気絶縁性を有するアラミド連続繊維シートを帯状とした場合のせん断補強効果を実験的に検討した。なお、帯状とした場合、付帯する壁の鉄筋を回避して削孔が可能と判断し、本研究では全周補強とした。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

表-1、2 および図-3 に、供試体諸元および材料試験

*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 博 (工) (正会員)
 *2 (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 修 (工) (正会員)
 *3 東京地下鉄株式会社 鉄道本部 工務部 土木課 技術基準担当 修 (工)
 *4 (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 (正会員)

結果を示す。供試体は全部で3体である。補強の有無および方法をパラメータとしており、No.1は補強無し、No.2, 3は補強有りとしている。

供試体の諸元は、一般的な既設の開削トンネルRC中柱を参考に設定した。断面の大きさは、実大~1/2程度に相当している。辺長比(断面の長辺/短辺)は2.5とし、引張鉄筋比 p_t は1.89%、せん断補強鉄筋比 p_w は0.085%とした。なお、せん断補強鉄筋はSR235($\phi 9$)とし、鋭角フックにて定着を確保した。軸方向鉄筋(D29)は、せん断破壊が先行するように、熱処理にて高強度化し、上下端ともに端部に設けたベースプレートに溶接して固定した。コンクリートの圧縮強度は27N/mm²程度とした。また、断面の隅角部の形状は、連続繊維シートを破断や

隅角部のコンクリートの支圧破壊等に影響を及ぼすため、ここでは実構造物を参考に、20mm程度の135°の面取りを設けた。

連続繊維シートについて、繊維目付量が623g/m²であるAK-90/AW-90の一方方向アラミド連続繊維シートを用いた。なお、表-2(c)に示した材料試験結果はJSCE-E541に準拠して実施した。また、アラミド連続繊維シートは、プライマーおよびエポキシ樹脂系の含浸樹脂を用いて、RC中柱に接着させた。なお、JSCE-E545に準拠して接着試験を実施したが、コンクリートの破壊が生じ、十分な接着強度を有していることを確認している。

No.2は、RC中柱全長を補強し、2層巻立てた。No.3は、幅が50mmであるアラミド繊維シートを150mm間

表-1 供試体諸元

供試体	RC中柱寸法					軸方向鉄筋				σ'_n (N/mm ²)	連続繊維シート			
	b (mm)	h (mm)	d (mm)	a (mm)	a/d	径	p_t (%)	径-間隔 (mm)	p_w (%)		グレード	層数	ρ_f (%)	備考
No.1										7	-	-	-	無補強
No.2	1000	400	340	1020	3.0	D29	1.89	$\phi 9$ ctc150	0.085	4	AK90/AW-90	2	0.172	全長補強 带状補強
No.3										4		6		

b : 断面幅, h : 断面高さ, d : 有効高さ, a : せん断スパン (RC中柱基部から載荷点までの距離), p_t : 引張鉄筋比, p_w : せん断補強鉄筋比, σ'_n : 軸圧縮応力, ρ_f : アラミド連続繊維シートによるせん断補強比

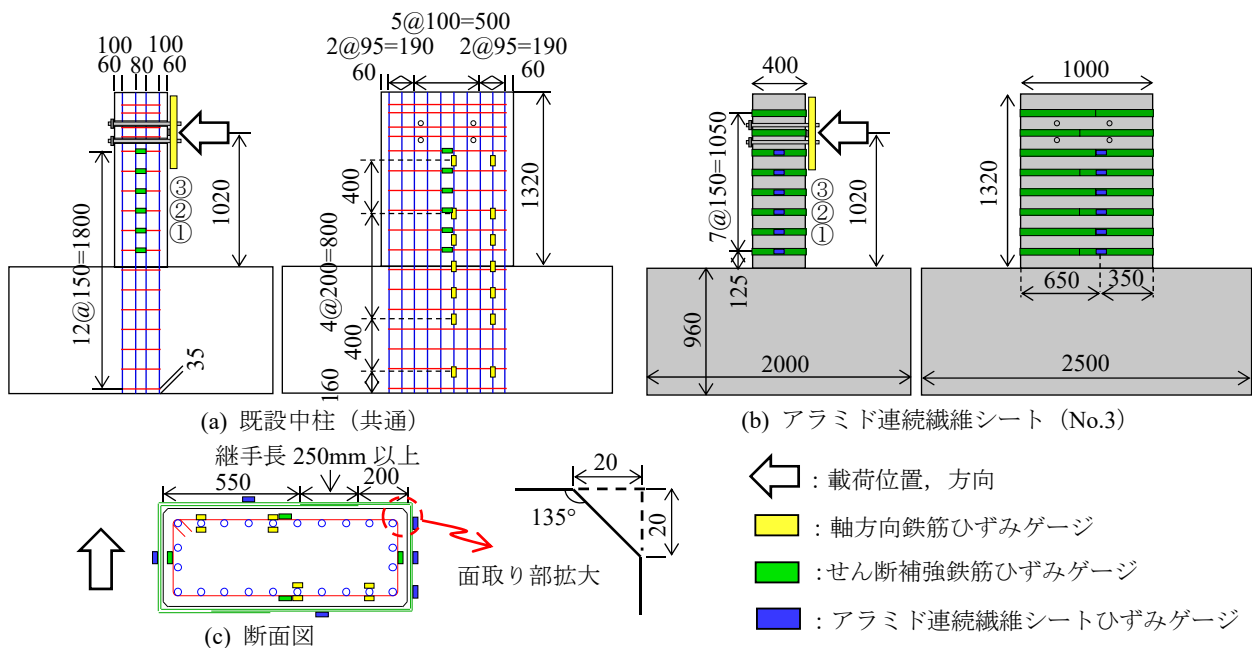


図-3 供試体諸元およびひずみ計測位置 (単位: mm)

表-2 材料試験結果

供試体	(a) コンクリート			(b) 鉄筋				
	中柱	フーチング		鉄筋径	E_s (kN/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	備考
	f'_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	f'_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)		
No.1	26.1	2.30	25.5	25.6	2.17	23.7		
No.2	27.0	2.38	25.6	26.1	2.04	24.5		
No.3	27.4	2.29	25.5	25.7	2.02	24.0		

供試体	グレード	(c) アラミド連続繊維シート		繊維目付量 (g/m ²)	比重	厚さ (mm)
		E_{AF} (kN/mm ²)	f_{AFu} (N/mm ²)			
No.2	AK90	113	1917	623	1.45	0.430
No.3	/AW-90	111	1751			

f'_c : 圧縮強度, f_t : 割裂引張強度, E_c, E_s, E_{AF} : 弾性係数
 f_y : 降伏強度, f_u, f_{AFu} : 引張強度
 ※1: SD490のねじり鉄筋を熱処理により高強度化

隔に補強し、各位置で6層巻立てた。なお、RC中柱基部で圧縮破壊することが想定されることから、帯状とした影響が顕著となるように、RC中柱基部では100mmのあきを設けている。また、アラミド連続繊維シートによるせん断補強比 $\rho_r^{2)}$ は、No.2, 3のいずれも0.172%と同一にし、帯状とした影響のみを検討できるようにしている。アラミド連続繊維シートの断面周方向の継手長は、文献⁹⁾等を参考に、250mm以上確保した。なお、部分的に所定の層数以上となる継手部が、せん断補強効果に影響しないように、継手は断面の長辺部分で配置するとともに、一か所に集中しないようにした。

2.2 計測項目および載荷方法

計測項目は、荷重、鉛直・水平変位、軸方向鉄筋・せん断補強鉄筋・アラミド連続繊維シートのひずみとした。ひずみの計測位置について、図-3に示した。

載荷は、表-1に示した軸圧縮応力に対応する軸方向圧縮力(No.1で2800kN, No.2, 3で1600kN)を作用させた状態で、RC中柱基部から1020mmの高さ位置にて、容量1500kNのアクチュエータを用いて、断面の短辺と平行な方向に水平載荷した。これは、開削トンネルの横断方向の地震時挙動に対応している。なお、地震時には交番載荷を受けるが、基本的なせん断補強効果を把握することや、既往の実験^{6),8),10)-12)}を参考にして、単調載荷とした。ただし、載荷装置のならし等のために、水平荷重が300kNおよび500kN程度で除荷している。せん断スパン a と有効高さ d の比は3.0であり、支持条件の影響が小さいと判断して片持ち支持とした。なお、No.1の水平荷重の最大値 V_{uexp} が予測よりも大きな値となったため、曲げ耐力やアクチュエータの容量の制約から、No.2, 3の軸方向圧縮力を小さくした。詳細は4.1にて述べる。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

図-4に、実験終了時の載荷側面における損傷状況とひび割れ図を示す。なお、No.2, 3は、実験後に連続繊維シートを剥がしてひび割れを確認した。

(1) No.1 (無補強)

曲げひび割れが発生した後、水平荷重が650kN程度で曲げひび割れが①の斜めひび割れへと進展し始めた。750kN程度で②の斜めひび割れが発生した。載荷を続けると、③の斜めひび割れが発生し、その後、RC中柱基部の圧縮縁でコンクリートが圧縮破壊することで水平荷重が低下した。 V_{uexp} は1003kNであった。曲げ耐力時のせん断力の計算値 V_{mu} は1272kNであり、せん断破壊したと考えられる。

(2) No.2 (全長補強)

No.2は、実験途中におけるコンクリートの損傷状況を目視で確認することはできないが、600kN時に打音検査により、RC中柱の載荷側面でアラミド連続繊維シートのはく離の発生を推定した。 V_{uexp} に達する直前で、RC中柱基部の圧縮縁ではらみ出しを確認した。 V_{uexp} は1123kNであった。 V_{mu} は1354kNであり、せん断破壊したと考えられる。

実験終了後のひび割れの状況について、No.1と比較して、斜めひび割れが分散していた。また、隅角部での支圧破壊は確認されなかった。

(3) No.3 (帯状補強)

曲げひび割れが発生した後、水平荷重が550kN程度で曲げひび割れが斜めひび割れ(図中①)へと進展し始めた。750kN程度で②の斜めひび割れが、950kN程度で③の斜めひび割れが発生した。載荷を続けると、斜めひび

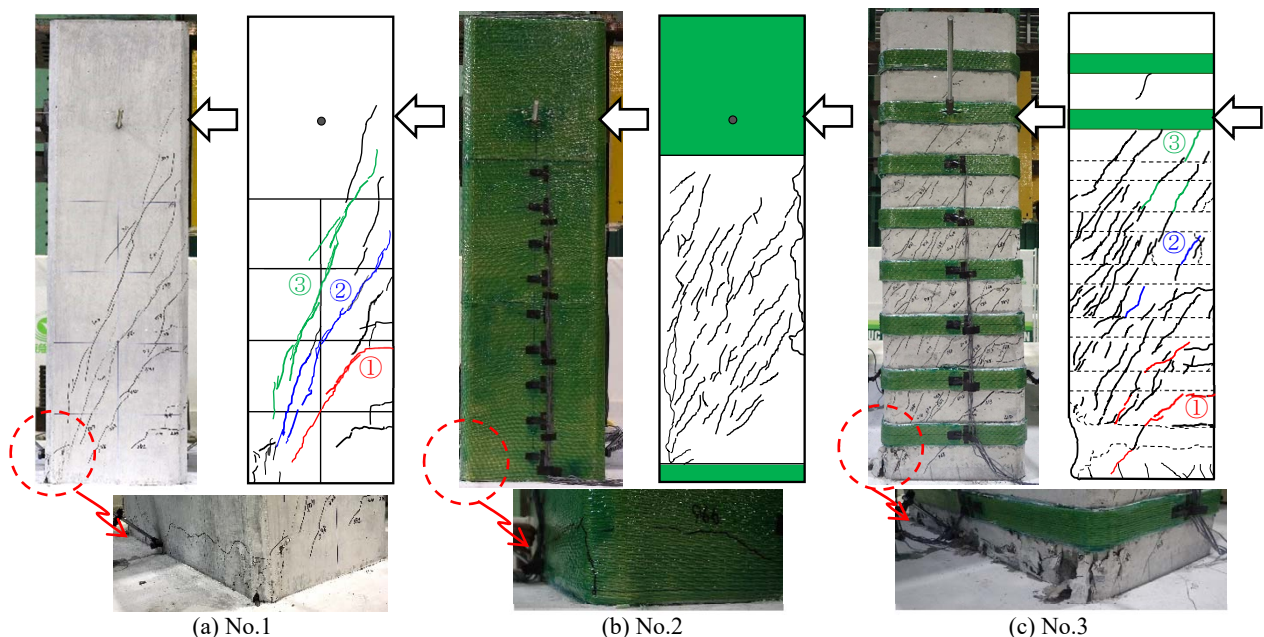


図-4 損傷状況 (実験終了後)

割れが進展するとともに、RC 中柱基部の圧縮縁でコンクリートが圧縮破壊することで水平荷重が低下した。 V_{uexp} は 1143kN であった。 V_{mu} は 1362kN であり、せん断破壊したと考えられる。

なお、隅角部での支圧破壊は確認されなかった。

3.2 水平荷重と水平変位の関係

図-5 に、水平荷重と水平変位の関係を示す。図には、後述する斜めひび割れ発生時とせん断補強鉄筋の初降伏時を示した。なお、斜めひび割れ発生時の水平荷重 V_{cexp} は、3.1 で示した目視やせん断補強鉄筋のひずみ、水平荷重と水平変位の関係等から総合的に判断した。No.1, No.3 について、斜めひび割れの発生、進展が確認された水平荷重程度で、剛性が低下し始めた。No.2 についても、No.3 と概ね同等な水平荷重で剛性が低下し始めている。No.1 について、 V_{uexp} に達した後、水平荷重が急激に低下した。水平荷重の低下量や損傷状況等を踏まえて、この時点で実験を終了した。No.2, 3 についても、 V_{uexp} に達した後、急激に水平荷重が低下した。さらに荷重を続けると、水平荷重を保持しながら水平変位が増加する結果となった。なお、中柱基部でのコンクリートの圧縮破壊が進展し続けたため、水平変位が 35mm 程度で実験は終了した。

全長補強である No.2 と帯状補強である No.3 を比較すると、No.3 の剛性がやや小さいものの、 V_{uexp} は概ね同等であり、帯状とした影響は小さかった。

図-6 に、鉛直変位と水平変位の関係を示す。鉛直変位は荷重点位置における値であり、正が上側に変形していることを示している。いずれも、水平方向の荷重とともに増加していくが、 V_{uexp} に達すると鉛直変位が小さくなった。ただし、 V_{uexp} では中柱基部における圧縮縁のみ圧縮破壊したため、鉛直変位の急激な低下は生じなかった。

3.3 鉄筋ひずみ

(1) 軸方向鉄筋

図-7 に、軸方向鉄筋のひずみの分布を示す。いずれの供試体も、斜めひび割れ発生時は概ね同等なひずみ分布であり、斜めひび割れ発生後にモーメントシフト等による影響により、上部でもひずみが大きくなった。なお、いずれも降伏ひずみに達していない。

(2) せん断補強鉄筋

図-8 に、水平荷重とせん断補強鉄筋のひずみの関係の例を示す。柱基部から上方へ 275mm (①), 425mm (②), 575mm (③) の位置での荷重側面における結果を示している。いずれも、斜めひび割れ発生時あるいは剛性が変化したときの水平荷重でひずみが大きく増加し、 V_{uexp} 時には①～③でのひずみは降伏ひずみに達した。

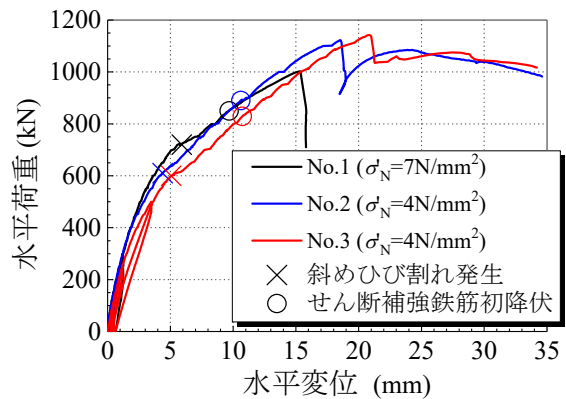


図-5 水平荷重と水平変位の関係

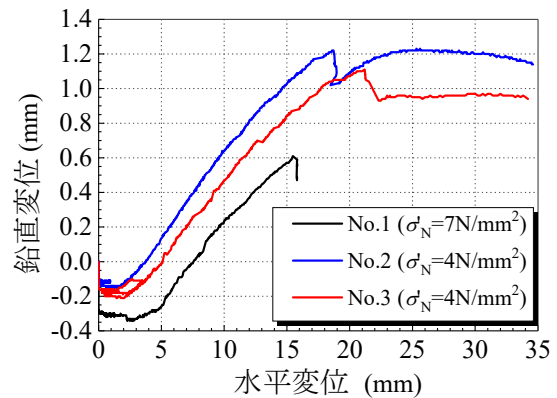


図-6 鉛直変位と水平変位の関係

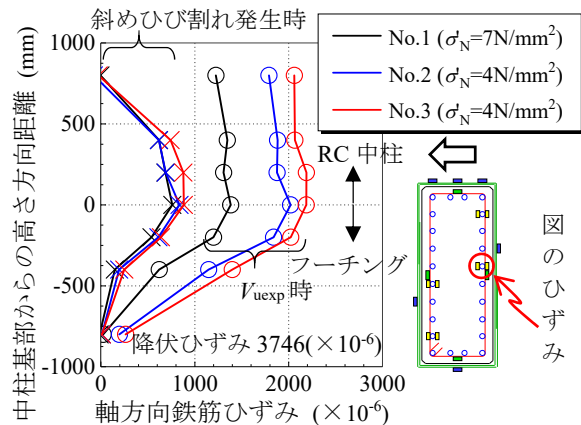


図-7 軸方向鉄筋ひずみの分布

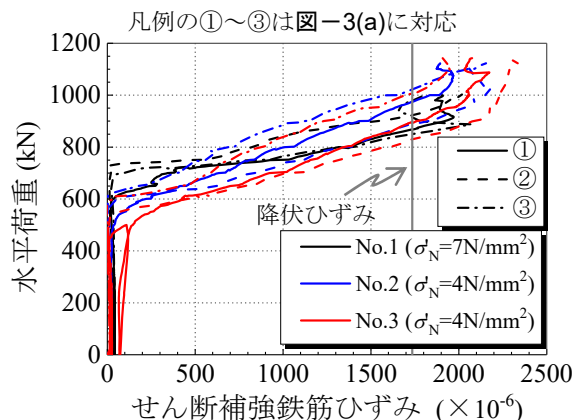


図-8 水平荷重とせん断補強鉄筋ひずみの関係

3.4 アラミド繊維シートひずみ

図-9 に、水平荷重とアラミド連続繊維シートのひずみの関係の例を示す。No.3 においては、図-8 の①~③と同じ高さ位置であり、No.2 においては、柱基部から上方へ 275mm (①), 375mm (②), 475mm (③) の位置での荷重側面における結果を示している。せん断補強鉄筋のひずみと同様に、斜めひび割れ発生時あるいは剛性が変化したときの水平荷重でひずみが大きく増加し、 V_{uexp} 時には 3000μ 程度の値であった。また、No.2 と No.3 を比較すると、同一水平荷重時において、やや No.3 のひずみのほうが小さい傾向にあるが、ひずみの発生程度や増加傾向は類似している。このことは、アラミド連続繊維シートを帯状としても、全面補強と同様にせん断力を負担していることを示していると考えられる。

図-10 に、No.3 におけるアラミド連続繊維シートのひずみ分布を示す。図中に示す通り、荷重側面の断面高さ方向で3箇所計測しているひずみの値を示している。せん断補強鉄筋初降伏時 (829kN) においては、(a)~(c) でひずみ分布が大きく異なるが、 V_{uexp} 時には、(a)~(c) で類似したひずみ分布になる傾向にある。これは、水平荷重の増加に伴って、コンクリートとアラミド連続繊維シートの付着切れが進行していることを意味している。また、(a) または (c) の位置でひずみが発生していることから、断面隅角部に相応の支圧応力が発生したと考えられる。

4. せん断耐力の予測値との比較

4.1 No.1 (無補強)

表-3 に、No.1 におけるせん断耐力の予測値との比較を示す。せん断耐力の予測値 V_y は、式(1)¹³⁾により算定した。ここで示していない説明は、文献¹³⁾を参照されたい。

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

$$V_c = \{0.75 + 1.4 / (a/d)\} \beta_a \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d \quad (1b)$$

$$\beta_n = 1 + 2M_o/M_u \leq 2 \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合}) \quad (1c)$$

表-3 より、 V_{uexp}/V_y は 1.69 となり、 V_y は V_{uexp} をかなり過小に評価する結果となった。

土木学会コンクリート標準示方書¹³⁾において、プレストレストコンクリートに対するせん断耐力算定法として、式(2)が示されている。ただし、式(2)では、本検討に必要な箇所のみ示している。

$$V'_y = V'_c + V'_s \quad (2a)$$

$$V'_c = \beta_a \cdot \beta_p \cdot \beta'_n \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d \quad (2b)$$

$$\beta'_n = (1 + \sigma_{cg}/f_{vt})^{0.5} \leq 2.0 \quad (2c)$$

$$V'_s = (\sin \alpha_s \cot \theta + \cos \alpha_s) / s_s \cdot z \quad (2d)$$

ここで、 σ_{cg} : 断面高さの 1/2 の高さにおける平均プレストレスト (N/mm²)、 θ : コンクリートの圧縮ストラットの角度で、 $\cot \theta = \beta'_n$ として計算する。ただし、 $36^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

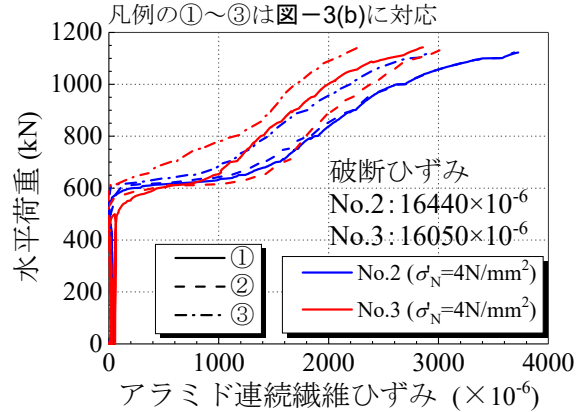


図-9 水平荷重とアラミド連続繊維ひずみの関係

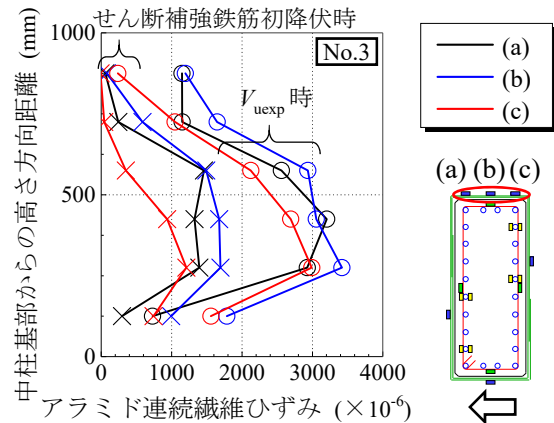


図-10 水平荷重とアラミド連続繊維ひずみの関係

表-3 せん断耐力の予測値との比較 (No.1)

V_{uexp} (kN)	V_{cexp} (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_y (kN)	V_{uexp} / V_y	V'_c (kN)	V'_s (kN)	V'_y (kN)	V_{uexp} / V'_y
1003	720	504	89	593	1.69	768	122	890	1.13

V_{uexp} : 実験で得られた水平荷重の最大値、 V_{cexp} : 実験で得られた斜めひび割れ発生時の水平荷重

とする。

式(2)によれば、 $\beta'_n = 2.11$ 、 $\theta = 25.3^\circ$ となるが、表-3 では上下限值である $\beta'_n = 2$ 、 $\theta = 36^\circ$ として算定している。表より、 $V_{uexp}/V_y = 1.13$ 、 $V_{cexp}/V_c = 0.94$ となり、比較的精度よく算定する結果となった。なお、 V'_y の根拠となる実験¹⁴⁾におけるプレストレストは、 4N/mm^2 が最大である。No.1 における軸圧縮応力は 7N/mm^2 であり、 $\theta = 25.3^\circ$ であるが、図-4(a)で示した③の斜めひび割れ角度と比較的一致する。しかしながら、 $\theta = 25.3^\circ$ 、 $\beta'_n = 2.11$ として算定すると、 $V'_c = 811\text{kN}$ 、 $V'_s = 187\text{kN}$ 、 $V'_y = 999\text{kN}$ となり、 V_{cexp} や本来一致すべきせん断補強鉄筋の降伏に対応するせん断力をやや過大に算定する傾向にある。したがって、今後も検討が必要であると考えられる。なお、図-4(a)で示した③の斜めひび割れと交差するせん断補強鉄筋のひずみから算定した、せん断補強鉄筋に受け持たれるせん断力 V_{sexp} は 164kN であった。

表-4 セン断耐力の予測値との比較 (No.2, 3)

供試体	V_{uexp} (kN)	V_{cexp} (kN)	V_s (kN)	V_{AFexp} (kN)	K_{exp}	$K^{(2)}$	$K^{(3)}$
No.2	1123	610	89	424	0.41	0.67	0.4
No.3	1143	600	89	454	0.43	0.68	0.4

V_{uexp} : 実験で得られた水平荷重の最大値, V_{cexp} : 実験で得られた斜めひび割れ発生時の水平荷重, V_s : セン断補強鉄筋に受け持たれるセン断耐力, V_{AFexp} : 実験で得られた連続繊維シートで受け持たれるセン断耐力 ($=V_{uexp} - (V_{cexp} - V_s)$), 実験で得られた連続繊維シートのセン断補強効率, K_{exp} : 実験で得られた K ($=V_{AFexp}/(V_{AF}/0.4)$)

4.2 No.2, 3 (アラミド連続繊維シート補強)

文献^{2),3)}では、連続繊維シートで補強された RC 部材のセン断耐力算定法として、式(3)が示されている。ここで示していない説明は、文献を参照されたい。

$$V_{AFy} = V_c + V_s + V_{AF} \quad (3a)$$

$$V_{AF} = K \cdot \{A_{AF} \cdot f_{AFu} \cdot (\sin \theta_{AF} + \cos \theta_{AF}) / S_{AF}\} \cdot z \quad (3b)$$

ここで、 K : 連続繊維シートのセン断補強効率で、文献³⁾の場合 0.4, である。

表-4 に、式(3)を用いて逆算した No.2, 3 における K の実験値 K_{exp} と文献^{2),3)}における K の算定値を示す。なお、4.1 で示したとおり、 V_c の算定において、式(1b)または式(2b)の適用には課題がある。そこで、ここでは、 V_c として V_{cexp} を用いることとした。表より、 $K_{exp}=0.4$ 程度となり、文献²⁾による K には達しなかったが、文献³⁾と同等の算定結果となった。

5. まとめ

- いずれの供試体も、斜めひび割れおよびセン断補強鉄筋の降伏が発生した後に、柱基部でコンクリートの圧縮破壊を伴うセン断破壊を示した。補強した供試体について、アラミド連続繊維シートの破断は発生せず、また隅角部での支圧破壊は確認されなかった。
- 全長補強とした供試体と、帯状補強とした供試体の水平荷重の最大値はそれぞれ 1123kN, 1143kN であり、また両供試体のアラミド連続繊維シートのひずみ分布に大きな違いはみられなかった。今回の供試体の諸元等においては、アラミド連続繊維シートを帯状としても、セン断補強効果は全長補強と同等となることがわかった。
- 各指針で示されるセン断耐力の算定方法に基づき、実験結果におけるアラミド連続繊維シートが負担するセン断力の補正係数 K を算出すると、 $K=0.4$ 程度となる結果が得られた。

今後は、より高軸圧縮力あるいは補強量が少ない場合等の検証を実施するとともに、帯状とする場合の基部でのあきや幅、間隔などの影響を整理していきたい。

参考文献

- (公財) 鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針, 2013.
- 土木学会: コンクリートライブラリー101 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, 2000.
- (財) 鉄道総合技術研究所: アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針, 1996.
- (財) 鉄道総合技術研究所: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針, 1996.
- (財) 鉄道総合技術研究所: 炭素繊維シートによる地下鉄 RC 柱の耐震補強工法設計・施工指針, 1997.
- 清水宏一朗, 野並優二, 近藤真一, 睦好宏史: 間隔をあけた細幅のアラミド繊維シートにより補強された梁のセン断耐力試験, プレストレストコンクリート工学会 第27回シンポジウム論文集, pp.95-98, 2018.
- 坂本佳理, 田村悟士, 末岡英二, 真嶋光保: 連続繊維シート接着による RC 部材のセン断補強効果に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1279-1284, 1998.
- 浅倉晃, 岡本直, 谷垣正治, 小田稔: 高強度繊維巻付けによる既存 RC 柱のセン断補強, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.1, pp.1061-1066, 1994.
- 小田稔, 岡本直, 山中久幸, 浅倉晃: アラミド繊維巻付けによる既存 RC 柱のセン断補強, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.755-760, 1993.
- 子田康弘, 岩城一郎, 中村晋: RC はりを U 字型補強した連続繊維シートによるセン断補強効果の簡易な評価手法, 土木学会論文集 E, Vol.64, No.1, pp.224-236, 2008.
- 中島規道, 三上浩, 田村富雄, 平井正雄: RC 梁のセン断耐力に与えるアラミド繊維シートの貼付形状の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1411-1416, 2002.
- 中島規道, 中井裕司, 渡辺忠朋, 松本信之: アラミド繊維シートにより補強した鉄道高架橋のセン断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.255-260, 1997.
- 土木学会: 2017年制定 コンクリート標準示方書(設計編), 2018.
- 三方康弘, 井上晋, 小林和夫, 仁枝保: PC はりのセン断耐力に及ぼすプレストレスの効果, 土木学会論文集, Vol.669/V-50, pp.149-159, 2001.