

ビーム・アーチ機構を考慮した PC 梁のせん断耐力

Devin GUNAWAN*¹・大窪 一正*²・中村 拓郎*³・二羽 淳一郎*⁴

This study aims to develop a calculation method of shear capacity of PC beams based on the beam and arch actions. Static four-point bending tests were conducted on 11 PC beams with various prestress level and stirrup ratio. The contribution of each mechanism was calculated based on the strain of tensile steel bars, PC rod and stirrups. The effects of prestress level and stirrup ratio on the beam and arch actions were discussed. Based on the results, a new method to calculate the shear capacity of PC beams was developed. From the comparison with experimental results, it was shown that the proposed method gave better accuracy to estimate the shear capacity of PC beams with stirrups.

Key words : PC beam, Shear capacity, Shear resisting mechanism, Beam action, Arch action

1. はじめに

プレストレスが及ぼす効果により、PC 梁のせん断耐力は向上することが知られている。この効果について、土木学会のコンクリート標準示方書¹⁾では修正圧縮場理論を基礎とした手法が採用されている。この手法は三方ら²⁾によって提案され、圧縮ストラットの角度を簡易的に求めている。同示方書では、修正トラス理論に基づき、せん断耐力はコンクリート抵抗分 V_c とせん断補強鉄筋抵抗分 V_s の合計として評価される。三方らが提案した手法の適用により、プレストレスの増大に伴い、 V_c および V_s は増加するとされている。

修正トラス理論および修正圧縮場理論に基づいて、PC 梁のせん断耐力は簡易的に計算できる。しかし、既往研究では実際のせん断耐力はその計算値を大きく上回る場合があることが報告されている³⁾。また、修正トラス理論に関してもいくつかの問題点が指摘されている⁴⁾。たとえば、計算されるせん断耐力はせん断補強鉄筋の降伏に対応することがあげられる。実際は、せん断補強鉄筋が降伏に至った後で梁が直ちに破壊することはまれであり、逆にせん断補強鉄筋が多く配置された場合には降伏に至る前に梁が破壊する可能性もある。また、コンクリート抵抗分 V_c はつねに一定に保たれると仮定されることも問題点のひとつとしてあげられる。 V_c はひび割れ面の粗骨材のかみ合せ作用や軸方向鉄筋のダウエル作用によるせん断抵抗を含むため、梁が変形し、ひび割れが開きすれば、 V_c が低下していくと考えるのが自然である。

RC 梁については、修正トラス理論に関するこれらの問題の解決のため、またせん断設計精度の向上のために、せん断耐荷機構に関する研究が多く行われてきた^{5, 6)}。梁の

力の釣り合いから、主に二つの耐荷機構が存在するとされている⁷⁾。一つ目はビーム機構であり、せん断補強鉄筋によるせん断抵抗や、骨材のかみ合せ作用およびダウエル作用等によるせん断抵抗がこれに含まれている。二つ目はアーチ機構であり、コンクリートの圧縮ストラットと引張材となる引張鉄筋によって形成される。せん断補強鉄筋比等のパラメータによって梁のせん断挙動は変化するが、その挙動はこれらの耐荷機構の組み合わせにより形成されると考えられる。

RC 梁に関する既往研究^{5, 6)}では、実験や数値解析で得られた鉄筋やコンクリートのひずみ分布を用いて、ビーム・アーチ機構がそれぞれ受けもつせん断抵抗が定量的に評価できることが示されている。その結果から、せん断補強鉄筋比・コンクリート強度・せん断スパン等の違いが、ビーム・アーチ機構の挙動に影響を及ぼすことが報告されている。また、せん断補強鉄筋の降伏以降、梁の破壊までアーチ機構が支配的であることも確認されている。この結果により、せん断耐力の評価において、ビーム・アーチ機構の挙動を考慮する必要があるとされている。

著者らは実験的検討により⁸⁾、せん断補強鉄筋を有する PC 梁は RC 梁と同様に、せん断補強鉄筋の降伏以降、破壊までアーチ機構が支配的であることを確認した。また、最大荷重時のビーム機構およびアーチ機構のせん断抵抗分は、プレストレスにより向上する可能性を示した。

このように、RC および PC 梁におけるビーム・アーチ機構の挙動に関する多くの研究が行われてきたが、それらに基づいたせん断耐力の推定方法は未だ提案されていない。そこで、本研究では、ビーム・アーチ機構を考慮した PC 梁のせん断耐力の推定方法を構築することを目的としている。まず、著者らが以前行った載荷実験⁸⁾に加え、

*¹ Devin GUNAWAN : 東京工業大学 環境・社会理工学院

*² Kazumasa OKUBO : 東京工業大学 環境・社会理工学院

*³ Takuro NAKAMURA : (国研) 土木研究所 寒地土木研究所

*⁴ Junichiro NIWA : 東京工業大学 環境・社会理工学院

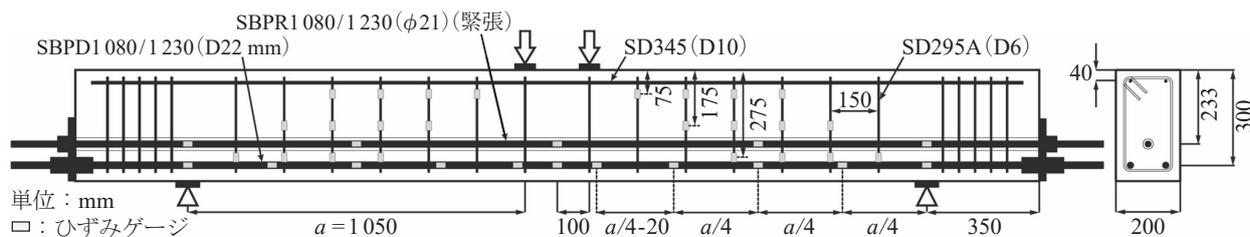


図 - 1 試験体概要図 ($r_w = 0.21\%$)

表 - 1 試験体諸元

試験体名	σ_{cgd} (N/mm ²)	r_w (%)	s (mm)
PC0RW0	0	0.00	-
PC1RW0	1		
PC2RW0	2		
PC3RW0	3		
PC0RW21	0	0.21	150
PC1RW21	1		
PC2RW21	2		
PC3RW21	3		
PC1RW11	1	0.11	300
PC1RW31		0.31	100
PC1RW42		0.42	75

σ_{cgd} : 目標プレストレス量, r_w : せん断補強鉄筋比,
 s : せん断補強鉄筋の配置間隔

さらにプレストレス量とせん断補強鉄筋比をパラメータとした載荷試験を行い、これらがビーム・アーチ機構に及ぼす影響を検討した。その結果を踏まえて、PC梁のせん断耐力の推定方法を検討した。

2. 実験的検討

2.1 試験体と使用材料

試験体の概要を図 - 1 に、試験体一覧を表 - 1 に示す。実験パラメータはプレストレス量 ($\sigma_{cgd} = 0 \sim 3$ N/mm²) およびせん断補強鉄筋比 ($r_w = 0.00\% \sim 0.42\%$) である。なお、本実験のパラメータは、土木学会のコンクリート標準示方書¹⁾に示されるせん断耐力の設計式を参考に、梁高さ中央におけるプレストレス量としている。

試験体は矩形断面で、断面幅 b を 200 mm、断面高さ h を 350 mm、せん断スパン a を 1050 mm とした。

引張鋼材には異形 PC 鋼棒 SBPD1 080/1 230 と丸鋼 PC 鋼棒 SBPR1 080/1 230 を用いており、本論文では前者を引張鉄筋、後者を PC 鋼材と称する。これらは試験体端部にアンカープレートとナットを用いて定着した。圧縮鉄筋には異形鉄筋 SD345 を、せん断補強鉄筋には異形鉄筋 SD295A を使用した。表 - 2 に使用した鋼材の力学特性値をまとめる。圧縮鉄筋、PC 鋼材、引張鉄筋は上面からそれぞれ 40 mm、233 mm、300 mm の位置に配置した。有効高さ s は引張鋼材の図心位置の 279 mm である。

試験体へのプレストレスの導入は丸鋼 PC 鋼棒を緊張するポストテンション方式によって行った。シースは内径 32 mm の熔融亜鉛メッキ鋼板製であり、グラウト材は超低粘性 PC グラウト材とした。なお、プレストレス量が 0 N/mm² の PC0RW0 および PC0RW21 は PC 鋼材が非緊張の状態グラウト材を充填した。プレストレス量は、PC 鋼材のひずみによって制御した。

コンクリートの目標圧縮強度は 50 N/mm² とし、粗骨材の最大寸法は 20 mm とした。

2.2 載荷方法と測定項目

載荷は 1000 kN 油圧式万能試験機を用いて静的 4 点曲げとした。載荷点には幅 65 mm の鋼板を、支点には回転支承の上に幅 75 mm の鋼板を設置した。2 枚のテフロンシートでシリコングリスを挟んだ減摩パッドを用いて、支点での水平方向の摩擦を低減した。

測定項目は荷重、スパン中央の鉛直変位、鋼材のひずみとした。例として、 $r_w = 0.21\%$ の試験体における鋼材のひずみ測定箇所を図 - 1 に示す。

表 - 2 鋼材の力学特性値

試験体名	引張鉄筋 (D22)		PC 鋼材 ($\phi 21$)		圧縮鉄筋 (D10)		せん断補強鉄筋 (D6)	
	f_y (N/mm ²)	E (kN/mm ²)	f_y (N/mm ²)	E (kN/mm ²)	f_y (N/mm ²)	E (kN/mm ²)	f_y (N/mm ²)	E (kN/mm ²)
PC0RW0	1162	201	1200	200	371	200	-	-
PC1RW0								
PC2RW0								
PC3RW0								
PC0RW21								
PC1RW21								
PC2RW21	1183	201	1212	200	392	200	370	198
PC3RW21								
PC1RW11								
PC1RW31								
PC1RW42					392		365	199

f_y : 0.2% 耐力, E : 弾性係数

表 - 3 セン断耐力の計算値と実験値の比較

試験体名	f'_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	σ (N/mm ²)			$V_{c, cal}$ (kN)	$V_{s, cal}$ (kN)	$V_{y, cal}$ (kN)	$V_{u, exp}$ (kN)	$V_{u, exp} / V_{y, cal}$	破壊 モード
			上縁	中央(=σ _{cg})	下縁						
PC0RW0	52.9	3.15	—	—	—	81.3	—	81.3	91.3	1.12	せん断
PC1RW0	50.6	3.63	0.12	1.13	2.14	91.7	—	91.7	120.0	1.31	せん断
PC2RW0	53.0	3.58	0.23	2.22	4.20	103.5	—	103.5	129.7	1.25	せん断
PC3RW0	52.2	3.28	0.27	3.04	5.82	112.3	—	112.3	148.2	1.32	せん断
PC0RW21	49.8	3.55	—	—	—	79.7	37.9	117.6	143.7	1.22	せん断
PC1RW21	49.8	3.52	0.12	1.16	2.20	91.9	43.7	135.6	176.3	1.30	せん断
PC2RW21	49.8	3.52	0.23	2.17	4.12	101.4	48.2	149.6	167.7	1.12	せん断
PC3RW21	60.1	3.93	0.35	3.20	6.05	114.1	51.0	165.1	198.0	1.20	せん断
PC1RW11	46.4	3.37	0.10	1.08	2.06	89.5	21.5	111.0	140.2	1.26	せん断
PC1RW31	46.4	3.37	0.11	1.10	2.10	89.7	64.8	154.4	183.0	1.19	せん断
PC1RW42	52.2	3.28	0.11	1.20	2.30	94.6	87.6	182.2	(212.0)	(1.16)	曲げ

f'_c : コンクリートの圧縮強度, f_t : コンクリートの引張強度, σ : 載荷直前の PC 鋼材のひずみから求めたプレストレス量,

$V_{y, cal}$: セン断耐力の計算値, $V_{c, cal}$: セン断耐力のコンクリート抵抗分の計算値, $V_{s, cal}$: セン断耐力のせん断補強鉄筋抵抗分の計算値,

$V_{u, exp}$: セン断耐力の実験値 (最大荷重の 1/2)

2.3 実験結果

表 - 3 にせん断耐力の計算値 $V_{y, cal}$ およびせん断耐力の実験値 $V_{u, exp}$ を示す。 $V_{y, cal}$ はコンクリート抵抗分 $V_{c, cal}$ とせん断補強鉄筋抵抗分 $V_{s, cal}$ の合計とし¹⁾, 式(1)~式(4)により求めた。 $V_{c, cal}$ の計算は二羽ら⁹⁾ および三方ら²⁾ がそれぞれ提案した式に基づいている。 $V_{s, cal}$ はトラス理論に基づいて計算され, コンクリートの圧縮ストラットの角度 θ はプレストレス量によって変化するとした¹⁾。プレストレス量 σ_{cg} は断面高中央におけるプレストレスとし, 載荷直前の PC 鋼材のひずみから求めた。なお, 本研究では, 緊張時から載荷時までの期間が短く, リラクゼーションによるプレストレス量への影響は小さいと考え, その影響については考慮していない。

$$V_{y, cal} = V_{c, cal} + V_{s, cal} \quad (1)$$

$$V_{c, cal} = 0.20(f'_c p_w)^{1/3} \left(\frac{d}{1000}\right)^{-1/4} \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d}\right) b d \beta_n \quad (2)$$

$$V_{s, cal} = A_w f_{wy} \frac{d/1.15}{s} \cot \theta, \quad (\cot \theta = \beta_n) \quad (3)$$

$$\beta_n = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{cg}}{f_t}} \quad (4)$$

ここに, f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), d : 有効高さ (引張鋼材の図心位置とする) (mm), p_w : 引張鋼材比, a : セン断スパン (mm), b : ウェブ幅 (mm), A_w : セン断補強鉄筋の 1 組の総断面積 (mm²), f_{wy} : セン断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²), θ : コンクリートの圧縮ストラットの角度 ($\cot \theta = \beta_n$ として計算する), s : セン断補強鉄筋の配置間隔 (mm), σ_{cg} : 断面高さ h の中央におけるプレストレス量 (N/mm²), f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

PC1RW42 を除き, すべての試験体はせん断破壊し, セン断耐力の実験値は計算値の 1.12~1.32 倍であった。プレストレス量が大いほど, またせん断補強鉄筋比が大いほど, セン断耐力が増加する傾向が示された。

図 - 2 に載荷終了時のひび割れ性状を示す。載荷点の左側で破壊したものは反転させて右側に揃えた。破壊時にもっとも開口した斜めひび割れを太線で示した。

PC0RW0 は斜めひび割れの発生と同時に破壊に至った。それ以外の試験体では, 斜めひび割れの発生により一時的に荷重が低下したのち, 再び増加し, 最終的に載荷点付近の圧縮部のコンクリートが圧縮破壊・剥離したことで荷重

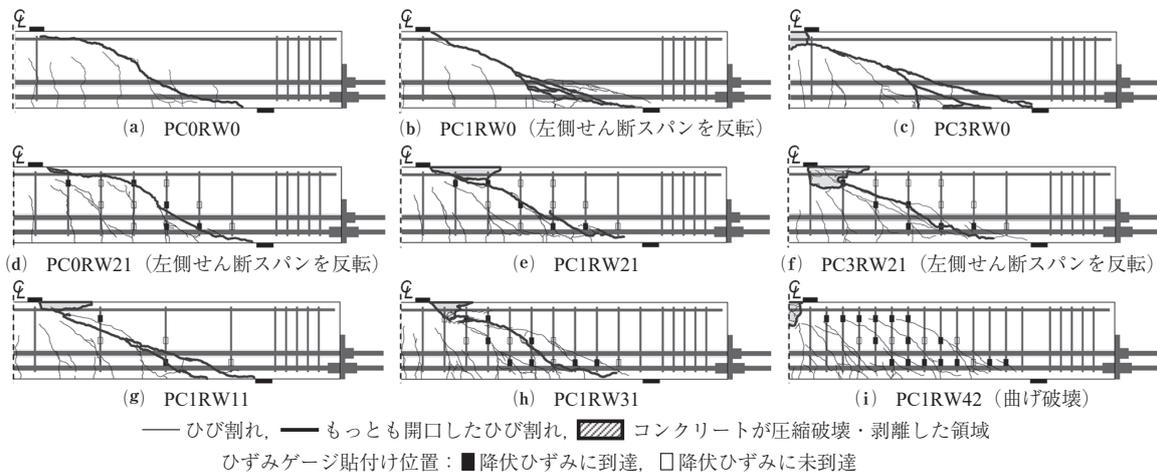


図 - 2 破壊せん断スパンのひび割れ性状

が低下した。PC3RW0は、最終的に等曲げ区間のコンクリートが圧縮破壊したが、それにより斜めひび割れが大きく開口したため、せん断破壊と判断した。

図-2より、プレストレス量およびせん断補強鉄筋比の増加に伴い、圧縮破壊・剥離した領域は大きくなる傾向が確認できる。また、斜めひび割れと交差した箇所においてせん断補強鉄筋のひずみが降伏ひずみに到達した。

3. PC梁のビーム・アーチ機構に関する検討

3.1 各機構が受けもつせん断抵抗の評価方法

せん断力は曲げモーメントを軸方向 x で微分することにより求まる。PC梁の場合、荷重による曲げモーメント M_{load} に加え、プレストレスによる曲げモーメント M_{pre} も断面に作用する(式(5))。また、軸方向に M_{pre} が変化する場合に dM_{pre}/dx の項を考慮する必要がある。ただし、本研究の試験体のように、プレストレスの作用位置とプレストレス量が軸方向に一定のPC梁の場合には、 dM_{pre}/dx がゼロになる。このとき、RC梁と同様に、作用せん断力 V はモーメントアーム長 jd と引張力 T の関係で式(6)のように表される⁷⁾。 $jd(dT/dx)$ はビーム機構、 $T(d(jd)/dx)$ はアーチ機構を表している。

以上の関係から、作用せん断力 V はビーム機構が受けもつせん断抵抗 V_{beam} とアーチ機構が受けもつせん断抵抗 V_{arch} に分離できると考えられる。ビーム機構には、せん断補強鉄筋によるせん断抵抗や、骨材のかみ合せ作用やダウエル作用等によるせん断抵抗が含まれている。このため、 V_{beam} はさらにせん断補強鉄筋によるせん断抵抗 V_{sbeam} と、それ以外の機構によるせん断抵抗 V_{cbeam} に分離できる(式(7))。以降では V_{cbeam} をビーム機構のコンクリートによるせん断抵抗とする。

本研究では、 V_{sbeam} と V_{cbeam} は $\cot \theta = \beta_n$ の角度 θ を仮定したときの値である。本評価方法では、 V_{sbeam} および V_{cbeam} は角度により値が変化する。しかし、図-2から分かるようにせん断スパンには複数の斜めひび割れが発生し、そ

れぞれが直線的ではないため、角度を一義的に評価することが難しい。そのため、角度 θ は式(3)および式(4)により与えられる角度であると仮定することにした。

本研究では、荷重中に測定した引張鉄筋・PC鋼材・せん断補強鉄筋のひずみを用いて、 V_{sbeam} 、 V_{cbeam} と V_{arch} を評価した。評価方法の概要を図-3に示す。

まず、a～e点で測定した引張鉄筋およびPC鋼材のひずみにそれぞれの弾性係数と断面積を乗じ、a～e点における合計引張力 T を求めた。なお、ひずみは荷重による増分のみを考慮した。PC鋼材に関しては、ひずみの測定位置が少ないため、線形補間を行った。

各点でのモーメントアーム長 jd は式(8)により求めた。この式は、曲げモーメントによる断面の引張力は引張鋼材のみによって負担されると仮定しているが、曲げひび割れが発生していない断面では、コンクリートも引張力を負担する。その場合、引張鋼材の合計引張力 T は式(8)に仮定されたものより小さくなり、その結果、とくに支点付近では jd が極端に大きくなることもある。実際は、せん断スパン内の jd は、支点付近では小さく、荷重点付近で最大となるはずである。そこで、本評価方法では、ある測定点における jd はより荷重点に近い測定点の jd 以下となるように上限を設け、算出した。

V_{beam} と V_{arch} の評価はせん断スパンを ab, bc, cd, de の4区間に分割して行った。各区間の T と jd は区間両側の2点の平均とし、軸方向 x に関する微分は区間両側の2点の差分によって求めた。 V_{beam} と V_{arch} は区間ごとに算出し、最終的に全区間の平均値をせん断スパン全体の V_{beam} と V_{arch} とした。

次に、ビーム機構のせん断補強鉄筋が受けもつせん断抵抗 V_{sbeam} を式(9)を用いて求め、式(10)のように V_{beam} から V_{sbeam} を引くことで、ビーム機構のコンクリートが受けもつせん断抵抗 V_{cbeam} を求めた。式(9)はトラス理論に基づいており、コンクリートの圧縮ストラットの角度 θ は式(4)を用いてプレストレス量によって変化するものとした。 σ_w

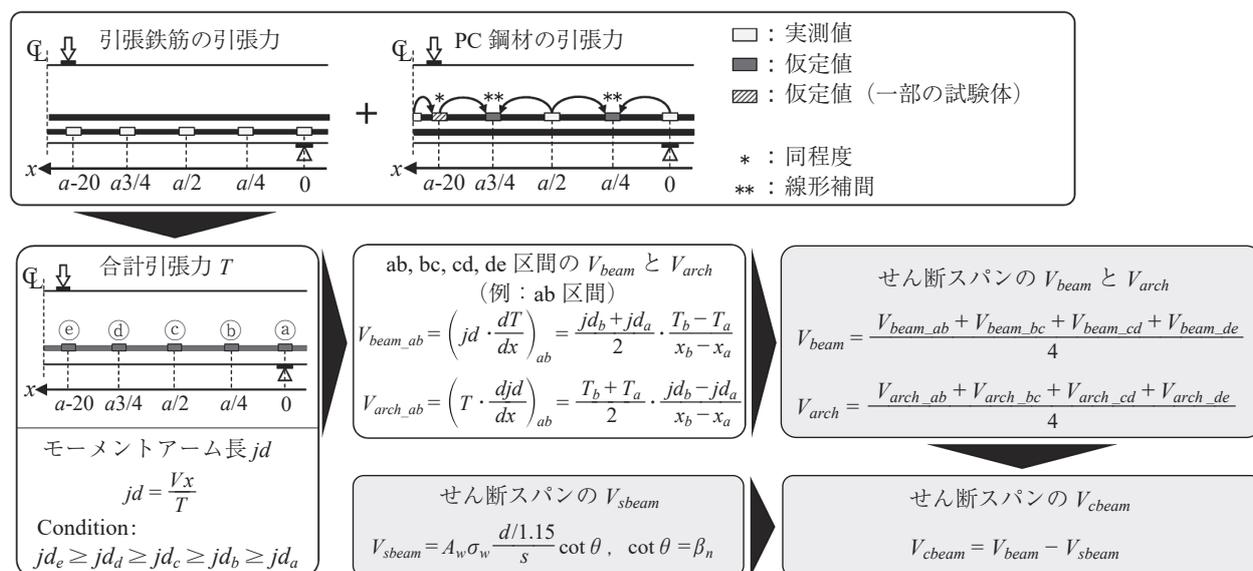


図-3 V_{sbeam} 、 V_{beam} と V_{arch} の評価方法

は斜めひび割れと交差したせん断補強鉄筋の引張応力の平均値である。一本のせん断補強鉄筋に複数のひずみゲージが貼り付けられている場合、そのうちピーク時において最大のひずみを示したひずみゲージの値を採用し、応力に変換した。支点付近など、斜めひび割れと交差しなかったせん断補強鉄筋のひずみは小さいため、 V_{sbeam} の評価において除外している。

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d(M_{load} + M_{pre})}{dx} \quad (5)$$

ここで、本研究の場合、 $\frac{dM_{pre}}{dx} = 0$ であることから、

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{dM_{load}}{dx} = jd \frac{dT}{dx} + T \frac{d(jd)}{dx} \quad (6)$$

$$V = V_{beam} + V_{arch} = (V_{sbeam} + V_{cbeam}) + V_{arch} \quad (7)$$

$$jd = \frac{M}{T} = \frac{Vx}{T} \quad (8)$$

$$V_{sbeam} = A_w \sigma_w \frac{d/1.15}{s} \cot \theta, \quad (\cot \theta = \beta_n) \quad (9)$$

$$V_{cbeam} = V_{beam} - V_{sbeam} \quad (10)$$

ここに、 V ：作用せん断力 (kN)、 M ：曲げモーメント (kNmm)、 M_{load} ：載荷による曲げモーメント (kNmm)、 M_{pre} ：プレストレスによる曲げモーメント (kNmm)、 jd ：モーメントアーム長 (mm)、 T ：引張鋼材の合計引張力 (kN)、 x ：支点からの距離 (mm)、 d ：有効高さ (引張鋼材の図心位置とする) (mm)、 A_w ：せん断補強鉄筋の1組の総断面積 (mm²)、 σ_w ：せん断補強鉄筋の引張応力平均値 (kN/mm²)、 θ ：コンクリートの圧縮ストラットの角度、 s ：せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

3.2 各機構が受けもつせん断抵抗の推移

各試験体の破壊せん断スパンにおけるビーム機構のコンクリートのせん断抵抗 V_{cbeam} 、ビーム機構のせん断補強鉄筋のせん断抵抗 V_{sbeam} 、アーチ機構のせん断抵抗 V_{arch} の推移を図 - 4 に示す。破壊せん断スパンおよび非破壊せん断スパンの斜めひび割れ発生荷重を作用せん断力 V の曲線上に図示している。曲げ破壊した PC1RW42 については、仮に右側のせん断スパンを破壊せん断スパンとしている。

図 - 4 から分かるように、いずれの試験体においても、斜めひび割れの発生前では、作用せん断力 V は主にビーム機構のコンクリート V_{cbeam} によって受けもたれた。同図から、 V_{cbeam} が低下し始めたタイミングは斜めひび割れが発生したタイミングとおおむね一致したことが確認できる。また、このときの作用せん断力 V は、式(2)によるせん断耐力のコンクリート抵抗分の計算値 V_{c_cal} とおおむね一致した。これは、プレストレス量が大きいほど、斜めひび割れ発生荷重が大きくなることを示している。

図 - 4 (a)~(c) から分かるように、せん断補強鉄筋の無い試験体では、斜めひび割れの発生によって V_{cbeam} が急激に低下した。プレストレスの無い PC0RW0 は、この時点で破壊に至った。一方で、PC1RW0 や PC3RW0 のようなプレストレスを導入した試験体は、 V_{cbeam} は斜めひび割れの発生により急激に低下したもの、その後は 20 kN 程度

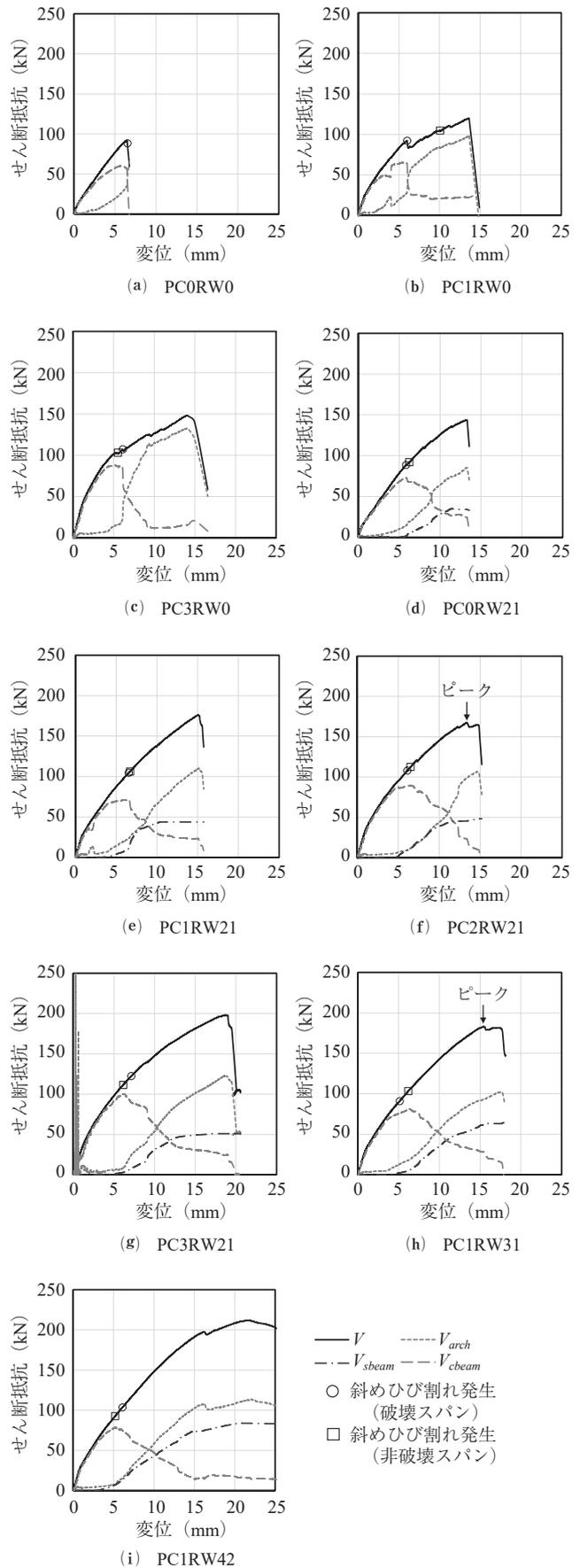


図 - 4 各耐荷機構が受けもつせん断抵抗の推移

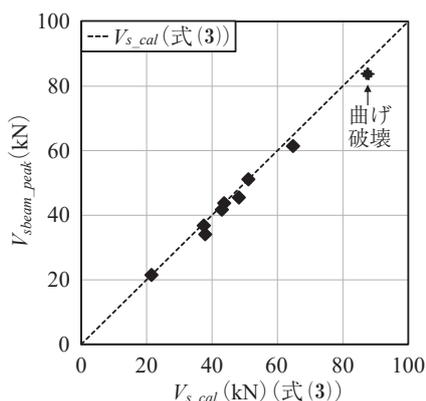
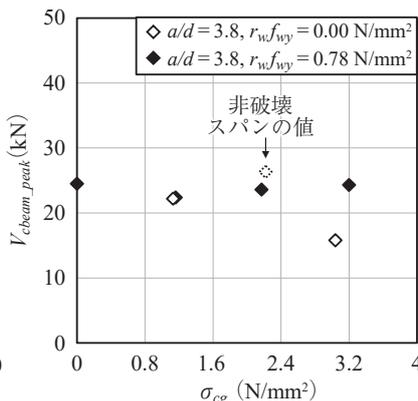
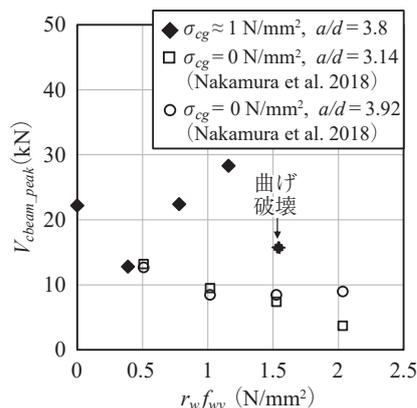


図 - 5 ピーク時における梁機構のせん断補強鉄筋のせん断抵抗



(a) プレストレス量との関係



(b) せん断補強鉄筋量との関係

図 - 6 ピーク時における梁機構のコンクリートのせん断抵抗

に保持されていた。これらの試験体では、 V_{cbeam} の低下と同時にアーチ機構のせん断抵抗 V_{arch} が急激に増加した。破壊時には、 V とともに V_{arch} が低下した。

図 - 4 (d)~(h) から分かるように、せん断補強鉄筋を有する試験体では、 V_{cbeam} の低下と同時に梁機構のせん断補強鉄筋のせん断抵抗 V_{sbeam} およびアーチ機構の抵抗 V_{arch} が増加し始めた。さらに V が増加すると、 V_{sbeam} が横ばいになった。これはほとんどのせん断補強鉄筋が降伏したことを示している。この時点以降、作用せん断力 V の増加はアーチ機構 V_{arch} により受けもたれたことから、 V_{arch} が支配的であるといえる。ピーク時には、 V_{cbeam} はある程度保持されており、破壊時には、作用せん断力 V とともに V_{arch} が低下した。これらの挙動は、既往研究で確認されたせん断補強鉄筋を有するRC梁の挙動とおおむね同じである^{5, 6, 10)}。

3.3 ピーク時における各耐荷機構のせん断抵抗

ピーク時における梁機構のせん断補強鉄筋のせん断抵抗 V_{sbeam_peak} を図 - 5に示す。式(3)による計算値 V_{s_cal} も併せて図示している。この図から、曲げ破壊したPC1RW42も含めて、 V_{sbeam_peak} がおおむね V_{s_cal} と一致したことが分かる。これは、図 - 2に示されるように、破壊せん断スパン内のほとんどのせん断補強鉄筋が降伏したためである。

ピーク時における梁機構のコンクリートのせん断抵抗 V_{cbeam_peak} を図 - 6に示す。横軸はプレストレス量 σ_{cg} ((a)) およびせん断補強率 r_{wf_wy} ((b))とした。ここで、斜めひび割れの発生直後に破壊に至ったPCORW0は除外している。PC2RW0については、破壊せん断スパンのPC鋼材の一部のひずみゲージが剥がれたため、 V_{cbeam_peak} が確認できなかった。参考として、図 - 6(a)に非破壊せん断スパンの V_{cbeam_peak} を示すこととした。曲げ破壊したPC1RW42については、図 - 4(i)のようにピーク時付近で V_{cbeam} が横ばいとなったことから、せん断破壊したときの V_{cbeam_peak} は図 - 6(b)に示した値と同程度になることが予想される。

比較として、Nakamura et al.¹⁰⁾が行った3次元剛体バネモデル解析によるRC梁の結果も図 - 6(b)に示している。梁機構とアーチ機構のせん断抵抗は軸方向における鉄筋とコンクリートのひずみ分布によって評価されている。

せん断補強鉄筋のせん断抵抗は本研究と同様にトラス理論に基づいて評価されている。主なパラメータはせん断スパン比 a/d およびせん断補強鉄筋比 r_w であった。図 - 6(b)には、本研究に最も近い a/d が3.14と3.92、 r_w が0.14%~0.56%の結果を示す。試験体は有効高さが255mmの矩形断面であり、コンクリートの圧縮強度は40.8 N/mm²、せん断補強鉄筋の降伏強度は363 N/mm²であった。ただし、 V_{sbeam_peak} の値は記載されていなかったため、グラフから読み取った値を用いた。

図 - 6(a)から、せん断補強鉄筋を有する試験体では、プレストレス量 σ_{cg} によらず V_{cbeam_peak} はほぼ一定値を示した。

図 - 6(b)から、RC梁は、せん断補強鉄筋量 r_{wf_wy} が増加するにつれ、ピーク時における梁機構のコンクリートのせん断抵抗 V_{cbeam_peak} が低下する傾向が示された。 V_{cbeam} の低下は斜めひび割れの進展と開口に起因しているため、 r_{wf_wy} が大きいRC梁はピーク時に斜めひび割れがより進展・開口したため、 V_{cbeam_peak} が低くなったと考えられる。一方でPC梁は、 r_{wf_wy} の違いによる V_{cbeam_peak} の明白な傾向は見られなかった。

ピーク時におけるアーチ機構のせん断抵抗 V_{arch_peak} を図 - 7に示す。横軸はプレストレス量 σ_{cg} ((a)) およびせん断補強率 r_{wf_wy} ((b))とした。図 - 6と同じように、PCORW0の結果は除外し、PC2RW0については非破壊せん断スパンの V_{arch_peak} を示している。曲げ破壊したPC1RW42については、図 - 4(i)のようにピーク時付近で V_{arch} が微増していたため、仮にせん断破壊した場合、 V_{arch_peak} は図 - 7に示した値より大きい可能性がある。比較としてNakamura et al.¹⁰⁾によるRC梁の結果も示している。

図 - 7(a)から、PC2RW21 ($r_{wf_wy} = 0.78$ N/mm², $\sigma_{cg} = 2.17$ N/mm²)を除き、プレストレス量 σ_{cg} が増加するほど V_{arch_peak} が増加する傾向にあった。図 - 4から分かるように、ほとんどの試験体では作用せん断力のピーク時に V_{arch} が最大となった。一方で、PC2RW21(図 - 4(f))については、作用せん断力のピーク時に V_{arch} が未だに増加し続けており、最大値に至っていなかった。この試験体の V_{arch} の最大値は106.4 kNであり、PC1RW21 ($r_{wf_wy} = 0.78$ N/mm²)

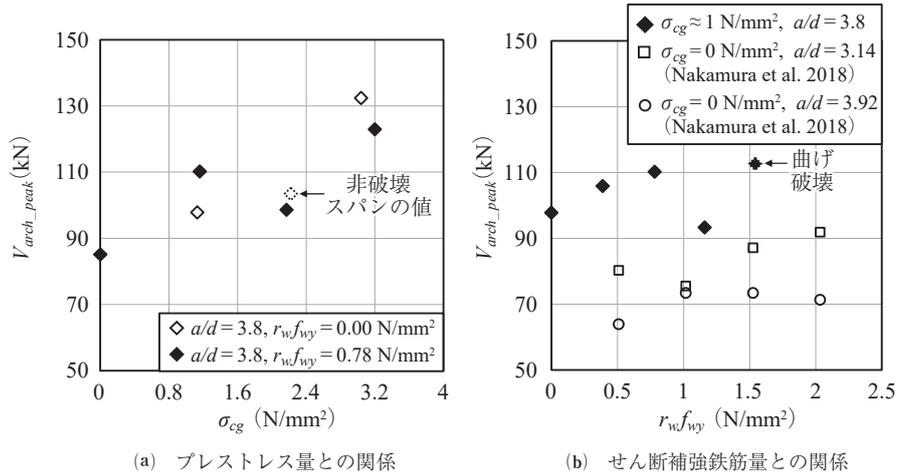


図 - 7 ピーク時におけるアーチ機構のせん断抵抗力

mm^2 , $\sigma_{cg} = 1.16 N/mm^2$) の V_{arch_peak} に近かった。

また、図 - 7 (b) から、PC1RW31 ($r_{wfwy} = 1.16 N/mm^2$) を除き、せん断補強鉄筋量 r_{wfwy} が増加するにつれ V_{arch_peak} がやや増加する傾向にあった。PC1RW31 (図 - 4 (h)) については、PC2RW21 と同様に、作用せん断力のピーク時に V_{arch} が最大値に至っていなかった。この試験体の V_{arch} の最大値は 102.1 kN であり、他の試験体の V_{arch_peak} に近かった。

4. PC 梁のせん断耐力推定式の構築

本章では、前章に観察されたビーム機構とアーチ機構の挙動をふまえて PC 梁のせん断耐力の推定方法を検討する。

前章の考察では、せん断補強鉄筋の無い PC 梁は斜めひび割れが発生しても破壊に至らず、ビーム機構のコンクリートのせん断抵抗が保持され、せん断補強鉄筋を有する試験体と同様にアーチ機構が大きなせん断抵抗を発揮できた。しかし、斜めひび割れ発生後に荷重の増減を繰り返すような不安定な荷重履歴となる可能性があることから、本研究における推定方法では、せん断補強鉄筋の無い PC 梁を対象外とした。

4.1 ビーム機構が受けもつせん断耐力

PC 梁におけるビーム機構が受けもつせん断耐力の推定方法の構築のために、前章までに次のことが確認された。

1) 破壊時にはせん断スパン内のほとんどのせん断補強鉄筋が降伏する。2) 斜めひび割れが発生するときの作用せん断力 V はせん断耐力のコンクリート抵抗分の計算値 V_{c_cal} とおおむね一致する。3) ビーム機構のコンクリートのせん断抵抗 V_{cbeam} は斜めひび割れの発生以降に低下し、ピーク時に V_{cbeam} はある程度保持される。

まず、1) より、ビーム機構のせん断補強鉄筋が受けもつせん断耐力 V_{sbeam_cal} はせん断補強鉄筋の降伏に応じたトラス理論によって推定できるものとした。また、圧縮ストラットの角度 θ はプレストレスによって変化するものとした。これらは式 (3) および式 (4) によって表される。

次に、2) 3) より、ビーム機構のコンクリートが受けもつせん断耐力 V_{cbeam_cal} は式 (11) に示されるように V_{c_cal} に低減係数 α を乗じることにより推定できるものとした。

プレストレス量 σ_{cg} と低減係数 α の関係を図 - 8 に示す。この図での α は V_{cbeam_peak} を V_{c_cal} で割った値とした。この図から分かるように、プレストレス量 σ_{cg} が増加するほど低減係数 α が低下した。プレストレスの無い試験体 ($\sigma_{cg} = 0$) を基準点とした関係式を式 (12) に示す。

PC 梁における低減係数 α を式 (12) を用いて求める際、プレストレス量 σ_{cg} が $0 N/mm^2$ (RC 梁) としたときの値 ($\alpha_{(\sigma_{cg}=0)}$) が必要となる。RC 梁では、せん断補強鉄筋量 r_{wfwy} が増加するにつれ、ピーク時におけるビーム機構のコンクリートのせん断抵抗 V_{cbeam_peak} が低下する傾向が前章に確認されている。このことから、 $\alpha_{(\sigma_{cg}=0)}$ は r_{wfwy} の関数として許容できると考えた。

ここで、RC 梁の場合の低減係数 $\alpha_{(\sigma_{cg}=0)}$ と r_{wfwy} の関係は、表 - 4 に示すビーム・アーチ機構の検討が行われている既往研究の試験結果を用いて近似的に求めることとした。 V_{cbeam_peak} が負の値の場合もあるが、せん断抵抗が負の値になることは無いと考えられるため、この場合は $V_{cbeam_peak} = 0$ とした。

V_{cbeam_peak} を V_{c_cal} で割ることで求めた α とせん断補強鉄筋量 r_{wfwy} の関係を図 - 9 に示す。一次近似により得られた関係を式 (12) の $\alpha_{(\sigma_{cg}=0)}$ に代入することで、式 (13) が得られた。

$$V_{cbeam_cal} = V_{c_cal} \times \alpha \quad (11)$$

$$\alpha_{(\sigma_{cg})} = \alpha_{(\sigma_{cg}=0)} (1 - 0.1 \sigma_{cg}) \quad (12)$$

$$\alpha = (-0.053 r_{wfwy} + 0.18) (1 - 0.1 \sigma_{cg}), (\alpha \geq 0) \quad (13)$$

ここに、 α : 低減係数, r_{wfwy} : せん断補強鉄筋量 (N/mm^2), σ_{cg} : 断面高さの中央におけるプレストレス量 (N/mm^2)

図 - 10 に低減係数 α の実験値と式 (13) から得られた計算値の比較を示す。この図から分かるように、ほとんどの試験体において式 (13) は低減係数を過少評価している。PC 梁の場合、プレストレスの導入のために PC 鋼材を引張鉄筋よりも断面中心近くに配置する場合がある。PC 鋼材はグラウト材で梁と一体化したことによって、ダウエル作用によりせん断抵抗を発揮すると考えられる。 V_{c_cal} の計算に

表 - 4 RC 梁における低減係数 α の決定に用いる試験体の概要

著者	データ数		f'_c (N/mm ²)	a/d	r_w (%)	f_{wy} (N/mm ²)	評価方法	備考
Gunawan et al. ¹¹⁾	6	実験	40.8~49.1	2.5, 3.5	0.28~0.65	339~395	引張鉄筋の軸方向 ひずみ分布	図 - 3 に示した方法 で V_{beam} を評価 $V_{beam} = V_{beam} - V_{s, cal}$
中村ら ⁵⁾	4		18.9~36.2	2.5, 4.0	0.05, 0.11	350~380		
Nakamura et al. ¹⁰⁾	20	RSBM による 数値解析	40.8	1.57 ~ 4.31	0.14~0.56	363	引張鉄筋, 圧縮鉄筋, コンクリートの 軸方向ひずみ分布	グラフから 読み取り
遅ら ¹²⁾	6		40.0	3.51	0.16, 0.30	295		

f'_c : コンクリートの圧縮強度, a/d : セン断スパン比, r_w : セン断補強鉄筋比, f_{wy} : セン断補強鉄筋の降伏強度

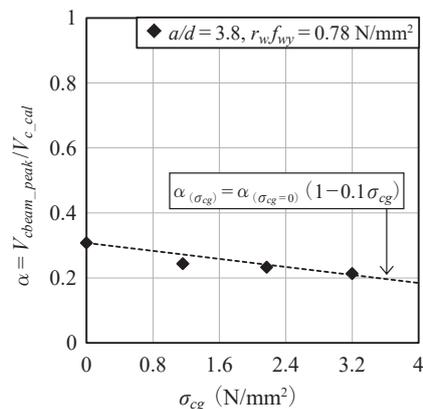


図 - 8 プレストレス量と低減係数の関係

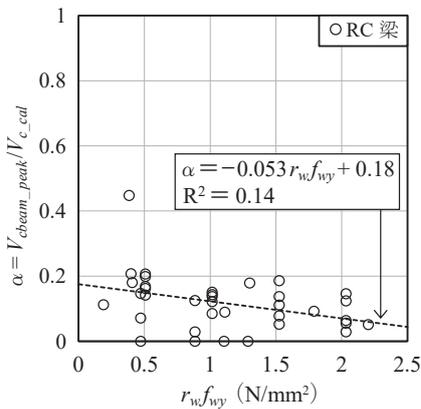


図 - 9 セン断補強鉄筋量と低減係数の関係 (RC 梁, $\sigma_{cg} = 0$)

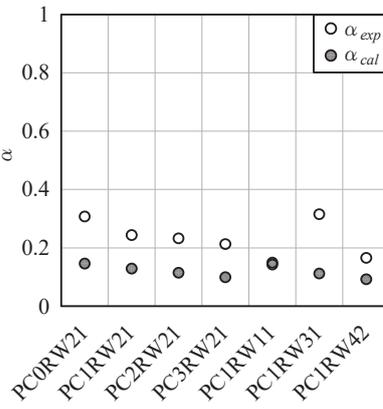


図 - 10 低減係数の実験値と計算値の比較

において PC 鋼材の断面積を考慮しているものの、引張鉄筋よりも断面中心に近い位置にある PC 鋼材によって斜めひび割れの開口が抑制されることで、図 - 9 や式 (13) で想定されるよりも大きなセン断抵抗を発揮する可能性がある。この影響を定量的に評価することにより、低減係数 α ならびにセン断耐力の推定精度を向上させる可能性がある。しかしながら、本研究では試験体数の制限により、式 (13) を用いてセン断耐力の推定を試みることにした。

また、式 (13) を用いる際、セン断補強鉄筋量 $r_w f_{wy}$ またはプレストレス量 σ_{cg} がある程度大きくなると低減係数 α がゼロ以下になる。このとき、梁の破壊時にビーム機構のコンクリートのセン断抵抗が失われること、またセン断補強鉄筋がほとんど弾性領域にあることが予想される。この場合、ビーム機構のセン断補強鉄筋が受けもつセン断耐力 $V_{beam, cal}$ は、降伏を仮定した式 (3) により推定できなくなる。そのため、現段階では、 $\alpha \geq 0$ となるような $r_w f_{wy}$ と σ_{cg} の組み合わせに対してのみ、式 (3) および式 (13) が適用できることとした。

4.2 アーチ機構が受けもつセン断耐力

PC 梁におけるアーチ機構が受けもつセン断耐力の推定方法の構築のために、前章までに次のことが確認された。

1) 破壊時には載荷点付近のコンクリートの圧縮破壊や剥離が生じる。2) プレストレス量 σ_{cg} およびセン断補強鉄筋量 $r_w f_{wy}$ の増加に伴い圧縮破壊・剥離した領域は大きくなる。3) スターラップの降伏以降、アーチ機構のセン断抵抗 V_{arch} が支配的であり、終局時には作用セン断力とともに V_{arch} が低下する。4) σ_{cg} および $r_w f_{wy}$ が増加するにつれて、ピーク時のアーチ機構のセン断抵抗 $V_{arch, peak}$ は

増加する。

まず、1) 3) より、終局時におけるアーチ機構は載荷点付近のコンクリートの圧縮破壊・剥離に関係している可能性がある。佐藤ら¹³⁾ は非線形有限要素解析を用いて、セン断スパンの載荷点付近の圧縮域は純曲げスパンの圧縮域より小さくなることを示している。これにより、載荷点付近の圧縮域が小さくなるため、圧縮応力が集中し、コンクリートの圧縮破壊・剥離が生じると考えられる。これらを踏まえて、アーチ機構が受けもつセン断耐力はコンクリートの圧縮強度を用いて推定できると考えられる。

次に、2) について、より大きな圧縮破壊・剥離した領域は、より大きな圧縮域を表していると考えられる。 σ_{cg} および $r_w f_{wy}$ と圧縮域のこの関係は佐藤ら¹³⁾ の研究によっても示されている。1) 3) を考慮し、 σ_{cg} および $r_w f_{wy}$ が増加する場合、圧縮域が大きくなるため、アーチ機構が大きなセン断抵抗を発揮すると考えられる。これは 4) の傾向とも一致する。

3.1 で述べたように、アーチ機構のセン断抵抗はセン断スパンにおける引張鉄筋またはコンクリートの軸方向のひずみ分布によって評価されている。しかし、軸方向のひずみ分布を求めるためには実験や数値解析を行う必要があることから、本研究では、アーチ機構が受けもつセン断耐力 $V_{arch, cal}$ を推定するための簡易的なモデルを検討することにした。

$V_{arch, cal}$ の推定方法の概要を図 - 11 に示す。推定は式 (6) および式 (7) に基づいて行い、セン断スパン内の分布の代わりに、載荷点および支点の 2 点のみで軸方向圧縮力を考慮している。ここで、式 (6) および式 (7) における引張力 T は圧縮力 C と釣り合っており、支点でのモーメントアー

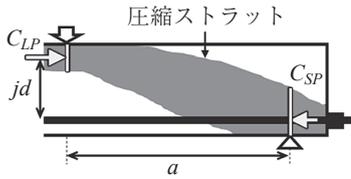


図 - 11 V_{arch_cal} の推定方法の概要

ム長 jd はゼロと仮定している。これにより、式 (14) が得られる。ここで、軸方向圧縮力は載荷による増加分のみを考慮する。

$$V_{arch_cal} = C \frac{d(jd)}{dx} = \frac{(C_{LP} + C_{SP})}{2} \frac{d/1.15}{a} \quad (14)$$

ここに、 C : 軸方向圧縮力 (kN), jd : モーメントアーム長 (mm), x : 支点からの距離 (mm), d : 有効高さ (mm), a : セン断スパン (mm), C_{LP} : 載荷点での軸方向圧縮力 (kN), C_{SP} : 支点での軸方向圧縮力 (kN)

載荷点での軸方向圧縮力 C_{LP} は式 (15) によって計算できる。前述したように、終局時には圧縮域のコンクリート応力は圧縮強度 f'_c に達していると考えられる。計算では、簡単化のために圧縮強度 f'_c 相当の圧縮応力が圧縮域内に一様に分布していると仮定し、低減係数 k を用いることとした。 k は *fib* モデルコード¹⁴⁾ におけるコンクリート圧縮ストラット強度の計算に用いられるものを採用し、式 (16) により求められることにした。

圧縮域の深さ x_e は式 (17) に示される佐藤ら¹³⁾ が提案した式により求められる。純曲げスパンの圧縮域の深さ x_f は曲げ理論におけるコンクリートの引張応力を無視した弾性計算によって求められる。ただし、 x_f は同断面でプレストレス量が 0 N/mm^2 であるときの値である。なお、PC 鋼材と引張鉄筋が降伏しないことを仮定していることから、最終的に求めたせん断耐力においてこの仮定が成立していることを確認する必要がある。

C_{LP} へのプレストレスの直接的な影響も考慮する必要がある。 C_{LP} は載荷による圧縮力の増分であるため、圧縮域内のプレストレスが圧縮であれば、コンクリートは圧縮強度に達しやすくなり、その分 C_{LP} は小さくなるはずである。これらは式 (15) の第 2 項のように、プレストレスを圧縮域の面積で積分することによって求められる。

$$C_{LP} = k f'_c x_e b - \int_0^{x_e} b \sigma dy \quad (15)$$

$$k = \left(\frac{30}{f'_c} \right)^{1/3} \leq 1.0 \quad (16)$$

$$\frac{x_e}{x_f} = \frac{1 - e^{-a/d}}{1 + 3.2^{-0.12(r_w E_w)^{0.4}}} \left(1 + \left(\frac{\sigma_{cg}}{f'_c} \right)^{0.7} \right) \quad (17)$$

ここに、 k : f'_c の低減係数, f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2), x_e : 載荷点付近のせん断スパンの圧縮域の深さ (mm), b : 断面幅 (mm), σ : 任意の高さのプレストレス量 (N/mm^2), y : 上面からの深さ (mm), x_f : 純曲げスパンの圧縮域の深さ (mm), a/d : セン断スパン比, r_w : セン断補強鉄筋比, E_w : セン断補強鉄筋の弾性係数 (N/mm^2), σ_{cg} : 断面高さの中央におけるプレストレス量 (N/mm^2)

次に、支点での軸方向圧縮力 C_{SP} の算定方法について述べる。図 - 12 に支点直上の引張鉄筋および PC 鋼棒のひずみを示す。PC1RW31 を例として取り上げる。理論上では支点直上における曲げモーメントはゼロであるため、ひずみが生じないはずである。しかし、図 - 12 に示されるように、ほとんどの試験体では、斜めひび割れの発生以降、支点直上の引張鉄筋および PC 鋼棒でひずみが生じ始めた。この挙動は併せて図 - 12 に示したアーチ機構のせん断抵抗 V_{arch} の挙動に似ている。また、既往研究^{11, 15)} から、支点直上に生じたひずみを用いてアーチ機構のせん断抵抗をある程度に評価できることが分かっている。よって、 V_{arch_cal} の推定に支点での圧縮力 C_{SP} を考慮することが合理的であると考えた。

斜めひび割れが発生した場合の引張鋼材の引張力 T は、斜めひび割れが発生していない場合に比べれば大きいことが知られている。これはモーメントシフトによるものとされており、一般的に式 (18) のように表されている。ここで、支点での引張力 $T_{(x=0)}$ は式 (18) に $x=0$ と代入することで求められる。支点での圧縮力 C_{SP} は $T_{(x=0)}$ と釣り合っているとし、角度 θ は式 (4) により求められると仮定する。これらにより、 C_{SP} は式 (19) により求められる。

C_{SP} を求めるための式 (19) の右辺には、作用せん断力 V が含まれる。つまり、アーチ機構のせん断耐力 V_{arch_cal} 、最終的にせん断耐力 V_{u_cal} を求めるためには、その時作用しているせん断力 V を用いる必要がある。そこで、本検討では、ある作用せん断力 V を仮定して、 V_{arch_cal} および V_{u_cal} を算出し、得られた V_{u_cal} が仮定した V と一致するまで繰り返し計算を行うこととした。

$$T = \frac{V}{z} (x + z \cot \theta / 2) = \frac{Vx}{z} + \frac{V}{2} \cot \theta \quad (18)$$

$$C_{SP} = T_{(x=0)} = \frac{V}{2} \cot \theta, \quad (\cot \theta = \beta_n) \quad (19)$$

ここに、 T : 引張力 (kN), V : 作用せん断力 (kN), z : モ

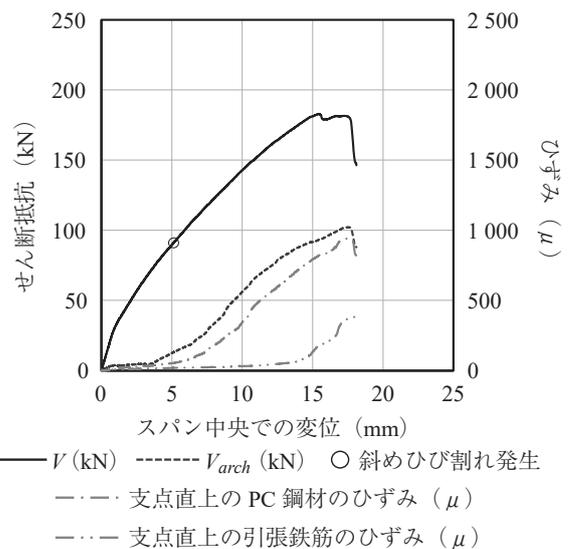


図 - 12 支点直上の引張鉄筋および PC 鋼棒のひずみとアーチ機構の関係 (PC1RW31)

ーメントアーム長 (mm), x : 支点からの距離 (mm), θ : コンクリート圧縮ストラットの角度

せん断耐力の推定において、支点での軸方向圧縮力 C_{SP} を繰り返し計算によって求めることで、梁の変形を間接的に考慮しているといえる。作用せん断力が増加するほど、斜めひび割れの進展・開口によって梁が変形し、これに従い支点での引張力や圧縮力が次第に増加する。繰り返し計算では、最終的に作用せん断力と変形とがバランスするような C_{SP} で計算が収束する。せん断耐力が大きくなる場合、繰り返し計算により C_{SP} も次第に大きくなり、これが梁の変形の増大を表している。

4.3 せん断耐力の推定の流れ

ビーム・アーチ機構を考慮した PC 梁のせん断耐力の推定方法を図 - 13 にまとめる。せん断耐力は式 (20) のように、ビーム機構のせん断補強鉄筋、ビーム機構のコンクリート、アーチ機構がそれぞれ受けもつせん断耐力 V_{sbeam_cal} , V_{cbeam_cal} , V_{arch_cal} の合計とした。

コンクリートの圧縮ストラットの角度 θ は式 (4) を用いて求められる。 V_{sbeam_cal} および V_{cbeam_cal} は式 (2), 式 (3), 式 (11), 式 (13) を用いて確定的に求められる。

V_{arch_cal} は式 (14), 式 (15), 式 (16), 式 (17), 式 (19) を用いて推定される。前述したように、 $V = V_{u_cal}$ の条件が満足され

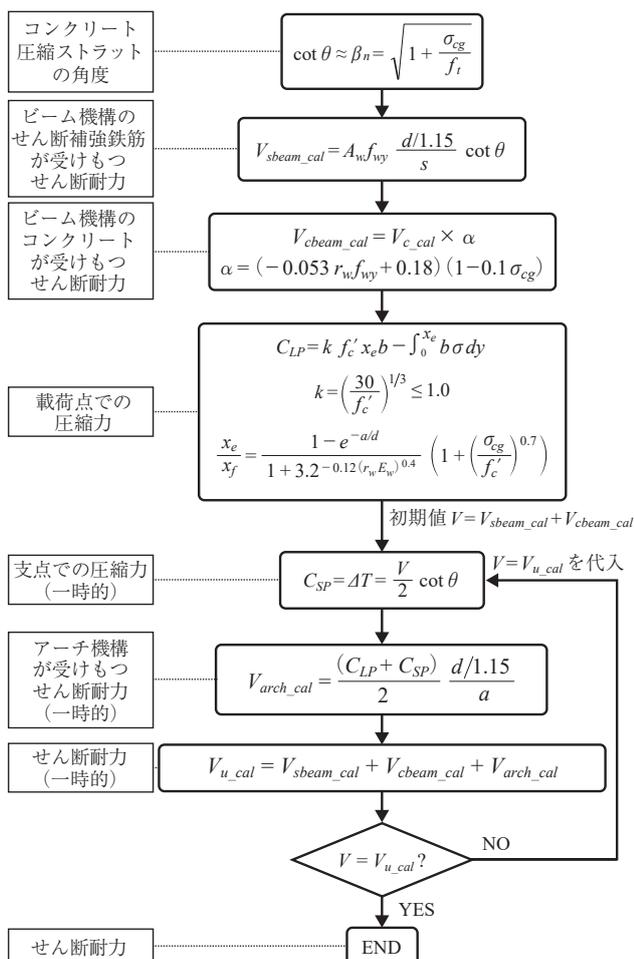


図 - 13 せん断耐力推定方法の流れ

るまでに繰り返し計算を行う必要がある。実際の計算においては、 V_{sbeam_cal} と V_{cbeam_cal} の合計を初期値の V として設定できる。この段階では、条件は満足されていないため、得られた V_{u_cal} は一時的なものとなる。次に、この V_{u_cal} を式 (19) の V に代入し、再び V_{u_cal} を計算する。この一連の計算を $V = V_{u_cal}$ となるまで繰り返す。

なお、収束判定基準は、 V と V_{u_cal} が 1×10^{-2} kN 以内で一致することとしたが、本研究においては、おおむね 5 回程度の繰り返し計算で収束に至っている。

$$V_{u_cal} = V_{sbeam_cal} + V_{cbeam_cal} + V_{arch_cal} \quad (20)$$

4.4 推定精度の確認と適用性の課題

ビーム・アーチ機構を考慮した本推定方法 (Beam & Arch) によるせん断耐力と、本研究および既往研究の実験から得られたせん断耐力との比較を行う。対象とした試験体は、本研究と近い条件のものを選定した。その選定条件は 1) プレストレスは軸方向に一様に分布し、モルタル充填を伴うポストテンション方式またはプレテンション方式によって導入されていること、2) $r_w f_{wy} \leq 3.3$ N/mm² かつ $\sigma_{cg} \leq 10$ N/mm² の条件を満足すること、3) 矩形断面であること、4) 普通コンクリートを用いていることである。

参考として、RC 梁に関する比較も行う。有効高さに関する適用性を検討するために、坂口ら¹⁸⁾ が行った FEM 解析による RC 梁のせん断耐力に関する比較を行い、本研究に近いせん断スパン比 3.0 かつコンクリート圧縮強度 50 N/mm² のケースを選定した。ただし、論文中にせん断耐力の値が記載されていなかったため、グラフから読み取った値を用いた。対象とした試験体を表 - 5 に示す。

コンクリートの引張強度および弾性係数が不明な場合は、土木学会のコンクリート標準示方書にしたがってコンクリートの圧縮強度を用いて求めた¹⁾。鋼材のヤング係数が不明な場合は 200 kN/mm² とした。圧縮鉄筋は呼び名等が示されていない場合は考慮しないこととした。また、文献中にプレストレスのみ記載されている場合は、その値を用いて断面内のプレストレス分布を計算した。

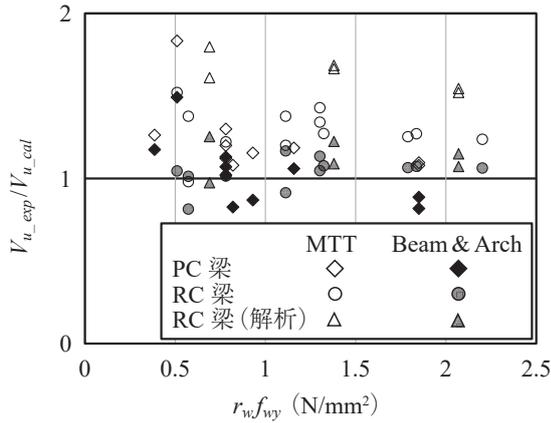
比較結果を図 - 14 および表 - 6 に示す。式 (1) ~ 式 (4)

表 - 5 対象とした試験体の概要

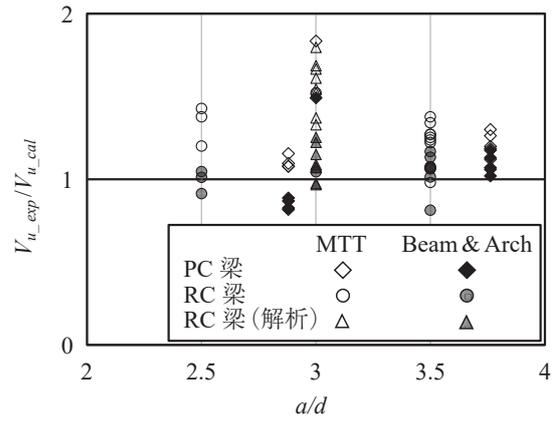
著者	データ数	σ_{cg}	f'_c	d	a/d	r_w	f_{wy}
本研究	6	0.00~3.20	46.4~60.1	279	3.8	0.11~0.32	365, 370
佐藤ら ¹⁶⁾	4	1.63~4.90	39.2~48.4	353	3.0	0.21~0.48	389
渡辺ら ¹⁷⁾	2	0.00, 4.20	61.0, 58.8	550	3.0	0.16	323
Gunawan et al. ¹¹⁾	10	0.00	40.8~49.1	300	2.5, 3.5	0.17~0.65	339~395
*坂口ら ¹⁸⁾	8	0.00	50.0	900, 2800	3.0	0.20~0.80	345
合計	PC: 10 RC: 20	0.00~4.90	39.2~60.1	279~2800	2.5, 3.8	0.11~0.80	323~395

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), σ_{cg} : 断面高さの中央におけるプレストレス量 (N/mm²), d : 有効高さ (引張鉄筋と PC 鋼材の重心位置) (mm), a/d : せん断スパン比, r_w : せん断補強鉄筋比 (%), f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

*: FEM 解析による結果, せん断耐力はグラフから読み取った



(a) セン断補強鉄筋量を基準に比較



(b) セン断スパン比を基準に比較

図 - 14 セン耐力比較

表 - 6 セン断耐力の推定精度

		MTT	Beam & Arch
PC 梁 (n = 10)	平均	1.23	1.03
	標準偏差	0.21	0.20
RC 梁 (n = 20)	平均	1.40	1.06
	標準偏差	0.19	0.10

の修正トラス理論によるせん断耐力 (MTT) との比較を併せて示した。図 - 14 は横軸をせん断補強鉄筋量 ((a)) とせん断スパン比 ((b)) にしている。これらから、ビーム・アーチ機構を考慮した本推定方法は従来の修正トラス理論より、精度良く PC 梁および RC 梁のせん断耐力を推定できることが分かった。

しかし、PC 梁については、表 - 6 に示す標準偏差から分かるように、RC 梁に比べてその推定のバラつきが大きかった。以下に、本推定方法の適用性を向上させるための課題を示す。

まずプレストレスとその導入方法についてであるが、構築した推定方法は次のような条件を満たした PC 梁にのみ適用できる。1) プレストレスが軸方向に一様に分布する。2) プレストレスはモルタル充填を伴うポストテンションングまたはプレテンションングによって導入される。プレストレスが一様ではない場合、式 (5) における dM_{pre}/dx を考慮する必要がある。また、外ケーブルを用いたものなど一体化されていない PC 梁の場合、荷重による PC 鋼材の挙動は一体化されたものと異なることが予想される。

また、PC 鋼材のダウエル作用を考慮する必要がある。これは PC 鋼材の配置位置にも関係しており、前章で述べたように、断面中心付近に配置した場合、PC 鋼材によるダウエル作用は大きなせん断抵抗を発揮する可能性がある。

さらに、せん断補強鉄筋量 $r_w f_{wy}$ に関する適用性がある。本推定方法では、せん断補強鉄筋が降伏していると仮定し V_{sbeam_cal} を推定している (式 (3))。 V_{sbeam_cal} の推定にも、同仮定のもとに、実験式を用いて低減係数 α を求めている (式 (13))。RC 梁に関する既往研究^{18, 19)} では、 $r_w f_{wy}$ がある程度増加する、つまりせん断補強鉄筋を多量に配置した場

合に、せん断補強鉄筋が降伏する前に梁が破壊に至ることが報告されている。PC 梁に関しても、プレストレスの影響によりその挙動が異なる可能性があるものの、RC 梁と同様にせん断補強鉄筋が降伏する前に梁が破壊に至る可能性がある。この場合、せん断補強鉄筋の降伏を仮定した式 (3) および式 (13) は適用できなくなる。

4.1 で述べたように、低減係数 α がゼロ以下になれば、せん断補強鉄筋が降伏する前に梁が破壊に至ることが予想される。これにより、現段階では、 $\alpha \geq 0$ となるような場合、つまり $r_w f_{wy} \leq 3.3 \text{ N/mm}^2$ かつ $\sigma_{cg} \leq 10 \text{ N/mm}^2$ の場合にのみ、本推定方法が適用できることとした。

また、せん断スパン比 a/d について、検討した推定方法では、式 (14) を用いた V_{arch_cal} の推定において軸方向のみの圧縮力を考慮している。しかし、 a/d が小さい場合、断面深さ方向の圧縮力が支配的になるため、別式で V_{arch_cal} を推定する必要があると考えられる。

検討した試験体は矩形断面の梁に限られている。例えば T 型断面では、フランジがビーム・アーチ機構へ影響を及ぼすことが既往研究¹⁵⁾ で報告されており、その影響を考慮する必要がある。

材料について、本検討では普通コンクリートを用いた梁を対象にしている。高強度軽量コンクリートや繊維補強コンクリートを用いた梁の場合、その構成材料の違いがビーム・アーチ機構に及ぼす影響を考慮する必要があると考えられる。

有効高さ d については、既往文献における FEM 解析結果を用いた検証から、本推定方法は有効高さの高い RC 梁においてもせん断耐力を精度良く推定できることが確認された。しかし、既往文献から推定精度を検証できた対象はすべて RC 梁であることから、PC 梁における有効高さの影響に関する検証が必要である。

ビーム・アーチ機構を考慮した方法は精度良くせん断耐力を推定できることが確認された。以上に述べた課題を解明し、推定方法に考慮することで、この推定方法の適用性を向上させることができると考えられる。

5. ま と め

本研究では、PC 梁のせん断耐力評価を目的に、プレストレス量およびせん断補強鉄筋比が PC 梁のビーム・アーチ機構に及ぼす影響について検討を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 確認された範囲では、破壊時においてせん断スパン内のほとんどのせん断補強鉄筋が降伏していることから、ビーム機構のせん断補強鉄筋が受けもつせん断耐力は降伏を仮定し、トラス理論により推定することとした。
- (2) ビーム機構のコンクリートが受けもつせん断耐力は、斜めひび割れ発生せん断耐力に低減係数を乗じることで推定できることを示した。せん断補強鉄筋量およびプレストレス量が増加するほど、低減係数は小さくなることを確認した。
- (3) 載荷点および支点での軸方向圧縮力を用いて、アーチ機構が受けもつせん断耐力を計算する方法を検討した。載荷点での圧縮力はコンクリートの圧縮強度を基に計算した。支点での圧縮力を繰り返し計算によって求めることで、梁の変形を間接的に考慮できる。
- (4) 実験データとの比較を通じてビーム・アーチ機構を考慮した方法は、従来式より精度良くせん断耐力を推定できることを示した。さらに、その適用性の向上のための課題を提示した。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2018.
- 2) 三方康弘，井上 晋，小林和夫，仁枝 保：PC はり部材のせん断耐力に及ぼすプレストレスの効果，土木学会論文集，No.669/V-50，pp.149-159，2001.2
- 3) 川原崇洋，中村拓郎，二羽淳一郎：PC はりのせん断耐荷挙動に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.409-414，2018.7
- 4) 二羽淳一郎，崔 益暢，田辺忠顕：鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷機構に関する解析的研究，土木学会論文集，No.508/V-26，pp.79-88，1995.2
- 5) 中村英佑，渡辺博志：せん断補強鉄筋を有する RC はりのせん断耐荷機構に関する一考察，構造工学論文集 A，Vol.54A，pp.731-741，2008.3
- 6) 岩本拓也，中村 光，Li Fu，山本佳士，三浦泰人：ビーム・ア

ーチ機構に基づく RC はりのせん断抵抗メカニズムに関する一考察，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol.73，No.1，pp.70-81，2017

- 7) Park, R. and Paulay, T.: Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York, pp.278-287, 1975.7
- 8) Gunawan, D., 大窪一正，中村拓郎，二羽淳一郎：ビーム・アーチ機構による PC 梁のせん断耐荷機構に関する一考察，プレストレスコンクリート工学会第 28 回シンポジウム論文集，pp.91-96，2019.11
- 9) 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
- 10) Nakamura, H., Iwamoto, T., Fu, L., Yamamoto, Y., Miura, T. and Gedik, Y.H.: SHEAR RESISTANCE MECHANISM EVALUATION OF RC BEAMS BASED ON ARCH AND BEAM ACTIONS, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.16, pp.563-576, 2018.11
- 11) Gunawan, D., Nakamura, T. and Niwa, J.: REINFORCING EFFECTS OF STIRRUPS ON CONCRETE CONTRIBUTION IN SHEAR, コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.655-660，2018.7
- 12) 運 舜元，中村 光，山本佳士，三浦泰人，せん断補強鉄筋が RC はりのせん断耐力の寸法効果に及ぼす影響評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，pp.619-624，No.2，2018.7
- 13) 佐藤靖彦，上田多門，角田史雄：せん断補強筋を有する連続繊維補強プレストレスコンクリートはりのせん断耐力，土木学会論文集，No.520，Vol.28，pp.213-224，1995.8
- 14) fib: fib Model Code for Concrete Structures 2010, International Federation for Structural Concrete (fib), p.235, 2013
- 15) 中村麻美，中村拓郎，二羽淳一郎：せん断スパン比とせん断補強鉄筋比の異なる T 形 RC はりのせん断耐荷機構，土木学会論文集 E2，73 巻，3 号，pp.337-347，2017
- 16) 佐藤 勉，石橋忠良，山下裕章，高田三郎：プレストレスコンクリートはりのせん断耐力と破壊性状，コンクリート工学年次論文報告集，9-2，pp.323-328，1987
- 17) 渡辺博志，河野広隆，鈴木雅博，佐藤重一：高強度軽量コンクリートを用いた PC 部材のせん断強度に関する研究，コンクリート工学論文集，No.14，Vol.1，pp.13-22，2003.1
- 18) 坂口淳一，土屋智史，渡邊忠朋，斉藤成彦，牧 剛史：せん断補強鉄筋を多量に配置した RC 梁部材のせん断破壊耐力に関する検討，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造），Vol.69，No.2，pp.192-206，2013
- 19) 中田裕喜，渡辺 健，田所敏弥：せん断補強鉄筋を多量に配置した単純支持矩形 RC 梁のせん断破壊性状に関する実験的評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.631-636，2018.7

【2020年3月19日受付】



刊行物案内

PE シースを用いた PC 橋の設計施工指針 (案)

平成 27 年 8 月

定 価 4,888 円 (税込) / 送料 300 円

会員特価 4,000 円 (税込) / 送料 300 円

公益社団法人 プレストレストコンクリート工学会