

高強度鉄筋を用いたプレテンション方式PCaPC大梁の構造性能

竹崎 真一*¹・是永 健好*²・河本 慎一郎*³・小室 努*⁴・稲田 博文*⁵・甲斐 隆夫*⁵

Keywords : pretensioning system, prestress, high strength rebar, I-shaped beam, large opening, seismic load

プレテンション方式, プレストレス, 高強度鉄筋, I形断面, 大開口, 地震荷重

1. はじめに

計画自由度の高い, 大スパン空間の構築構法として, 高強度鉄筋を緊張材に用いたプレテンション方式によるプレキャストプレストレストコンクリート(PCaPC)梁に高強度コンクリートを適用したT-POP構法(Taisei Precast Optimized beam with Prestress)を開発し, 実施適用している¹⁾。本構法では, 従来のPC梁より大きな開口を設けることが出来るため, 設備機器の大型化や将来の設備計画の変更にも柔軟に対応できる。さらに, PCa部材の超軽量化を目的に, 超高強度コンクリートの使用と, 断面形状の最適化による, 多数大開口を有するI形断面PCaPC梁に対する曲げせん断実験を実施し, その性能を確認している²⁾。

これまで主に長期荷重のみを支える小梁として用いてきたこのPCaPC梁に対し, 地震荷重を受ける大梁への適用を試みた。大梁への適用にあたり, 地震時応力下においてクリティカルとなる梁端部域での構造性能の把握が不可欠となる。そこで, 梁端部近傍に設けた開口位置でのせん断耐力と, 梁端部がプレテンション材の定着域となる大梁の地震時構造性能の把握を目的に, 片持ち梁形式による正負交番繰返し載荷実験を実施した。

本報告では, その実験概要と結果について報告する。

2. 実験概要

表-1に試験体一覧を, 図-1に試験体形状・配筋を, 図-2に断面詳細を示す。試験体は断面形状をI形とした2/3スケールの5体であり, その端部に柱を設置したト形である。梁の断面寸法は幅×せい=200mm

表-1 試験体一覧

Table 1 List of specimens

	開口中心間距離 (mm)	開口間補強筋 本数	設計基準強度 F_c (N/mm ²)	緊張力 ΣP (kN)
No. 1	530 (2.0ho*)	3本 ($P_w=2.21\%$)	100	0
No. 2		5本 ($P_w=3.68\%$)	48	
No. 3	660 (2.5ho)	5本 ($P_w=2.47\%$)	100	1,290 (0.85Py)
No. 4		5本 ($P_w=2.47\%$)		
No. 5	----	----	----	----

注) *1: 開口直径 (ho=265mm)

*2: 束材長さ (265mm, 395mm) とウェブ幅 (65mm) により算出

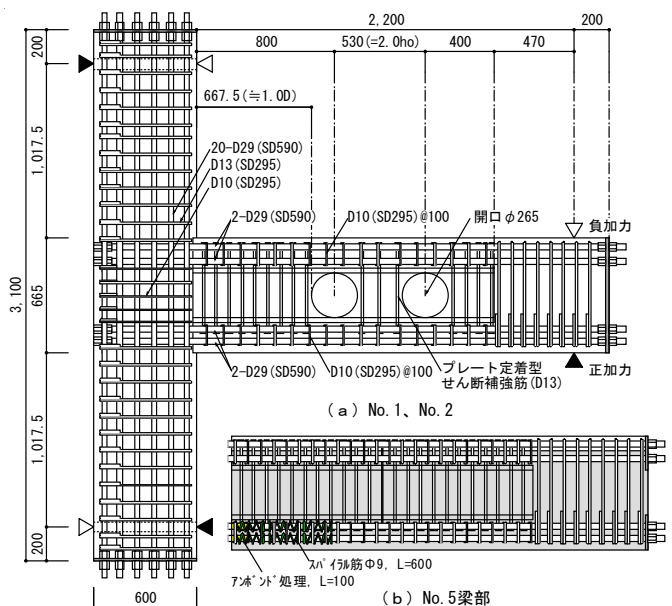


図-1 試験体形状・配筋

Fig.1 Dimensions of specimen

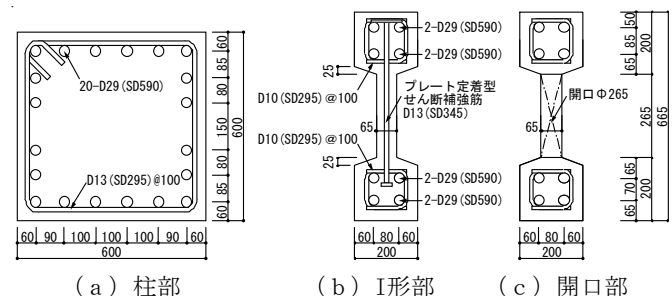


図-2 断面詳細

Fig.2 Details of cross section

- *1 技術センター建築技術研究所建築構工法研究室
- *2 技術センター建築技術研究所
- *3 設計本部構造グループ
- *4 名古屋支店設計部
- *5 建築本部建築技術部

× 665mm, ウェブ幅は65mm, 試験区間長さは2,200mmである。梁の主筋には上端, 下端とも4-D29 (SD590)を, ウェブ部のせん断補強筋にはプレート定着型せん断補強筋 (Head-bar) のD13 (SD345)を配筋している。No. 1～No. 4は開口間束材材でのせん断耐力の把握を目的とした試験体であり, その試験パラメータは, 開口間でのせん断補強筋量 (3本, 5本), 開口中心間距離 (2.0ho, 2.5ho, ho: 開口直径) およびコンクリート強度 (F_c100 , F_c48) である。梁付根から開口までの距離は667.5mm ($\approx 1.0D$, D : 梁せい) である。なお, 既往の研究による開口間束材材でのせん断耐力評価式³⁾にはプレストレスの項がないこと, また, スパン20mクラスでは運搬上の制約からその両端部はRC造となる場合が多いことを勘案し, No. 1～No. 4の緊張力はなしとしている。No. 5はPCaPC大梁を柱に直接設置する場合を想定したものであり, 梁端部にはプレストレス導入時における付着割裂補強としてアンボンド処理 (100mm) とスパイラル筋補強 (600mm) が施されている。また, PCaPC部のせいは575mmであり, 残り90mmは後打ち部 (スラブ部) としている。緊張荷重は $0.85P_y=1,290\text{kN}$ (P_y : 規格降伏荷重) であり, コンクリート打設の10日後 (σ_b = 約 90N/mm^2) に緊張力を徐々に解除してコンクリートにプレストレスを導入した。表-2に加力時でのコンクリートの材料試験結果を, 表-3に鋼材の材料試験結果を示す。

加力は片持ち梁形式による変位漸増の正負交番繰返し載荷とした。載荷履歴は, 部材角 $R=1/500\text{rad}$ で1回, $1/200\text{rad}$, $1/100\text{rad}$, $1/50\text{rad}$ で各々2回, $1/30\text{rad}$ で1回繰返しした後, 正側の $1/20\text{rad}$ まで加力する計画とした。また, 梁下端が引張りとなる方向を正加力とした。

表-2 コンクリートの材料試験結果
Table 2 Material properties of concrete

	梁			柱		
	σ_b (N/mm^2)	$E_c (\times 10^4)$ (N/mm^2)	σ_t (N/mm^2)	σ_b (N/mm^2)	$E_c (\times 10^4)$ (N/mm^2)	σ_t (N/mm^2)
No. 1	107	3.85	4.64	106	3.89	5.40
No. 2	64.2	3.41	3.67	110	4.01	4.38
No. 3	113	3.89	5.30	113	4.01	4.80
No. 4	112	4.03	3.99	112	4.01	4.51
No. 5	109	3.80	4.96	104	3.84	4.58

注) σ_b : 圧縮強度, E_c : ヤング係数, σ_t : 割裂強度

表-3 鋼材の材料試験結果
Table 3 Mechanical properties of steel

	降伏点 (N/mm^2)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{ N/mm}^2$)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
D29 (SD590)	612	1.98	797	18.7
D13 (SD345)*1	381	1.83	551	20.5
D10 (SD295)	337	1.90	530	20.6

注) *1: プレート定着型せん断補強筋

3. 実験結果

3.1 荷重-変位関係

表-4に実験結果概要を, 図-3に加力点での荷重-変位関係を示す。同図中には, PC規準⁴⁾に示される曲げ破壊耐力の計算値も示している。また, No. 1～No. 4では曲げひび割れの発生と開口間におけるせん断ひび割れの発生, せん断補強筋の降伏および開口間束材材の圧壊時期を, No. 5では曲げひび割れの発生と下端筋の降伏および圧壊開始時期を示している。各試験体とも初ひび割れの発生は $R=1/500\text{rad}$ 載荷時における梁付根位置の曲げひび割れであり, 加力の進展とともに徐々に加力点方向に進展した。曲げひび割れ発生後, 開口を有するNo. 1～No. 4において, 開口を斜めに横切るせん断ひび割れと開

表-4 実験結果概要

Table 4 Outline of test results

	せん断ひび割れ		せん断補強筋降伏		開口間束材材圧壊		最大耐力	
	Q (kN)	R (rad)	Q (kN)	R (rad)	Q (kN)	R (rad)	Q (kN)	R (rad)
No. 1	80	1/420	140	1/196	-252	-1/101	302	1/54
No. 2	50	1/606	126	1/204	-170	-1/142	224	1/68
No. 3	63	1/523	176	1/153	263	1/85	300	1/56
No. 4	70	1/492	157	1/176	287	1/80	332	1/63
No. 5	-82	-1/546	-356	-1/75	—	—	404	1/20

注) Q: せん断力, R: 部材角, 「-」は負加力時

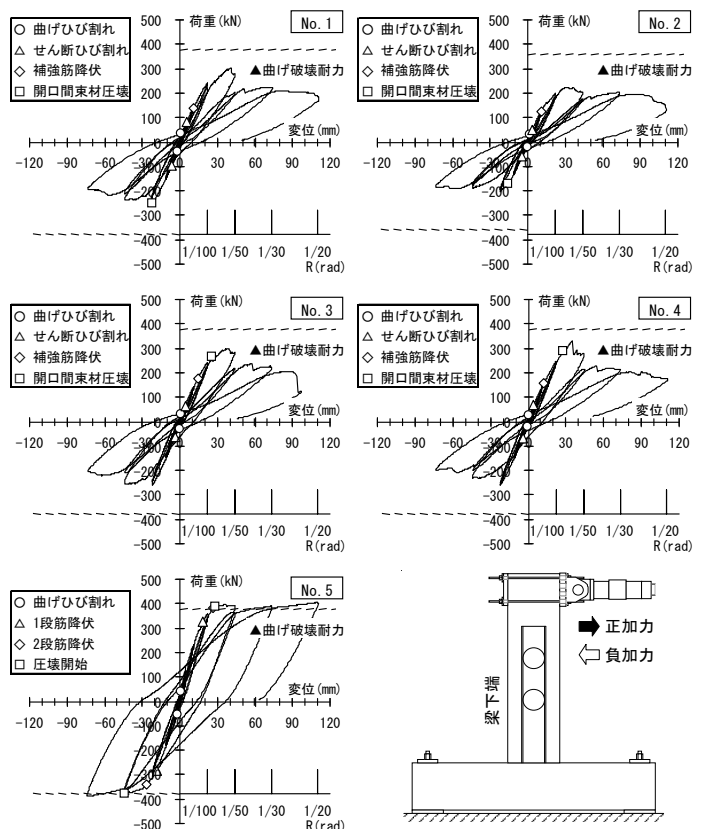


図-3 荷重-変位関係

Fig.3 Load-displacement relationships

口間にせん断ひび割れが発生した。 $R=1/100\text{rad}$ 載荷時には開口間に配したプレート定着型せん断補強筋が降伏ひずみに達した。No. 1～No. 4の最大耐力は $R=+1/50\text{rad}$ 載荷時における開口部周辺ウェブでのせん断破壊により決定し、その値はNo. 1で302kN、No. 2で224kN、No. 3で300kN、No. 4で332kNであり、コンクリート強度の上昇と開口間隔の拡大によるせん断耐力の上昇はみられるものの、せん断補強筋量の増加 (No. 1:3本, No. 3:5本) によるせん断耐力の上昇はみられなかった。これにより、せん断補強筋量がある値以上の場合にはせん断耐力が頭打ちになる (補強限界) ことが本実験においても確認された。最大耐力以降、加力の進展による変位の増大とともに、荷重は徐々に低下するものの、 $R=1/30\text{rad}$ 程度で安定し、その値はほぼ200kN程度であった。これは、ウェブ部のほぼ全域がせん断破壊した後、上下弦材がラーメン架構の柱のように機能したためと思われる。

No. 5では $R=-1/50\text{rad}$ 載荷時にウェブ部のせん断補強筋が降伏するものの、 $R=+1/20\text{rad}$ まで耐力低下することなく、最大耐力は計算値を上回るとともに、曲げ降伏先行型の良好な紡錘形の履歴特性を示した。

3.2 ひび割れ性状

写真-1にNo. 1, No. 2, No. 4におけるひび割れ発生状況を示す。同写真には、部材角 $R=\pm 1/100\text{rad}$ 載荷後

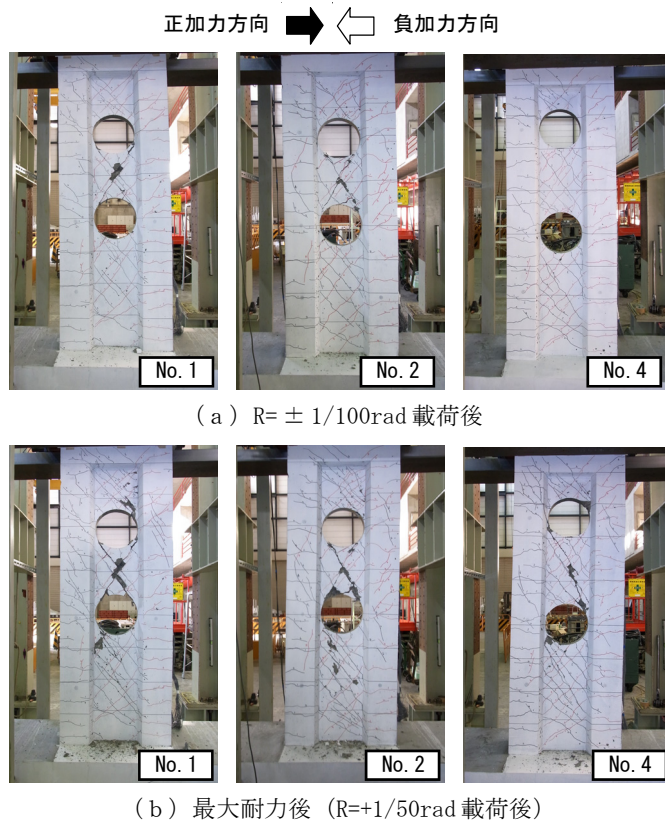


写真-1 ひび割れ発生状況
Photo 1 Crack patterns

と、最大耐力が確認された $R=+1/50\text{rad}$ 載荷後のひび割れ状況を示している。なお、No. 3のひび割れ発生状況はNo. 4とほぼ同様であった。部材角 $R=\pm 1/100\text{rad}$ の繰返し載荷時において、No. 1とNo. 2の開口間束材に、2つの開口を結ぶ接線方向の斜めコンクリートに圧壊が生じ、開口間中央部と開口脇のコンクリートが剥落した。一方、この変位段階においてNo. 4のコンクリートに圧壊は生じなかった。 $R=+1/50\text{rad}$ 載荷時において、No. 4の開口間斜めコンクリートにも圧壊が生じるとともに、No. 1, No. 2も含め、コンクリートの圧壊は開口間のみならず、開口脇の上部および下部位置でも発生した。最大耐力を確認した後も当初予定の加力サイクルまで加力を続けると、ウェブ部のコンクリートはほぼ全域わたり剥落した。

3.3 鋼材のひずみ性状

3.3.1 主筋のひずみ分布

図-4にNo. 5の加力直前および正加力ピーク時と除荷時における下端1段筋 (緊張材) のひずみ分布の推移を示す。図中には材料試験から得られたSD590鉄筋の降伏ひずみも示している。加力直前のひずみ分布から、D29 (SD590) 鉄筋のプレストレス導入時における定着長さは300mm程度 (アンボンド区間100mmを除く) であることがわかる。加力による下端1段筋のひずみは、変位の増大とともに徐々に大きくなり、部材角 $R=+1/100\text{rad}$ 時に

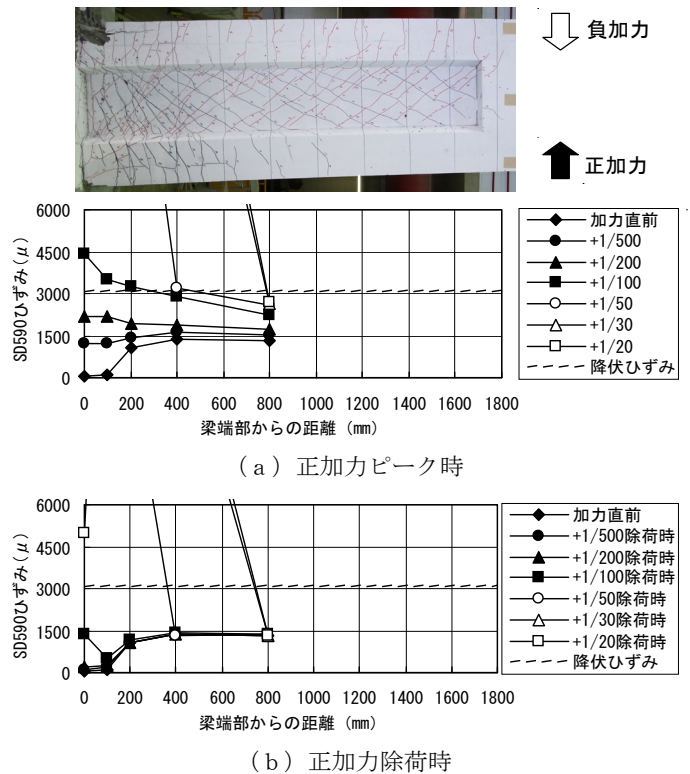


図-4 下端1段筋のひずみ分布 (No. 5)
Fig.4 Strain distribution of bottom main bars

において梁端部域で降伏ひずみを超えた。その後の加力の進展により、降伏域は徐々に梁の内側へと拡大するものの、最終サイクルである $R=+1/20\text{rad}$ 時においても梁端部から800mm位置のひずみは降伏ひずみを超えることはなかった。除荷時のひずみ分布から、繰返し荷重を受けた後の緊張材の定着長さが確認できる。すなわち、ひび割れの発生に伴う付着劣化により、プレテンション材の定着域は梁の内部へと拡大し、これにより、定着域での緊張材のひずみは低下することとなる。梁端部から800mm位置のひずみは、 $R=+1/20\text{rad}$ 載荷後においてもその値は加力直前と同じであり、大変形を受けた後も、高強度鉄筋(D29, SD590)の付着劣化領域は梁付根から1.2D(D: 梁せい)程度に抑えられていたことがわかる。この値は既往の研究⁵⁾と比較して小さな値となっている。

3.3.2 ウェブ部のせん断補強筋のひずみ

I形断面ウェブ部に配置したプレート定着型せん断補強筋のひずみ分布を図-5に示す。同図中には開口間で

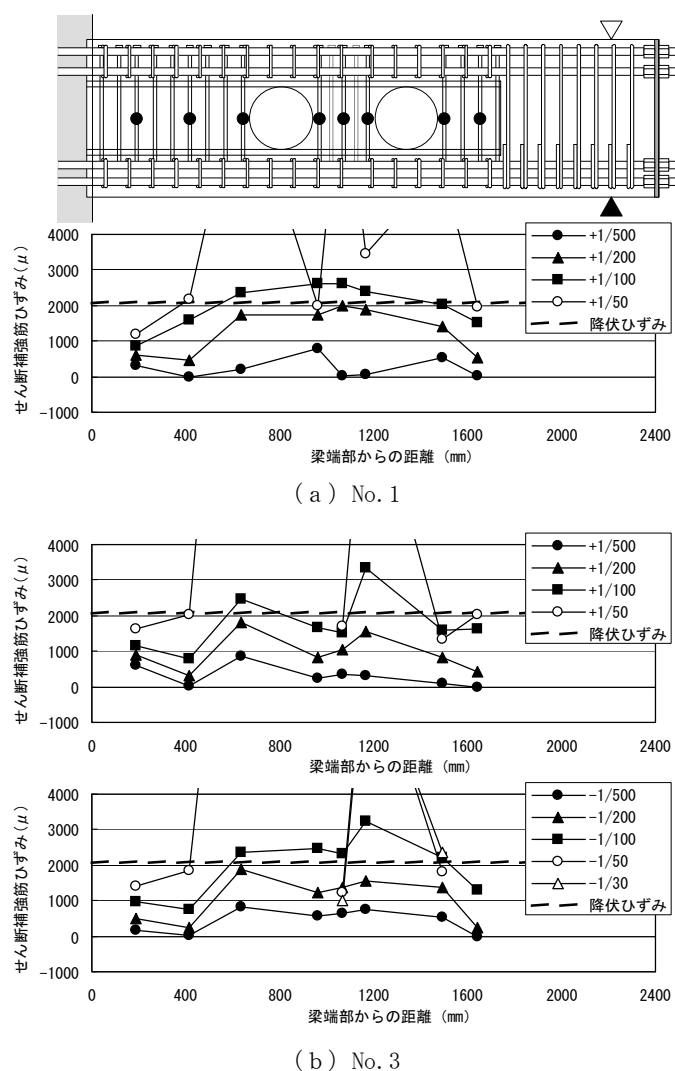


図-5 ウェブ部のせん断補強筋のひずみ分布
Fig.5 Strain distribution of shear reinforcement in web

のせん断補強筋本数を3本としたNo. 1と、5本としたNo. 3の $R=1/50\text{rad}$ 時までのひずみ分布を示している。両試験体とも、開口部周辺でのせん断ひび割れの発生により、開口間および開口脇でのせん断補強筋のひずみが大きくなっている。 $R=+1/100\text{rad}$ ピーク時にはNo. 1では開口間と開口脇に配置したすべてのせん断補強筋が、No. 3ではその一部が降伏ひずみに達している。その後の同一変位の負加力において、No. 3においても開口間と開口脇のすべてのせん断補強筋のひずみが降伏ひずみに達した。

4. 開口位置でのせん断耐力

PC規準⁴⁾による開口位置でのせん断耐力は、上弦材と下弦材のせん断耐力の和として評価されている。上弦材と下弦材のせん断耐力は、それぞれ傾斜角45度のトラス機構($\cot \phi = 1$)による耐力のみとして表され、アーチ機構によるせん断耐力は無視している。この結果、この評価式から得られる計算値は実験値に対し安全側の評価となっている。また、PC規準では、構造規定において、開口の中心間距離の最小値を規定することで、開口間束材でのせん断破壊を想定していないため、本実験結果のように、開口間束材でせん断破壊した場合のせん断耐力は評価できない。

筆者らは文献6)にて開口位置でのせん断耐力の評価法を提案している。その評価方法は、上弦材と下弦材でのせん断破壊を対象とした評価式と、開口間束材でのせん断破壊を対象とした2種類の評価式を用い、この2つのせん断耐力のうち、小さいほうの値を開口位置でのせん断耐力としている。上弦材と下弦材のせん断耐力には文献7)の知見に基づき、トラス機構とアーチ機構のせん断耐力の和を用いている。この知見は塑性理論の下界定理に基づいており、力の釣合い条件とともにせん断補強筋は降伏し、かつ、コンクリートは有効圧縮強度に達しているという条件により導かれたものである。また、あるせん断補強筋量に対して、トラス機構によるせん断耐力が最大となる、いわゆるA法を準用した。開口間束材のせん断耐力は、文献3)の浜原らの知見に基づき、開口間束材でのアーチ機構によるせん断伝達機構を用いて評価した。

4.1 上弦材と下弦材のせん断耐力

想定したトラス機構による負担せん断力を図-6に示す。上弦材と下弦材のせいは、円形開口と等価な面積の正方形に置き換えた場合の開口高さ h_o' から算出する。なお、文献7)では、トラス機構のコンクリート圧縮束の角度 ϕ の上限値として $\cot \phi = 2$ ($\phi = 26.6^\circ$)を定め

ているが、ここでは、評価するせん断耐力の位置が降伏ヒンジの発生する梁端部でないこと、また、せん断補強筋量に対してコンクリートの圧縮強度が十分に高いことを勘案し、 $\cot \phi$ の上限値は設けないこととした。ただし、各弦材のトラス機構の圧縮束は開口両脇に配置したせん断補強筋を対角につなぐ角度 (ϕ') 以上とした。トラス機構による負担せん断力を式 (1) に示す。なお、コンクリートの有効係数 ν には、式 (4) に示す長沼式⁸⁾を用いた。長沼式は 60N/mm^2 を超える高強度コンクリートの有効係数としては平均的な値を示す。

$$Q_{tu} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi \quad (1)$$

$\cot \phi$ の値は (2), (3) のうち小さい値とする。

$$\cot \phi = j_t / (D \cdot \tan \theta) \quad (2)$$

$$\cot \phi = \sqrt{\nu \cdot \sigma_B / (p_w \cdot \sigma_{wy})} - 1.0 \quad (3)$$

$$\nu = 1.907 \cdot \sigma_B^{-0.34} \quad (4)$$

ここに、 b : 梁幅 (mm), j_t : 主筋中心間距離 (mm), p_w : せん断補強筋比, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm^2), D : 弦材のせい (mm), θ : アーチ機構の角度 (式 (6)), σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

アーチ機構による負担せん断力を図-7に示す。アーチ機構は、上弦材と下弦材の各々で加力点と支持点を対角に結ぶコンクリート圧縮束を想定している。アーチ機構による負担せん断力を式 (5) ~ (7) に示す。

$$Q_{au} = \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \quad (5)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \quad (6)$$

$$\beta = \{(1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}\} / (\nu \cdot \sigma_B) \quad (7)$$

ここに、 L : 内法スパン長さ (mm)

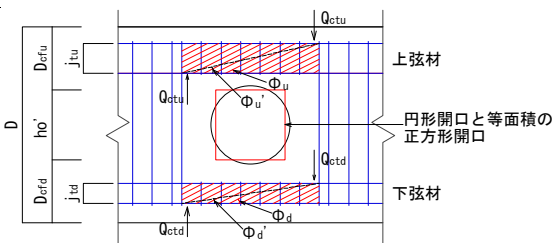


図-6 トラス機構

Fig.6 Truss mechanism

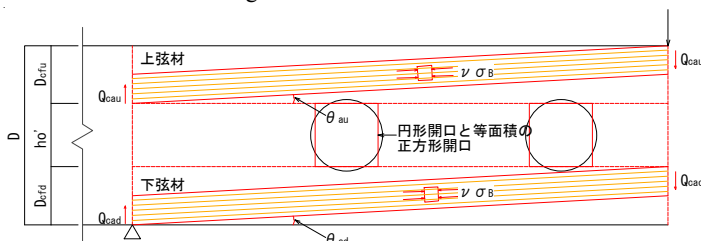


図-7 アーチ機構

Fig.7 Arch mechanism

以上より、上弦材と下弦材のせん断耐力は式 (8) となる。

$$Q_u = Q_{tu} + Q_{au} \quad (8)$$

4.2 開口間束材のせん断耐力

開口間束材のアーチ機構による負担せん断力を図-8に示す。開口間束材のせん断破壊想定面は、図中に示す開口間を対角の接線で結ぶラインとした。このラインを対角線とする長方形の範囲を束材のアーチ機構想定範囲と定義した。開口間束材のアーチ機構による負担せん断力を式 (9) ~ (10) に示す。

$$Q_{pa} = \nu \cdot \sigma_B \cdot b \cdot \ell \cdot \sin \theta_{pa} = \frac{\nu \cdot \sigma_B \cdot b \cdot h_0''}{1 + (2 \cdot h_0'' / P')^2} \quad (9)$$

$$h_0'' = h_0 / P \cdot \sqrt{P^2 - h_0^2}, \quad P' = P - h_0 + h_0^2 / P \quad (10)$$

ここに、 h_0 : 開口直径 (mm), P : 開口間ピッチ (mm)

開口間束材のアーチ機構の負担せん断力から、梁のせん断力に置換する。図-9は上弦材と下弦材の梁せいが同じ場合の応力の流れであり、この場合の梁のせん断力は式 (11) で算出する。

$$Q_{pu} = \frac{Q_{pa} \cdot (D + h_0)}{2L} \quad (11)$$

4.3 実験値と計算値の比較

表-5に開口部せん断耐力の実験値と計算値の比較を示す。実験値には、開口間束材の斜めコンクリートに圧

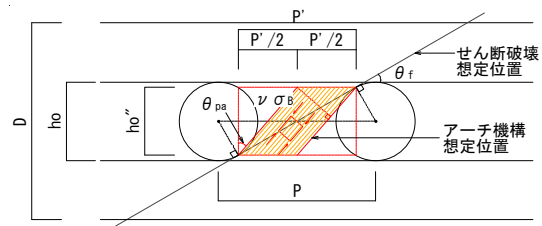


図-8 開口間束材でのアーチ機構

Fig.8 Arch mechanism of strut between openings

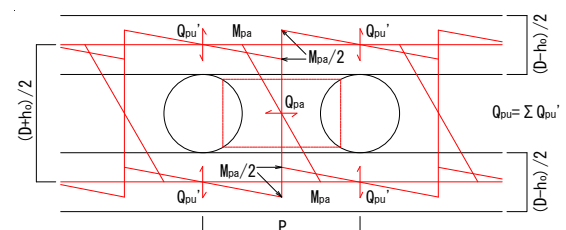


図-9 梁せん断力への変換

Fig.9 Converted into the shear strength

表－5 開口部せん断耐力の実験値と計算値の比較
Table 5 Comparison of tested and calculated shear strength

	計算値		実験値 (kN)	実験値/ 計算値①	実験値/ 計算値②
	計算値① (kN)	計算値② (kN)			
No. 1	234	190	252	1.08	1.33
No. 2	167	157	170	1.02	1.08
No. 3	242	267	263	1.09	0.99
No. 4	246	291	287	1.17	0.99

壊が生じた時のせん断力を用いている。計算値には、前述の提案式による計算値①に加え、浜原らの提案式³⁾による計算値②も示している。なお、両評価式とも上弦材と下弦材のせん断耐力式と、開口間束材のせん断耐力式が示されているが、ここでは開口間束材のせん断耐力式による値を示している。ちなみに、両式とも上弦材と下弦材のせん断耐力よりも開口間束材でのせん断耐力が小さく評価されており、実験での破壊モードと一致している。

計算値①との比較において、開口間隔を2.5DとしたNo. 4で計算値が実験値に比べ2割程度低くなっている。これは、開口間隔の違い(No. 3: 2D, No. 4: 2.5D)による計算値に差がないためと考えられるが、No. 4も含め、計算値と実験値は良好な対応を示した。

計算値②との比較において、コンクリートをFc100とし開口間補強筋本数を3本としたNo. 1で計算値が実験値に比べ3割程度低くなっているものの、他の試験体に対する計算値と実験値は良好な対応を示した。

今回用いた2つの評価式による計算値は、実験値を概ね精度良く推定できると言える。

5. まとめ

高強度鉄筋を緊張材に用いたI形断面PCaPC大梁の地震時構造性能の把握を目的に、片持ち梁形式における正負交番繰返し載荷実験を実施し、以下の結果を得た。

- ①開口部のせん断耐力は、コンクリート強度が高いほど、また、開口間隔が長いほど高くなる。
- ②開口部のせん断耐力には補強限界が存在する。
- ③大開口を有するI形断面PCaPC大梁では、開口部周辺ウェブ部でのせん断破壊が顕著となる。
- ④I形断面ウェブ部がせん断破壊した後も、上弦材と下弦材がラーメン架構の柱のように機能する。
- ⑤付着割裂補強を施した緊張材の定着域が大梁端部となる場合においても、その荷重-変位関係は梁曲げ降伏先行型の良好な紡錘形の履歴特性を示した。
- ⑥部材角+1/20rad経過後のD29 (SD590) 鉄筋の定着長さは800mm (1.2D) 程度であった。
- ⑦提案式および浜原式による開口部せん断耐力の計算値は実験値と良好に対応する。

参考文献

- 1) 竹崎, 馬場他: 高強度鉄筋を利用したPCaPC梁の開発と適用, 大成建設技術センター報 第42号 (2009)
- 2) 河本, 小室他: 多数大開口を有するI形断面PCaPC梁の構造性能(その1~2), AIJ大会学術講演梗概集, PP829-832, 2010. 9
- 3) 浜原, 小西他: PC有孔梁の終局強度(その1 推定式の誘導), AIJ大会学術講演梗概集, PP867-868, 2009. 8
- 4) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998
- 5) 甲斐, 今井他: プレテンション方式PCaPC大梁の地震時構造性能(その1~2), AIJ大会学術講演梗概集, PP987-990, 2002. 8
- 6) Shin-ichiro Kawamoto, et al: Structural Performance of Precast Prestressed Concrete Beam with Multiple Openings, fib Symposium PRAGUE 2011.6
- 7) 日本建築学会: 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
- 8) 長沼一洋: 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第421号, pp. 39-48, 1991. 3