論文 高強度せん断補強筋を有するプレキャストプレストレストコンクリート梁のせん断斜張力破壊に関する研究

李 在満*1·谷 昌典*2·坂下 雅信*3·河野 進*4

要旨:降伏強度 785MPa 級高強度せん断補強筋を有するプレキャストプレストレストコンクリート梁のせん断破壊耐力評価において、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」(71.2a)式の適用性を検討するために、PC 圧着梁試験体に、地震時の挙動を想定した逆対称曲げ変形を与える載荷実験を行った。その結果、PC 規準のせん断破壊耐力評価式の計算精度には、せん断破壊形式によって、差が存在することが分かった。また、既往の実験結果に基づき、コンクリート圧縮強度及び有効プレストレスを関数としてせん断斜張力破壊する PC 部材のせん断破壊耐力式を提案した。

キーワード:プレストレストコンクリート,高強度せん断補強筋,せん断斜張力破壊

1. はじめに

1.1 研究背景

工場もしくは現場で製作されたプレキャスト部材を、プレストレスによって圧着接合するプレキャストプレストレストコンクリート(以下、PCaPC)構造は高い施工性のみならず、プレストレス力による復元性、地震後の小さい残留変形などの高い施工性能及び構造性能から、集合住宅、倉庫、競技場など数多くの構造物に適用されている。

PCaPC 構造の性能は、100MPa を超える高強度コンク リートや500MPa を超える高強度せん断補強筋などの高 強度高性能材料を使用することで向上し、より汎用性の 高い次世代型構造となる。

しかし、これまで行われてきた PCaPC 部材に関する実験的研究中、せん断性状を調べた実験の試験体数は約50体と多くない。これらの試験体では、圧縮強度が60MPa程度のコンクリートが用いられ、また、せん断補強筋にはSD490までの鋼材が用いられている $^{1)\sim3}$ 。

本研究は圧縮強度 60MPa のコンクリート,785MPa 級高強度せん断補強筋,及びマルチストランドを用いたPCaPC 梁部材のせん断破壊耐力評価を目的とし、PC 圧着梁試験体に、地震時の挙動を想定した逆対称曲げ変形を与える載荷実験を行った結果について報告する。さらに、プレストレストコンクリート(以下、PC)部材のせん断破壊耐力の評価において、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)」(以下、PC 規準)に示されているせん断破壊耐力式の適用性に関する検証を、せん断破壊形式(せん断引張破壊、せん断圧縮破壊、及びせん断斜張力破壊)別に行う。また、せん断

斜張力破壊するプレストレストコンクリート部材のせん 断破壊耐力を評価する方法を提案し、その精度を検証す る。

1.2 PC 部材のせん断破壊耐力評価の現状と問題点

(1) PC 規準せん断破壊耐力式

PC 部材のせん断破壊耐力評価式として、PC 規準には「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1999)」に示されている短期許容せん断強度式にプレストレスの効果を加算した(71.1)式と、塑性理論の下界定理に基づいたトラス機構とアーチ機構それぞれが負担するせん断力の和である(71.2a)式の2つが示されている。

PC 規準(71.1)式

$$V_u = \{\alpha(f_s + 0.1\sigma_g') + 0.5f_{wv}(p_w - 0.002)\}bj$$
 (1)

 $f_s = 7.5 + (1.5/100) F_c \,, \quad \alpha = 4/\{L/(2 \cdot dr) + 1\} \,, \quad 1 \le \alpha \le 2$ PC 規準(71.2a)式

$$V_{u} = bj_{t}p_{w}f_{wy} + bD(vF_{c} - 2p_{w}f_{wy})\tan\theta/2$$
 (2)

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$$
, $v = \alpha L_r (1 + \sigma'_g / F_c)$

$$\alpha = \sqrt{60/F_c}$$
 $(\alpha \le 1)$, $L_r = L/4D$ $(L_r \le 1)$

ここで、 V_u : せん断破壊耐力、 f_s : コンクリートせん断強度、 σ'_g : 平均軸圧縮応力(=($N+P_e$)/bD)、N: 軸力、 P_e : 有効プレストレス力、 f_{wy} : せん断補強筋降伏強度($f_{wy} \leq 295$ MPa)、 p_w : せん断補強筋比($0.002 \leq p_w \leq 0.012$)、b: 部材幅、j: 応力中心間距離、 d_r : 圧縮縁から引張鉄筋までの距離、 j_t : 圧縮鉄筋と引張鉄筋間距離、 F_c : コンクリート圧縮強度、v: コンクリート強度有効係数($1 \geq v \geq 0.65$)、

^{*1} 京都大学 工学研究科建築学専攻 大学院生 (正会員)

^{*2} 神戸大学 工学研究科建築学専攻 助教 博士(工学) (正会員)

^{*3} 京都大学 工学研究科建築学専攻 助教 博士(工学) (正会員)

^{*4} 京都大学 工学研究科建築学専攻 准教授 Ph.D. (正会員)

L: 部材長さ、D: 部材せいである。

(2) PC 規準のせん断破壊耐力式の問題点

PC 規準のせん断破壊耐力式には、せん断補強筋の降伏強度 f_{wy} に 295MPa という上限値が定められている。

また、(71.2a)式の場合、トラス機構のせい j_t を軸筋間 距離と定めているが、PCaPC 部材の場合、普通鉄筋は、 部材端目地部で連続していないため、 j_t として普通鉄筋 間距離をとることには疑問がある。

また, (71.2a)式はせん断ひび割れの発生によって, せん断補強筋のひずみが増加し始め, 終局時にはせん断補強筋が降伏して, 最大耐力に到達するせん断引張破壊を想定しているため, 異なる形式(例えば, せん断圧縮破壊やせん断斜張力破壊など)で破壊する試験体のせん断破壊耐力評価にはその適用性に対する検証が必要である。

上記を踏まえて本研究では、高強度せん断補強筋を有する PCaPC 部材のせん断破壊耐力評価に対する(71.2a) 式の適合性及び高強度せん断補強筋がせん断破壊形式に及ぼす影響を実験的に検討する。さらには、せん断斜張力破壊する PC 部材のせん断破壊耐力評価を既往の実験結果を用いて行う。

2. 実験概要

2.1 試験体設計

本研究では、PCaPC 圧着梁部材のせん断性状及び変形性能の把握が目的であるため、規格材料強度に基づいて、総4体中、3体が曲げ降伏に先行してせん断破壊するように試験体を設計した。表-1 はせん断破壊耐力計算値 Q_{su} と曲げ耐力 M_u 時せん断力計算値 Q_f を示す。試験体のせん断破壊耐力 Q_{su} は、PC 規準の(71.2a)式に以下の仮定を適用して算定した。

- ・トラスせい jtを PC 鋼材間距離(=400mm)とする。
- ・せん断補強筋の降伏強度に対する上限値を無視し規格 降伏強度を用いる。

表-1 実験設定値及び耐力計算値

	試験体	a/D	p_w (%)	Q _{su} (kN)	Q_f (kN)	Q_{su}/Q_f
	S-10-L10	1.0	0.10	893	1307	0.68
	S-10-L21	1.0	0.21	957		0.73
	S-15-L00	1.5	0.00	817	854	0.96
	S-15-L10		0.10	892		1.04

a/D: せん断スパン比、 p_w : せん断補強筋比

試験体の設計に使用したコンクリート目標強度は60MPa である。せん断補強筋には規格降伏強度 f_y =1006MPa(0.2%オフセット値),降伏ひずみ ϵ_y =0.70%,弾性係数 E_s = 2.02×10^5MPa)のS6を,PC 鋼材にはT 本より ϕ 12.7のPC 鋼より線 12 本(実降伏強度 f_y =1763MPa(0.2% オフセット値),弾性係数

 E_s =1.95×10 5 MPa)を1組として試験体1体当たり2組ずつ使用した。

なお、曲げ耐力 M_u は ACI 応力ブロックと平面保持仮

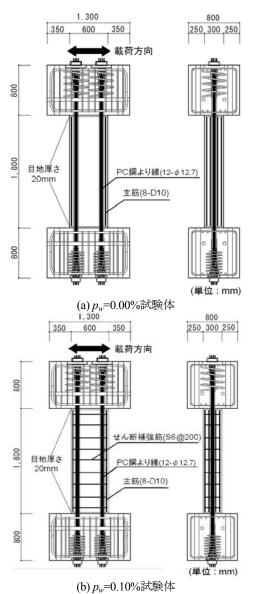


図-1 試験体 (a/D=1.5 の場合)

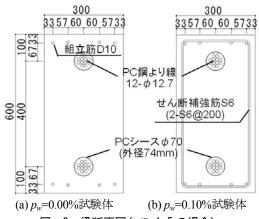


図-2 梁断面図(a/D=1.5 の場合)

定を用いて算定した。

2.2 試験体詳細

試験体の全体図及び梁断面図を図-1 及び 2 にそれぞれ示す。試験体は集合住宅の梁を想定し、1/2 スケールとした。梁部材断面は 300×600mm である。いずれの試験体も 20mm 厚さの高強度無収縮モルタル目地を介して、梁部分と断面 800×1300mm, 高さ 800mm のスタブを圧着接合した。

実験パラメータはせん断スパン比a/Dとせん断補強筋 比 p_w の2種類である。 $\mathbf{表}-\mathbf{2}$ 及び $\mathbf{3}$ に各試験体に使用した材料の特性値及び載荷直前での有効プレストレス力 P_e と有効プレストレス比 $\eta_{pe}(=P_e/bDF_e)$ をそれぞれ示す。

表-2 コンクリート, 目地モルタル, 及び PC グラウト材料特性

	F_c (MPa)	$\varepsilon_{c}\left(\% ight)$	E_c (GPa)
コンクリート	65.2	0.25	36.8
目地モルタル	63.9	0.33	23.8
PC グラウト	53.9	-	14.8

 F_c : 圧縮強度, ε_c : 圧縮強度時ひずみ, E_c : 1/3 F_c 割線 弾性係数

表一3 有効プレストレスカ

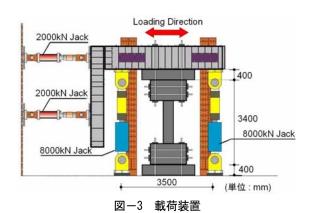
X = 11/21 = 11/2						
	S-10-L10	S-10-L21	S-15-L00	S-15-L10		
$P_e(10^3 \text{kN})$	2.65	2.58	2.64	2.64		
η_{pe}	0.226	0.219	0.225	0.225		

 P_e : 有効プレストレス力, η_{pe} : 有効プレストレス比

2.3 載荷方法

載荷装置を図-3に示す。載荷はL字型鉄骨載荷フレームに接続した2000kN水平ジャッキ2本と8000kN鉛直ジャッキ2本により行った。

鉛直ジャッキで上下スタブが水平に保たれるように制御しながら、水平ジャッキによってせん断力を載荷した。載荷は部材回転角Rで制御し、Rが 0.1%, 0.25%, 0.5%, 0.75%, 1.0%, それぞれにおいて、正負 2回の繰り返し載荷を行った。上部スタブが南方向(図中の右方向)へ移動する場合を正方向としている。



3. 実験結果

3.1 破壊性状及び破壊モード

実験結果一覧及びせん断力一部材角関係をそれぞれ表 **-4** 及び図**-4** に示す。表**-4** 中には最大耐力時試験体中 央部せん断補強筋ひずみ ε_{ws} 及び応力 f_{ws} も併せて示す。 本研究では,せん断破壊形式を,せん断引張破壊(ST), せん断圧縮破壊(SC),せん断斜張力破壊(DT)と分類した。 各破壊形式の定義は以下の通りである。

- ・せん断引張破壊(ST): せん断ひび割れ発生によって, せん断補強筋のひずみが増加し始め,終局時にはせん断 補強筋が降伏して,最大耐力に到達する。
- ・せん断圧縮破壊(SC): せん断ひび割れ発生後, せん断補強筋のひずみが増加し始めるが, 終局時にせん断補強筋が降伏することなく, 圧縮側コンクリートの圧壊によって最大耐力を示す。
- ・せん断斜張力破壊(DT): せん断ひび割れが部材の両端 圧縮域を結ぶ対角線上に生じ、このひび割れの発生と同 時に耐力は急激に低下する。

表-4 実験結果一覧

_							
	試験体	破壊モード	Q _{exp} (kN)	R_{exp} (%)	ε_{ws} (μ)	f _{ws} (MPa)	
	S-10-L10	DT	1006	0.58	2066	417	
_	S-10-L21	ST	1054	0.47	4819	973	
-	S-15-L00	DT	803	0.38	-	-	
-	S-15-L10	DT	884	0.75	36	7.2	

 Q_{exp} : 最大せん断力実験値, R_{exp} : Q_{exp} 時の部材変形

曲げひび割れ(もしくは、目地部での離間)が発生した点を \bigcirc で、せん断ひび割れが発生した点を \bigcirc で、最大せん断力を示した点を \bigcirc で、せん断補強筋が降伏した点を \bigcirc で、PC 鋼材が降伏した点を \bigcirc で、それぞれ \bigcirc 0-4 中に示す

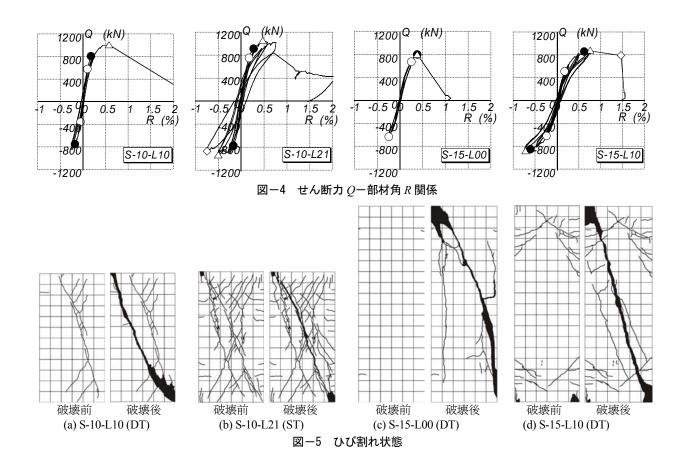
各試験体のせん断破壊直前及びせん断破壊後のひび 割れ状態を図-5に示す。

(1) 破壊性状

図-4 に示すように、いずれの試験体も $R=0.1\sim0.25\%$ 前後で、曲げひび割れ、もしくは目地部での離間 (\bigcirc) が発生した。

せん断ひび割れ(\bullet)は、S-10-L10 及び S-10-L21 では R=0.25%サイクルで、S-15-L00 では R=0.5%サイクルで、S-15-L10 では R=0.75%サイクルで、それぞれ発生した。

せん断補強筋の降伏(\diamondsuit)については、いずれの試験体も最大せん断力時にせん断補強筋のひずみが降伏ひずみ (ϵ_{wy} =0.70%)に到達しなかった。S-10-L21 以外の試験体では最大耐力時、試験体両端圧縮域を結ぶ対角線上のせん断ひび割れが生じ、耐力低下するとともにせん断補強筋のひずみが増加し始めた。S-10-L21 は、 \pm 0.25%サイクルで、せん断ひび割れが発生した後、 \pm 0.75%の1回目で降



伏ひずみに到達した。その後、+0.75%の2回目で急激な耐力の低下が発生した。

いずれの試験体でも PC 鋼材は降伏しなかった。

(2) 破壊モード及び形式

上記の破壊性状やせん断補強筋のひずみなどから破壊形式を以下のように判定した。

- ・S-10-L10, S-15-L00, 及び S-15-L10 はせん断斜張力破壊(DT)
- ・S-10-L21 はせん断引張破壊(ST)

3.2 せん断破壊耐力評価

(1) PC 規準せん断破壊耐力式の適合性

高強度せん断補強筋を用いた PCaPC 部材に対する PC 規準(71.2a)式の適合性を検討するために、せん断破壊耐力計算値 Q_{sul} とせん断破壊耐力実験値 Q_{exp} との比較を表 -5 に示す。せん断破壊耐力 Q_{sul} の算定の際、PC 規準の (71.2a)式に以下の仮定を適用した。

・せん断補強筋の降伏強度に対する上限値を無視し、実

表-5 せん断耐力実験値及び計算値の比較

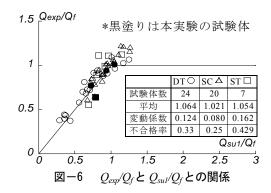
試験体	破壊 モード	Q _{exp} (kN)	Q _{sul} (kN)	Q _{su2} (kN)	Q_{exp}/Q_{sul}	Q_{exp}/Q_{su2}
S-10-L10	DT	1006	982	900	1.024	1.091
S-10-L21	ST	1054	1064	900	0.991	1.171
S-15-L00	DT	803	839	839	0.957	0.957
S-15-L10	DT	884	935	839	0.947	1.054

DT: せん断斜張力破壊, ST: せん断引張破壊

降伏強度(f_{uv} =1006MPa(0.2%オフセット値))を適用する。 ・トラスせい f_{uv} を PC 鋼材間距離(f_{uv} =400mm)とする。

表中にはアーチ機構のみによるせん断破壊耐力計算値 Q_{su2} も併せて示す。表-5 から分かるように、せん断破壊耐力計算値 Q_{sul} はいずれの試験体でもほぼ ± 20 %の範囲でせん断破壊耐力実験値を評価できた。せん断破壊形式別に比較すると、せん断引張破壊(ST)した S-10-L21 の場合は、 Q_{evp}/Q_{sul} が 0.991、せん断斜張力破壊(DT)した試験体の場合は、 Q_{evp}/Q_{sul} が 0.947~1.024 であった。せん断斜張力破壊の場合、せん断ひび割れが部材の両端圧縮域を結ぶ対角線上に生じ、通常、このひび割れの発生と同時に耐力が低下するため、せん断補強筋のせん断破壊耐力負担分が少ない。これは、せん断斜張力破壊(DT)する PC 部材のせん断破壊耐力を評価するためには、コンクリートのせん断破壊耐力負担分のみで評価することが妥当であることを示唆する。

しかし,表-5 に示すように,せん断補強筋の負担分も考慮した PC 規準(71.2a)式はせん断斜張力破壊(DT)した試験体のせん断破壊耐力を精度良く評価している。これは,本研究でせん断斜張力破壊(DT)した試験体の場合,斜張力ひび割れが発生するまで,せん断ひび割れによる損傷が大きくなかったためと推察される。PC 規準(71.2a)式はせん断引張破壊のように、せん断ひび割れが多数発生し、コンクリートストラットの圧縮強度が低下する場



合を想定しているため、現行 PC 規準(71.2a)式のコンク リート有効係数 v は、せん断斜張力破壊(DT)のように損 傷が少ない場合は、実際のコンクリートストラットの圧 縮強度を過少評価する恐れがある。

図-6 は、PC 部材のせん断破壊耐力に関する既往の実験結果 $^{1)-3)$, $^{5)-11}$ から、せん断破壊した 54 体を対象として、最大せん断力 Q_{exp} の曲げ耐力時せん断力計算値 Q_{f} に対する比(Q_{exp}/Q_{f})とせん断破壊耐力計算値 Q_{sul} の Q_{f} に対する比(Q_{sul}/Q_{f})の関係を示す。ここで、 Q_{f} は、ACI コンクリート応力ブロックと平面保持仮定を用いて算定した。図-6 に示すようにせん断破壊耐力計算値 Q_{sul} はせん断破壊した試験体のせん断破壊耐力を精度よく評価するが、せん断破壊形式別に比較してみると、せん断圧縮破壊(SC, \triangle)した試験体は、平均が 1.021、変動係数が 0.080 と、最も精度が良い評価となっているのに対して、せん断斜張力破壊(DT, \bigcirc)及びせん断引張破壊(ST, \square)した試験体は、平均及び変動係数がそれぞれ 1.064 と

0.124 及び 1.054 と 0.162 など、破壊形式別に計算精度の 差が存在することが分かる。

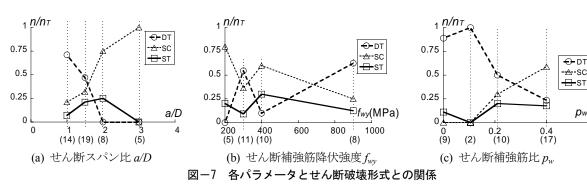
(2) 実験変数が破壊形式に及ぼす影響

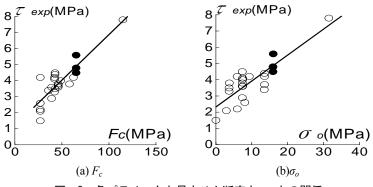
図-7 は、実験変数(せん断スパン比 a/D、せん断補強筋降伏強度 f_{ny} 、せん断補強筋比 p_{w})とせん断破壊形式との関係をプロットしたものである。同様な実験変数を有する全試験体数 n_{T} に対する各せん断破壊形式(DT、SC、及び ST)別にせん断破壊した試験体数 n の比 n/n_{T} を縦軸に、各実験変数を横軸に取った。図中の括弧内の数値は n_{T} を示す。図-7(a)から分かるように、a/D の増加に伴い、せん断圧縮破壊(SC、 \triangle)した試験体数が増加する傾向が見られる。また、図-7(b)及び(c)から分かるように、 f_{wy} が増加するほど、 p_{w} が減少するほど、せん断斜張力破壊(DT、 \bigcirc)した試験体数が増加する。これは、同様な p_{w} が減少し、されば、同様な p_{w} が減少し、せん断斜張力破壊(DT、 \bigcirc)する可能性が高いことを意味する。

(3) せん断斜張力破壊する PC 梁のせん断耐力評価

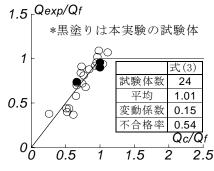
せん断斜張力破壊した PC 部材のせん断破壊耐力評価 法を提案し、計算精度を検証する。

図-8 は、せん断斜張力破壊耐力に影響すると考えられるパラメータ(コンクリート圧縮強度 F_c 及び有効プレストレス $\sigma_o(=P_c/bD)$)とせん断斜張力破壊した試験体の最大せん断応力 $\tau_{exp}(=Q_{exp}/bD)$ との関係を示す。図-8 中には、プロットした結果に対して、最小二乗法によって近似した式も併せて示す。図中の黒塗りは本実験の試験体を表す。図-8 から分かるように、 τ_{exp} と F_c 及び σ_o との









pw(%)

図-9 Q_{exp}/Q_f と Q_c/Q_f との関係

間には、正の相関が見られる。 F_c 及び σ_o を独立変数とし、 τ_{exp} を従属変数として重回帰分析を行うと、次のような近似式が得られる。

$$\tau_{\rm exp} = 0.037F_c + 0.07\sigma_o - 1.45 \tag{3}$$

図-9 は、本研究及び既往の実験結果から、せん断斜張力破壊した試験体 24 体を対象として、最大せん断力 Q_{exp} の曲げ耐力時せん断力計算値 Q_f に対する比(Q_{exp}/Q_f) と、式(3)によるせん断破壊耐力計算値 Q_c ($=\tau_c bD$)の Q_f に対する比(Q_c/Q_f)の関係を示す。図-9 に示すように、式(3) はせん断斜張力破壊する試験体の実験値を精度良く評価している。しかし、不合格率が 0.54 であり、設計式とするためには下限値に対して式を誘導する必要がある。

4. まとめ

高強度せん断補強筋を用いた PCaPC 梁に対する逆対 称曲げ載荷実験を行い, 既往の実験結果との比較及び検 討を通じて以下の結論を得た。

- ・本実験で、S-10-L10、S-15-L00、及びS-15-L10がせん 断斜張力破壊、S-10-L21がせん断引張破壊した。
- ・実験変数とせん断破壊形式との関係を検討した結果、 せん断スパン比a/Dが小さいほど、せん断補強筋降伏強 度 f_{wy} が高いほど(もしくは、せん断補強筋比 p_{w} が小さい ほど)、せん断斜張力破壊が増加する傾向が見られた。
- ・せん断斜張力破壊する PC 部材のせん断破壊耐力を評価するため、コンクリート圧縮強度 F_c 及び有効プレストレス σ_c を変数とする近似式を得た。

謝辞

本研究の一部は文部科学省 科学研究費(研究代表者京都大学 河野進 准教授),国土交通省 住宅・建築関連先導技術開発助成事業(研究代表者 京都大学 西山峰広 教授)によるものである。また、株式会社ピーエス三菱,高周波熱錬株式会社、住友電エスチールワイヤー株式会社、共英製綱株式会社、住倉鋼材株式会社から多大な協力を頂きました。また、研究全般を通して、京都大学・西山峰広教授の多大な尽力がありました。ここに謝意を表します。

参考文献

1) 湯浅哲廣, 大多賀健一, 浜原正行: プレキャストプレストロンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集(北

- 陸), C-2, pp.993~994, 2002
- 2) 湯浅哲廣,小川哲郎,鎌倉正史,福井剛,内田龍一郎,浜原正行:プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), C-2, pp.965~966,2000
- 3) 湯浅哲廣, 大多賀健一, 福井剛, 浜原正行: プレキャストプレストレストコンクリート部材のせん断性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演 梗概集(関東), C-2, pp.955~956, 2001
- 4) 尹元奎, 浜原正行, 本岡順二朗: プレキャスト・プレストレストコンクリート柱の復元力特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 480号, pp.151~160, 1996
- 5) 斉藤篤,小川哲郎,飯田誠次郎,福井剛,末次宏光, 崎山和孝,浜原正行:プレキャスト・プレストレス トコンクリート部材のせん断性状に関する実験的 研究,日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-2, pp.1077~1082, 1999
- 6) 浜原正行,永澤敏弥,福井剛,末次宏光:プレストレストコンクリート梁のせん断性状に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), C,pp.1023~1028, 1994
- 7) 福井剛, 大熊晃, 浜原正行, 末次宏光: プレストレストコンクリート梁のせん断耐力と靭性に関する 実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近 畿), C-2, pp.877~880, 1996
- 8) 福井剛,浜原正行,大熊晃,末次宏光:プレストレストコンクリート梁のせん断性状に及ぼすプレストレスの影響,日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2, pp.847~852, 1997
- 9) 若松慎哉,滝澤一孝,高木仁之,白石一郎:プレストレストコンクリート梁のせん断特性に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), C-2,pp.1039~1044,1998
- 10) 松崎育弘,平山明,小林淳彦,坂井正美:アンボンド工法を用いたプレストレスト鉄筋コンクリート部材のせん断耐力及び変形性能に関する実験研究,日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C,pp.1683~1684,1984
- 11) 李在満, 谷昌典, 山本惇也, 仲輝, 坂下雅信, 河野進, 西山峰広: 高強度あばら筋を用いた PCaPC 梁のせん断耐力評価に関する研究, C-2, pp.837~842, 2009