

論文 プレキャスト・プレストレストコンクリート梁のせん断性状に関する実験的研究

斉藤 篤*1・福井 剛*2・浜原 正行*3

要旨: せん断補強筋比, 軸筋のスタブへのアンカーの有無を要因とした接合目地を有する PCa・PC 梁のせん断性状に関する実験を行い, 以下のことを明らかにした。

通常の PCa・PC 梁を想定した軸筋が目地部で切れており, スタブにアンカーされていない試験体は, せん断力の殆どをアーチ作用で負担した。しかし, このような試験体においても, コンクリートには, 平面保持がほぼ成立し, そのひずみは曲げモーメント分布に対応していた。したがって, アーチ機構は, 必ずしも部材の対角線方向を結ぶ圧縮束によって構成されるものではない場合がある。

キーワード: 軸筋のスタブへのアンカー, せん断補強筋比, トラス機構, アーチ機構

1. はじめに

近年, プレキャスト・プレストレストコンクリート (以後, PCa・PC と略称) 部材の力学的挙動に関する実験がかなり精力的に行われている。しかし, これらの研究は, 曲げ部材^{1),2)}, 柱-梁の接合部のせん断挙動³⁾⁻⁵⁾, または接合目地の直接せん断性状⁶⁾⁻⁹⁾に限定されており, 部材のせん断性状に関する実験例は皆無である。

現行のプレストレスト・コンクリート (以後, PC と略称) 規準では, せん断終局強度をトラス, アーチ両機構の和として表現した塑性理論式によって評価している¹⁰⁾。しかし, このせん断設計式を無修正で PCa・PC 梁に適用しようとする場合, 以下に示すような問題点が生じる。

通常の PCa・PC 梁は, 付着抵抗が大きい軸筋が接合目地部分で切れているため, 外力に対しては, 付着に乏しい スtrand や丸鋼等の PC 鋼材で抵抗することになる。このような部材において, せん断補強筋が強度, 靱性に及ぼす影響については, 実験例が皆無であり, 不明な点も多く残されている。

一方, 文献 11) では, アーチ作用が卓越する PCa・PC 有孔梁においても, 母材のせん断終局強度をアーチ作用によって評価できることを示している。これは, アーチ機構が必ずしも従来から指摘されているような一軸圧縮束で構成されるものではないことを示唆していると思われる。

本論文は, せん断補強筋比, 軸筋のスタブへのアンカーの有無が PCa・PC 梁に及ぼす影響を実験的に明らかにし, さらにアーチ作用によるせん断伝達機構に対して考察を加えようとするものである。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元と材料試験結果

試験体は, せん断補強筋比, 軸筋のスタブへのアンカーの有無を要因とした総計6体である。

試験体諸元を表-1 に, 配筋詳細を図-1 に示す。なお, PC 鋼棒径は, 普通鉄筋がアンカーされている A シリーズでは $\phi 17$ を, アンカーされていない NA シリーズでは $\phi 23$ とし, 両シリーズの曲げ耐力を等しくした。また, プレスト

*1 日本大学大学院 理工学研究科博士前期課程 海洋建築工学専攻 (正会員)

*2 (株)ピー・エス東京支店建築部設計課 工博 (正会員)

*3 日本大学助教授 理工学部海洋建築工学科 工博 (正会員)

レスレベルについては、実験要因以外のせん断条件を等しくするため0.15に統一した。

コンクリート調査表を表-2に、材料試験結果を表-3、表-4に示す。

2.2 測定、荷重方法

図-2に水平変位、曲率変位の測定装置を示す。図-3に、ひずみゲージ貼付位置を示す。

加力は、図-4に示す逆対称荷重装置を用いた。加力ルールは、初期ひび割れ発生荷重で正負1回繰り返した後、部材角R=1/300, 1/150, 2/150, 3/150, 4/150, 6/150, 8/150の各変形レベルで正負3回繰り返した。

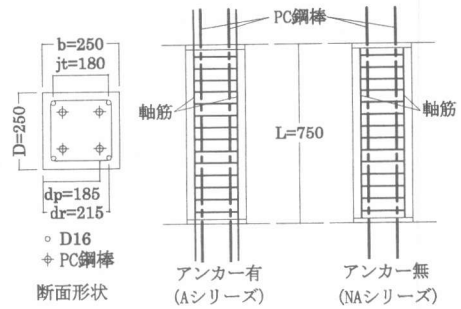


図-1 試験体概要(単位:mm)

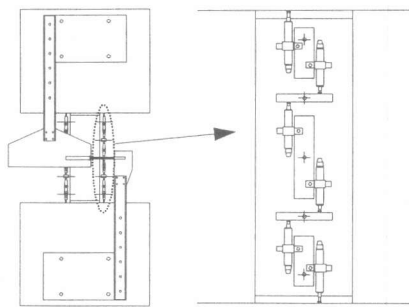


図-2 水平変位、曲率変位測定装置

表-1 試験体諸元

試験体名	軸筋アンカー	PC鋼棒 (総本数: 4)		せん断補強筋 配筋間隔: 50mm	
		形状径	a_p ($\text{cm}^2/\text{本}$)	形状径	P_w (%)
NA-Pw0	無	$\phi 23$	4.155	—	0
NA-Pw04	無	$\phi 23$	4.155	□ D6	0.448
NA-Pw12	無	$\phi 23$	4.155	□ D10	1.144
A-Pw0	有	$\phi 17$	2.270	—	0
A-Pw04	有	$\phi 17$	2.270	□ D6	0.448
A-Pw12	有	$\phi 17$	2.270	□ D10	1.144

[共通因子] $L/D=3$, $b=D=250\text{mm}$, $dr=215\text{mm}$, $dp=185\text{mm}$
 $\sigma_B=50.0\text{N/mm}^2$ 軸筋: 2-D16 ($at=398\text{mm}^2$)
 プレストレスレベル: $\Sigma P_p/(b \cdot D \cdot \sigma_B)=0.15$
 試験体名の定義: NA-Pw04

せん断補強筋比=0.4%
 軸筋のアンカー無 A: アンカー有

表-2 コンクリート調査表

設計規準強度 (N/mm^2)	スランプ (mm)	空気量 (%)	W/C (%)	粗骨材の最大寸法 (mm)	細骨材率 (%)
50.0	100	3.0	41.0	25	43.0
単位量 (kg/m^3)					
水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材 SP-8N	
155	378	771	1161	3.402	

表-3 コンクリートの材料試験結果

	コンクリート	目地モルタル	グラウト
圧縮強度 (N/mm^2)	39.1	49.8	57.5
$E (\times 10^4 \text{N/mm}^2)$	3.33	2.26	1.43
引張強度 (N/mm^2)	2.9	2.3	2.3

表-4 PC鋼棒・鉄筋の材料試験結果

	鉄筋 (SD295)			PC鋼棒 (C種1号)	
直径 (mm)	D6	D10	D16	$\phi 17$	$\phi 23$
降伏強度 (N/mm^2)	421	355	360	1169	1115
最大強度 (N/mm^2)	523	509	527	1271	1242
$E (\times 10^5 \text{N/mm}^2)$	1.97	1.95	1.84	2.01	2.02
伸び率 (%)	22	19	18	13	10

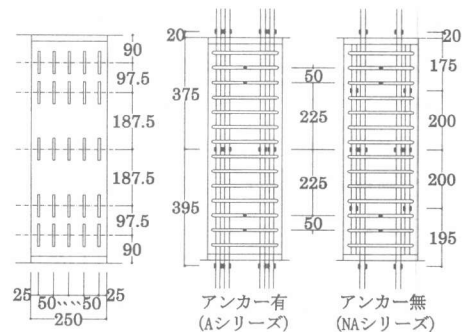


図-3 ひずみゲージ貼付詳細(単位:mm)

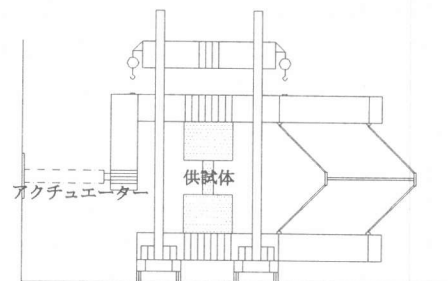


図-4 荷重装置

3. 実験結果と考察

3.1 最大荷重と限界部材角

表-5 に最大荷重と限界部材角の一覧を示す。限界部材角は上位包絡線で荷重が最大耐力の 9 割に低下したときの正負平均部材角とした。

図-5, 6 は軸筋がスタブにアンカーされている A シリーズ試験体とアンカーされていない NA シリーズ試験体について、それぞれの最大荷重および限界部材角とせん断補強筋比の相関を示したものである。これらの図より、せん断補強筋比の上昇に伴って、A シリーズ試験体は耐力が増加しているが、NA シリーズ試験体は、ほぼ一定値となっていることが分かる。なお、 $P_w=0\%$ では、A シリーズ試験体の方が低い耐力を示している。これは、付着が良好な部材ほどせん断破壊が早期に起こるとした文献 (12) の指摘によく対応しているといえる。また、A シリーズ試験体はせん断補強筋比の上昇に伴う限界部材角の増加傾向が、NA シリーズより顕著である。

3.2 最終破壊状況と荷重-部材角関係

図-7 に荷重-部材角関係と破壊状況を示す。

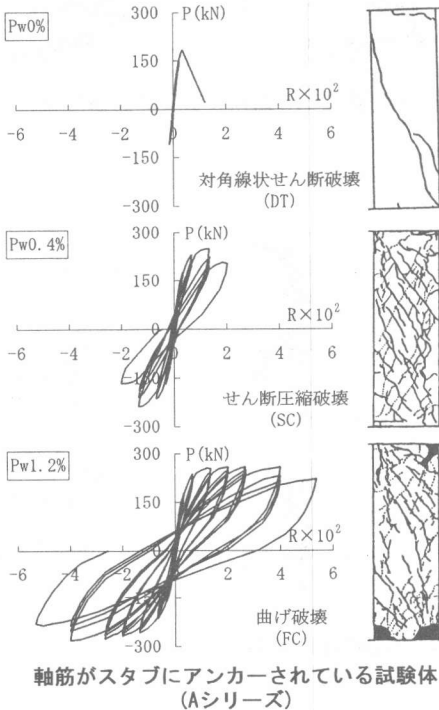


表-5 最大荷重と限界部材角一覧

試験体名	最大荷重 Q_{max} (kN)			限界部材角 $R_{90} \times 10^2$		
	正	負	平均	正	負	平均
A-Pw0	184	—	184	0.34	—	0.34
A-Pw04	250	238	244	1.69	1.57	1.63
A-Pw12	260	279	270	4.93	4.73	4.83
NA-Pw0	227	—	227	1.88	—	1.88
NA-Pw04	224	229	227	3.06	3.72	3.39
NA-Pw12	237	236	237	4.13	4.53	4.33

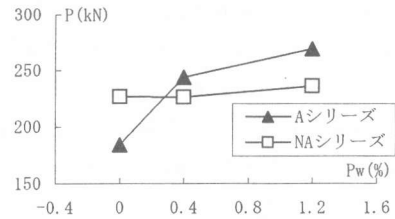


図-5 最大荷重-せん断補強筋比関係

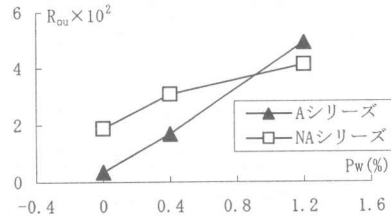


図-6 限界部材角-せん断補強筋比関係

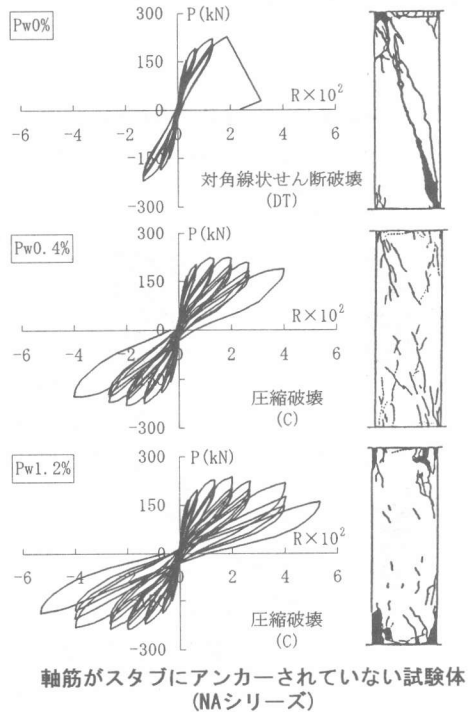


図-7 破壊モードと荷重-部材角関係

3.3 鋼材のひずみ性状

図-8は、PC鋼棒の荷重-ひずみ関係を示したものである。この図より、部材端部の圧縮側PC鋼棒のひずみは、部材角が1/300のサイクルまでは圧縮ひずみが生じているが、その後、引張へと移行しており、PC鋼棒はかなり初期の段階から付着の喪失が始まっていることが分かる。

図-9は、せん断補強筋の荷重-ひずみ関係を示したものである。この図より、軸筋がスタブにアンカーされていない試験体(NA-Pw12)におけるせん断補強筋のひずみは、最大でも800 μ であり、その値は降伏強度の約1/2となった。これに対し、軸筋がスタブにアンカーされている試験体(A-Pw12)におけるせん断補強筋のひずみは最大で2600 μ となり、降伏値に達している。このことから、同試験体は、十分なトラス機構が構成されているといえる。

以上より、軸筋が目地部で切れており、スタブにアンカーされていない試験体は、PC鋼材の付着喪失が顕著であること、せん断補強筋のひずみが小さいことから、十分なトラス機構が発揮されておらず、せん断力の殆どがアーチ機構によって負担されていると考えられる。

3.4 コンクリートのひずみ性状

図-10は、軸筋が目地部で切れており、スタ

ブにアンカーされていない試験体(NA-Pw12)の部材頭部、脚部、反曲点ならびに、その中間位置の各断面でのひずみ分布を示したものである。この図より、各断面でのひずみは、圧縮縁で最大値をとり、断面の内側に入るにしたがって減少していることが分かる。すなわち、コンクリート自体には、ほぼ平面保持が成立しているといえる。また、コンクリートのひずみ勾配は、反曲点位置では殆どゼロであり、端部に近い断面ほど大きくなっており、曲げモーメント分布にほぼ対応しているといえる。

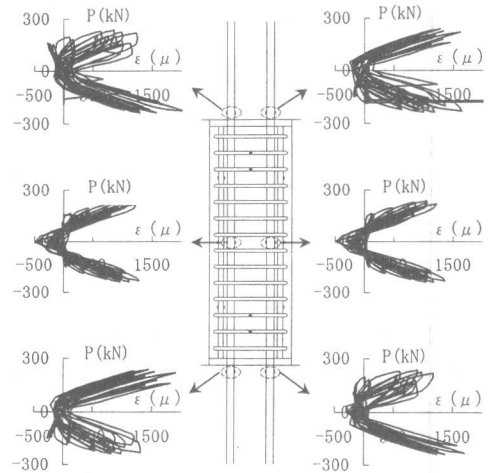


図-8 荷重-PC鋼棒ひずみ関係(NA-Pw12)

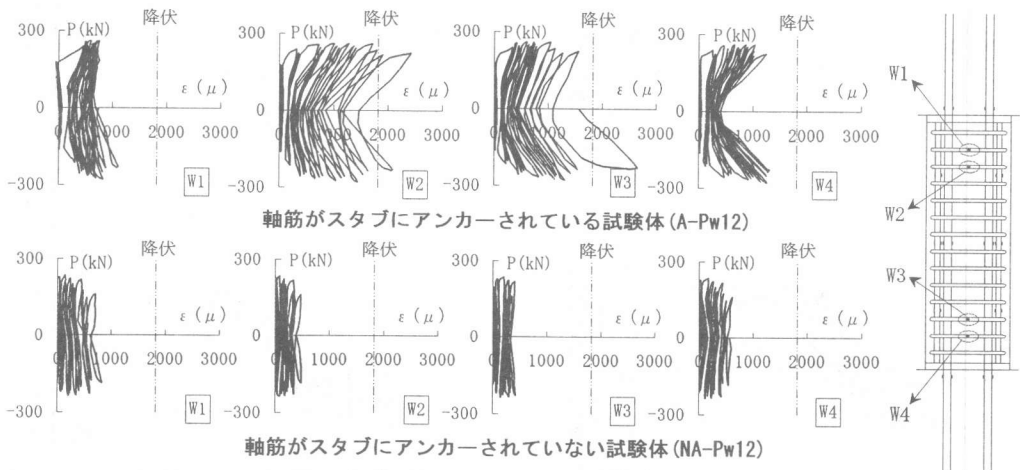


図-9 荷重-せん断補強筋のひずみ関係

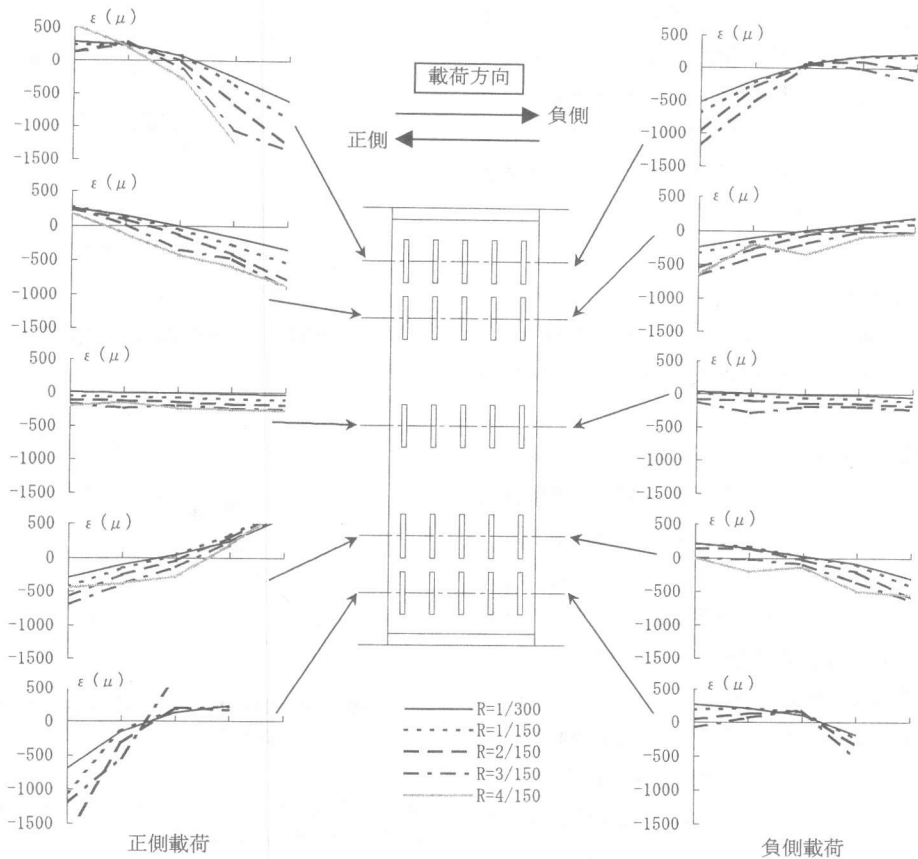


図-10 コンクリートのひずみ分布 (NA-Pw12)

以上より、アーチ機構は部材の対角線方向を結ぶ圧縮束によって構成されるものではない場合があることがわかる。

4. PC 規準式の実験結果に対する適合性

PC 規準のせん断終局強度式は、トラス・アーチ両機構の和とした式(1)で与えられる。

$$Q_u = b \cdot j \cdot p_w \cdot w \cdot f_y + (v \cdot \sigma_B - 2 \cdot p_w \cdot w \cdot f_y) \cdot \tan \theta \cdot b \cdot D / 2 \quad (1)$$

ここに、 $\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$

$p_w \cdot w \cdot f_y$: せん断補強筋比、同降伏強度

v : コンクリート有効係数

$$= (1 + \sigma_B / \sigma_B) \cdot L \cdot D / 4 \quad (2)$$

ただし、 $0.65 \leq v \leq 1$

(2)式中、 σ_B, σ_B は、それぞれ平均プレストレスとコンクリート圧縮強度である。

なお、曲げ終局強度(Q_{mu})の算定は、e 関数法を用いて行った。

図-11 は、縦軸に Q_{max}/Q_{mu} を、横軸に Q_u/Q_{mu} を取り、両者の相関について検討を行った。この図より、軸筋がスタブにアンカーされている A シリーズ試験体は設計式との適合性がかなり高いとことが分かる。しかしながら、軸筋がスタブにアンカーされていない NA シリーズ試験体は、せん断補強筋比の増加に伴う耐力の上昇がないため、せん断補強筋比が 0%以外の試験体では、危険側の評価となっている。

図-12 は A シリーズ試験体のせん断終局強度を(1)式で、軸筋がスタブにアンカーされていない NA シリーズ試験体では、式(1)からトラス機構の負担せん断力を除いた式(3)で評価し、図-11 と同様な検討を行ったものである。

$$Q_{su} = \tan \theta \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (3)$$

この図より、NA シリーズ試験体については、図-11 にみられたせん断補強筋比に依存する系統的な誤差が解消されていることが分かる。したがって、軸筋が目地部で切れている PCa・PC 梁のせん断終局強度の算定に際してはトラス作用を無視する必要がある。

5. まとめ

1) 軸筋が目地部で切れている通常の PCa・PC 梁を想定した試験体は十分なトラス機構が発揮されておらず、せん断力はアーチ作用によって負担された。

2) このようなアーチ作用が卓越する試験体でも、コンクリートには平面保持がほぼ成立し、そのひずみも曲げモーメント分布に対応していた。したがって、アーチ機構は、必ずしも部材の対角線方向を結ぶ圧縮束によって構成されるものではない場合がある。

3) PC 規準のせん断終局強度式を軸筋が目地部で切れている PCa・PC 梁に適用した場合、トラス作用による負担せん断力を無視する必要がある。

[謝辞] 本研究は、日本大学理工学部研究研究費によった。また、試験体の製作に当っては(株)浅沼組の協力を得た。関係各位に深い感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 尹元奎ほか：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. 2
- 2) 加藤博人ほか：プレキャスト・プレストレストコンクリート梁・柱接合部の挙動，プレストレストコンクリート，第 30 巻 第 3 号，pp.14-22，1988. 3
- 3) Blakeley, R. W. G. et al. : Seismic of Prestressed Concrete Beam-Column Assemblies, ACI J. Title No. 68-57, pp.677-692, Sept. 1971
- 4) Nishiyama, M. : Seismic Response and Seismic Design of Prestressed Concrete Building Structures, Ph.D Thesis, Kyoto University, pp. 319-343, 1993
- 5) 後藤寿之ほか：プレキャスト圧着工法を用いた

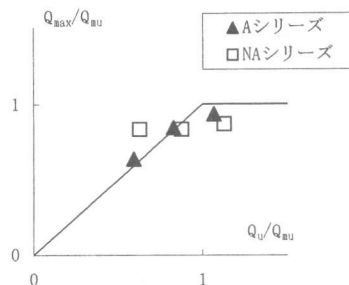


図-11 (1)式による計算精度

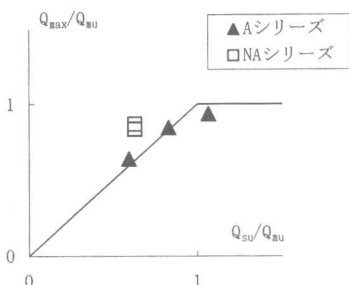


図-12 NAシリーズに(3)式を用いた計算精度

建物の構造性能 (その1-5), 建築学会大会梗概集, pp.1085-1094, 1992. 8

6) 岡本晴彦ほか：プレキャストコンクリート柱・梁接合部の圧着接合に関する研究—接合面のせん断伝達に関する実験結果—, 日本建築学会大会学術梗概集, 構造II, pp.1063-1064, 1993. 9

7) Mattock, A. H. : Cyclic Shear Transfer and Type of Interface, ASCE, Vol.107, No. ST10, pp.1945-1964, Oct. 1981

8) Nigel Priestly, M. J. et al. : Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames with Partially Debonded Tendons, PCI Journal, pp.58-69, Jan.-Feb. 1993

9) 岡本晴彦ほか：プレキャストコンクリート柱・梁圧着接合面のせん断伝達 (その1, 地震荷重下での経験変形と圧着力減衰並びにせん断耐力低下の関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.901-902, 1997. 9

10) 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, pp.233-234, 1998

11) 齊藤こずえほか：プレキャスト・プレストレストコンクリート有孔梁の力学的挙動に関する実験的研究, 日本大学理工学部学術講演会論文集, 構造・強度部会, pp.66-71, 1998

12) G. N. J Kani: The Riddle of the Shear Failure and it's Solution, Journal of ACI, pp.441-467, Apr. 1964