

論文 鋼繊維混入プレキャスト型枠を適用した柱部材の変形性能

鈴木顕彰*¹・原 夏生*¹・谷村幸裕*²・佐藤 勉*²

要旨：鋼繊維混入プレキャスト型枠を適用した柱部材の変形性能評価法を正負交番載荷試験結果に基づき検討した。鋼繊維によるせん断補強効果を等価なせん断補強鉄筋に換算し考慮することで、せん断余裕度の関数とした靱性率による方法によっても、塑性ヒンジの回転を考慮した変形角による方法でも適切に当該柱部材の変形性能を評価できることがわかった。

キーワード：鉄道高架橋，プレキャスト型枠，鋼繊維，靱性，終局部材回転角

1. はじめに

コンクリート構造物の施工を合理化するための効果的な方策のひとつにプレキャスト埋設型枠（以下 PCa 型枠）工法がある。特に鉄道ラーメン橋脚のような比較的断面の小さな橋脚に筒状一体型に整形した PCa 型枠を適用すると、コンクリート打込み時の型枠支保工を大幅に簡略化することが可能となる。また、PCa 型枠に混入した鋼繊維は部材のせん断耐力の向上に寄与し、柱部材の変形性能を向上させる効果を有することがわかっている^{1)・2)}。

柱部材の変形性能の評価には、従来「靱性率」という指標が用いられてきた³⁾。しかし、近年 RC 部材の耐震性能評価に関する研究が進み、各種指針等においても「部材の曲げモーメント-曲率関係」に基づく、変形量の絶対値による評価へと更新されつつある^{4)・5)}。

本文では、定量的な変形性能評価法を確立するには至っていない鋼繊維混入 PCa 型枠を適用した柱部材の変形性能を靱性率による評価法と部材回転角による評価法の 2 法によって検討する。

2. 試験概要および試験結果

試験体および試験結果を表-1 に示す。表中の各荷重および変位量は、すべて正負各載荷時の絶対値の平均である。

2.1 試験体

(1) 形状寸法

試験体の概要を図-1 に示す。試験体はラーメン高架橋の標準断面を模擬した 1/2 スケールモデル (C-1~5, C-7h) と実規模大のモデル (C-6) の計 7 体である。C-1, C-3 は比較用の基準試験体であり、その他の試験体には筒型の PCa 型枠を適用した。PCa 型枠の鋼繊維混入比 (PCa 型枠の基材であるモルタルに対する鋼繊維の体積比) は 2.4% を基準とした。

(2) PCa 型枠

試験体に適用した PCa 型枠の概念を図-2 に示す。1 ピースの PCa 型枠の高さは、試験体柱部の全高の 1/2 または 1/3 とし、試験体のせん断スパン内に目地を有するようにした。なお、PCa 型枠とフーチング、および上下の PCa 型枠は単に積み重ねただけで、構造的な接合はしていない。また、PCa 型枠に混入した鋼繊維はドッグボーン型⁶⁾のものであり、規格降伏強度は 600N/mm² である。

* 1 前田建設工業 (株) 技術本部技術研究所 研究第 1 グループ 正会員

* 2 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (橋梁担当) 正会員

表-1 試験体一覧

試験体名	コンクリート	フレイキャスト		l_p/d	主筋		せん断補強筋		σ_n	実験値(計算値)						
		fc' (MPa)	fc' (MPa)		p_f	仕様	f_y (MPa)	仕様		f_y (MPa)	P_y (kN)	P_{max} (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	μ	μ_{exp} μ_{calc}
C-1	1/2スケール 基準RC	28.6	—	—	D22×5	421	D10@150mm	385	0	245 (246)	283 (252)	7.9 (6.6)	35.5 (29.4)	4.5 (4.4)	1.0	
C-2	1/2スケール PCa配置	27.9	45.4	2.4%	D22×5	442	D10@150mm	385	0	213 (255)	311 (267)	5.9 (7.0)	56.5 (30.3)	9.5 (4.4)	2.2	
C-3	1/2スケール 基準RC	28.5	—	—	D22×5	421	D10@75mm	385	0	253 (246)	321 (252)	7.4 (6.2)	45.8 (43.8)	6.2 (7.1)	0.9	
C-4	1/2スケール PCa配置	37.2	57.3	1.5%	D22×5	442	D10@75mm	385	0	230 (257)	290 (279)	7.0 (6.5)	62.2 (43.8)	8.9 (6.8)	1.3	
C-5	1/2スケール PCa配置	39.0	53.4	2.4%	D22×5	442	D10@75mm	385	0	226 (257)	298 (281)	6.4 (6.4)	70.2 (43.7)	11.0 (6.8)	1.6	
C-6	実規模大 PCa配置	28.6	83.4	2.4%	D25×7	377	D13@75mm	365	3	783 (768)	994 (796)	8.5 (9.4)	76.2 (68.8)	9.0 (7.3)	1.2	
C-7h	1/2スケール 高強度材料	68.7	97.5	2.4%	D38×2.3	425	D10@70mm	897	6	773 (729)	1005 (854)	10.5 (8.9)	64.9 (45.7)	6.2 (5.1)	1.2	

f_c' : 圧縮強度, f_y : 降伏強度, l_p/d : せん断スパン比, p_f : 鋼繊維の混入比, p_s : 主鉄筋比, p_t : せん断補強筋比, σ_n : 作用軸応力, P_y : 主筋降伏時水平力, P_{max} : 最大荷重, δ_y : 主筋降伏時変位, δ_u : 終局変位, μ : 靱性率

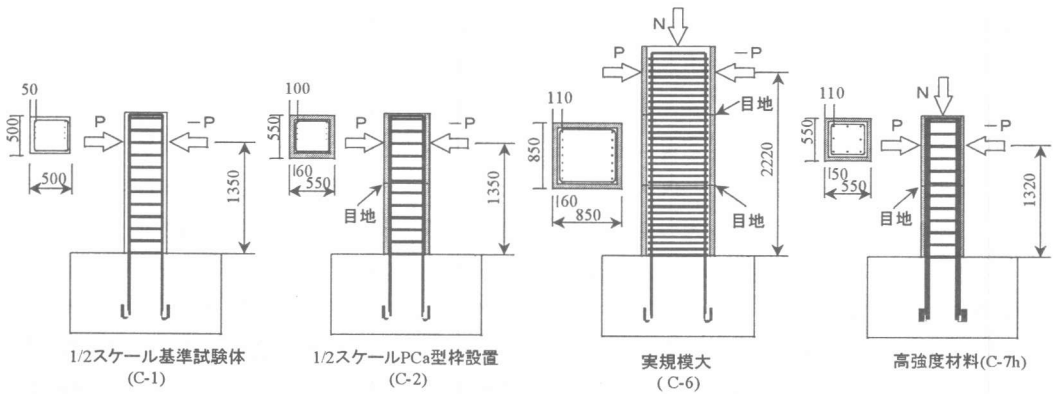


図-1 試験体の形状寸法

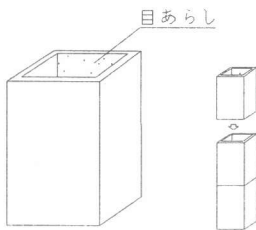


図-2 柱部材に適用するPCa型枠の概念

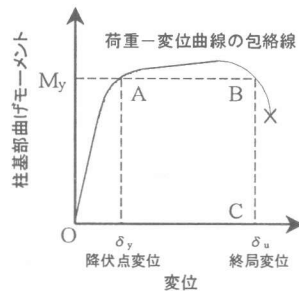


図-3 試験体の終局の定義

2.2 載荷方法

載荷は油圧ジャッキにより水平正負交番で行った。最引張側の軸方向鉄筋が降伏したときの載荷点での水平変位を降伏変位 δ_y として降伏変位の2, 3, 4, 5, 6...倍で漸増載荷させた。同一変

位での繰り返しは、C-7hは1回、その他の試験体は3回とした。なお、図-3に示すように柱基部での曲げモーメントMと載荷点変位 δ の包絡線においてMが主筋降伏時のモーメント M_y を下

回ったときを試験体の終局とし、その変位を終局変位 δ_u とした。なお、C-6、C-7h には、コンクリート強度の約10%の軸力を作用させ、これを保持しながら水平加力を行った。

2.3 試験結果

(1) ひび割れ性状、破壊性状

PCa 試験体のひび割れは、最大荷重前後までは基準試験体と大きな違いは認められなかった。しかし、PCa 型枠下端部において PCa 型枠の一部が崩落すると圧縮力に対する抵抗力を失い、急激に耐荷力が減少する傾向が見られた。

(2) 耐力

実験値は表-1に示すように柱の有効高さを PCa 型枠の圧縮縁から算定して、通常の RC 部材と同様に平面保持を仮定して求めた最大耐力を上回っており、PCa 型枠はかぶりコンクリートの一部とみなせること、型枠内のコンクリートと一体構造として評価できることがわかる。なお、耐力算定に際しては、PCa 型枠も柱く体のコンクリート強度を適用し、型枠に混練された鋼繊維の引張鋼材としての影響はないものとした。

(3) 変形性能

試験体の荷重と載荷点変位の関係の包絡線の一例を図-4に示す。荷重は各試験体の降伏荷重で無次元化し、変位は各試験体の降伏変位の実験値で無次元化した。C-1とC-2、およびC-3と

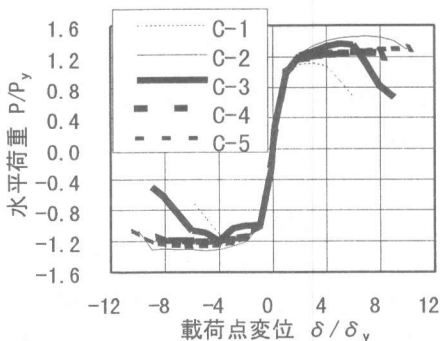


図-4 荷重—載荷点変位関係の包絡線

C-4 または C-5 の各試験体の終局変位、靱性率を比較すると PCa 型枠が変形性能の向上に寄与していることがわかる。すべての PCa 試験体において、終局直前までのひび割れ性状は PCa 型枠を配置していない基準試験体の性状に類似し、PCa 型枠と本体コンクリートとの一体性は塑性域をこえる繰り返し下でも十分であることがわかった。

3. 変形性能の評価

3.1 靱性率による評価

鉄道構造物等設計標準・同解説「コンクリート構造物」(以下、コンクリート標準)³⁾では部材靱性率は式(1)のように表し、せん断余裕度 ($V_y \cdot l_a/M_u$) とせん断補強筋比 (p_s (%)) を変数としてく体の靱性率 μ_0 は式(2)のように表している。

$$\mu = \delta_u / \delta_y = (\mu_0 \cdot \delta_{y0} + \delta_{u1}) / (\delta_{y0} + \delta_{y1}) \quad (1)$$

$$\mu_0 = -1.6 + 5.6 V_y \cdot l_a / M_u + (11.4 p_s - 1.4) \cdot p_s \quad (2)$$

ここに、 δ_y : 降伏変位、 δ_u : 終局変位、 δ_{y0} : く体の降伏変位、 δ_{y1} : 降伏時の主筋の抜け出しによる回転変位、 δ_{u1} : 終局時の主筋の抜け出しによる回転変位、 μ : 靱性率、 μ_0 : く体の靱性率である。

一方、PCa 型枠を配置した部材のせん断耐力 V_y は PCa 型枠のせん断補強効果を考慮した式(3)により評価できることがわかっている。¹⁾

$$V_y = V_c + V_s + V_f \quad (3)$$

ここに、 V_c : せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力、 V_s : せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材のせん断耐力、 V_f : PCa 型枠内の鋼繊維により受け持たれる棒部材のせん断耐力である。

式(3)の V_y を式(2)のせん断余裕度 $V_y \cdot l_a/M_u$ の項に適用する。ここで、 V_f は式(4)による。

$$V_f = \{ A_p \cdot p_f \cdot f_{py} / S_s \} \cdot z \quad (4)$$

ここに、 A_p : 区間 S_s における PCa 型枠の単位幅当りの有効断面積 (cm²)、 $A_p = 2t \cdot S_s$ 、 t : PCa 型枠の厚さ (cm)、 S_s : PCa 型枠の単

位長さ(cm), p_f : PCa型枠内の鋼繊維の体積混入率, $f_{py} = \alpha \cdot f_{fy}$, f_{py} : PCa型枠内の斜めひび割れを貫通する鋼繊維のひび割れ直角方向の引張降伏強度(kgf/cm²), f_{fy} : PCa型枠内の鋼繊維の降伏強度(kgf/cm²), α : 鋼繊維の配向を考慮するための係数(鋼繊維がPCa型枠の中で3次的に任意の方向をとり得る場合, 1/5)¹⁾, $z = d/1.15$ である。

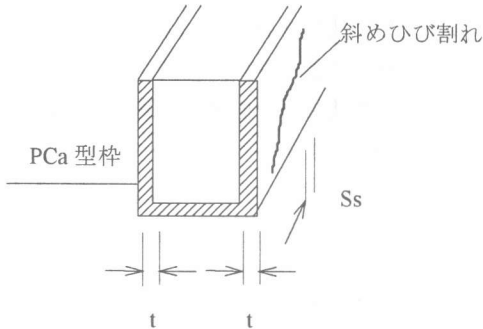


図-5 V_{fd} の算定の概念

表-2にく体の靱性率の計算結果を示す。実験値 $\mu_{0,exp}$ は式(5)により算出した。(3)による V_y を用いた計算値を②とし, V_f を無視した計算値を①とする。また, 式(3)でPCa型枠内の鋼繊維をせん断補強筋と等価な断面積に置き換えて p_s に考慮した計算値を③とする。

$$\mu_{0,exp} = (\delta_{u,exp} - \delta_{u1,cal}) / \delta_{y0,cal} \quad (5)$$

ここに, $\delta_{u,exp}$: 終局変位の実験値,
 $\delta_{y0,cal}$: く体の降伏変位の計算値, $\delta_{u1,cal}$: 終局時の主筋の抜け出しによる回転変位の計算値である。

計算値②は実験値 $\mu_{0,exp}$ をやや過小に評価する傾向があるが良く対応している。計算値③と実験値の間にもよい対応が見られるがC-6の実験結果を過大に評価していること, PCa型枠のコンクリートの拘束効果や主鉄筋の座屈防止の効果のメカニズムは明確ではないことを考慮し, PCa型枠を適用した柱部材の変形性能評価法の一つとして計算値②の方法が妥当であると思われる。

表-2 く体の靱性率の実験値と計算値の比較

試験体名	$V_y \cdot l_n / M_u$		p_s		$\mu_{0,exp}$	$\mu_{0,cal}$		
	①	②	①	②		①	②	③
C-1	1.34	-	0.19%	-	7.4	6.0 (1.23)	-	-
C-2	1.31	1.81	0.17%	0.34%	12.3	5.8 (2.11)	8.6 (1.42)	9.4 (1.31)
C-3	1.90	-	0.38%	-	10.7	10.2 (1.05)	-	-
C-4	1.84	2.13	0.35%	0.44%	14.7	9.6 (1.53)	11.2 (1.31)	12.0 (1.23)
C-5	1.84	2.32	0.35%	0.51%	16.7	9.6 (1.75)	12.2 (1.36)	13.6 (1.23)
C-6	1.75	2.03	0.40%	0.51%	11.1	9.4 (1.17)	11.0 (1.01)	12.0 (0.92)
C-7h	1.32	1.45	0.37%	0.43%	10.1	6.8 (1.48)	7.6 (1.34)	8.0 (1.26)

4.2 終局部材角による評価

(1) 評価方法

鉄道構造物等設計標準(案)耐震設計⁵⁾(以下, 耐震標準という)に準じて部材角による評価を行う。耐震標準では部材端部の曲げモーメントと部材角の関係を図-6のようにモデル化し, 以下の3点で部材角を算定する。

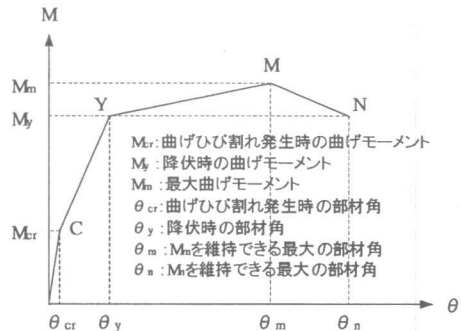


図-6 部材端部の曲げモーメントと部材角の関係

① Y点(引張鉄筋降伏時)

Y点における部材角 θ_y は, 式(6)により算定する。

$$\begin{aligned} \theta_y &= \theta_{y0} + \theta_{y1} \\ &= \delta_{y0}/la + \theta_{y1} \end{aligned} \quad (6)$$

ここに, θ_{y0} : Y点におけるく体変形による部材角, θ_{y1} : Y点における部材接合部からの軸方向鉄筋の抜け出しによる部材端部の回転角, δ_{y0} : Y点におけるく体変形による変位, la :

せん断スパン

②M点（コンクリートの圧縮ひずみが $\epsilon'c=0.0035$ に達する時）

M点における部材角 θ_m は、式(7)により算定する。

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} \quad (7)$$

ここに、 θ_{m0} ：M点におけるく体変形による部材角（塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による回転角と塑性ヒンジ部の回転角の和：図-7, 8参照）、 θ_{m1} ：M点における部材接合部からの軸方向鉄筋の抜出しによる部材端部の回転角

なお、塑性ヒンジ部の回転角 θ_{pm} は式(8)により算定する。

$$\theta_{pm} = (0.021 K_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79 p_t + 0.153) \quad (8)$$

$$\text{ただし、} 0.021 K_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04 \quad (9)$$

$$0.79 p_t + 0.153 \geq 0.78 \quad (10)$$

ここで、 p_w ：帯鉄筋比(%), p_t ：引張鉄筋比(%), K_{w0} ：帯鉄筋強度を考慮する係数(SD345の場合1.0), L_p ：等価塑性ヒンジ長

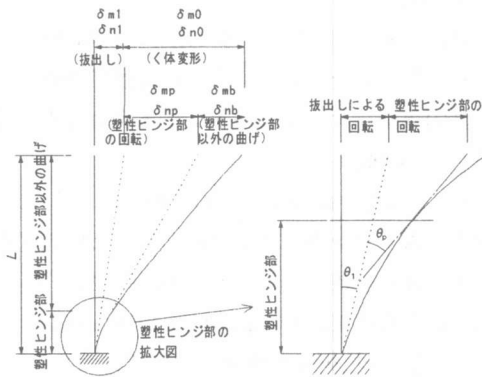


図-7 M点、N点における変位の算定

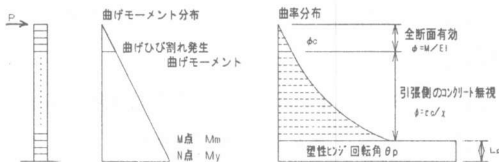


図-8 M点、N点におけるく体変形の算定

$$L_p = 1.0 D \quad (D: \text{断面の高さ}) \quad (11)$$

③N点（降伏曲げモーメント M_y 維持できる最大部材角）

N点における部材角 θ_n はM点における部材角の算定法と同様であるが、軸方向鉄筋の抜出しによる部材端部の回転角は、M点と同じ値とし($\theta_{n1} = \theta_{m1}$)、塑性ヒンジ部の回転角 θ_{pn} は、M点とN点の間の $M-\theta_p$ 関係の負勾配 K_p を用いて式(12)により算定する。 K_p は式(14)により算定する。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta \theta_p \quad (12)$$

$$\Delta \theta_p = K_p (M_y - M_m) \quad (13)$$

$$K_p = -0.1 / M_m \quad (14)$$

(2) 実験結果の検討

耐震標準では、部材角に対する帯鉄筋の影響は式(7)で評価される。そこで、PCa型枠内の鋼繊維は、式(8)に示す θ_{pm} を式(15)により求めることとした。

$$\theta_{pm} = \{0.021 (K_{w0} \cdot p_w + K_{w0}' \cdot p_w') + 0.013\} / (0.79 p_t + 0.153) \quad (15)$$

ここに、 p_w' ：PCa型枠内に配置された鋼繊維の換算帯鉄筋比、 $p_w' = A_p \cdot p_r \cdot \alpha / (b \cdot S_r)$ 、 b ：部材幅、 K_{w0}' ：鋼繊維強度を考慮する係数であり、これ以外の記号は式(4)に同じである。

上記により算定した部材角より載荷点変位を算出し、表-3に示す。ここで $K_{w0}' = 1.5$ とした。これよりM点、N点での変位の実験値と計算値の比を図-9、図-10に示す。

鋼繊維を考慮することによって、計算されるM点、N点の部材回転角は大きくなるのがわかる。また、M点、N点において鋼繊維の影響を考慮したPCa試験体の実験値/計算値の値はそれぞれ0.84~1.35, 1.05~1.40であるのに対し、比較試験体であるC-1, C-3試験体の値は0.82~0.97, 1.10~1.18となった。このことから、部材角による評価法によっても、鋼繊維の影響を適切に考慮することで、部材の変形性能を合理的に評価できると考えられる。

表-3 部材回転角による載荷点変位の検討結果

	Y点			M点					N点				
	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値		実/計		実験値	計算値		実/計	
鋼繊維					無視	考慮	無視	考慮		無視	考慮	無視	考慮
C-1	7.90	6.22	1.27	23.03	28.10	—	0.82	—	35.50	32.21	—	1.10	—
C-2	5.90	6.87	0.86	47.50	29.79	35.61	1.59	1.33	56.50	36.60	42.42	1.54	1.33
C-3	7.40	6.23	1.19	33.47	34.60	—	0.97	—	45.80	38.71	—	1.18	—
C-4	7.00	6.07	1.15	42.10	34.91	38.39	1.21	1.10	62.20	44.33	47.81	1.40	1.30
C-5	6.40	5.97	1.07	54.56	34.73	40.28	1.57	1.35	70.20	44.63	50.17	1.57	1.40
C-6	8.50	8.32	1.02	51.09	55.69	60.92	0.92	0.84	76.20	67.00	72.23	1.14	1.05
C-7	10.50	6.41	1.64	41.76	35.86	38.97	1.16	1.07	64.90	50.30	53.41	1.29	1.22

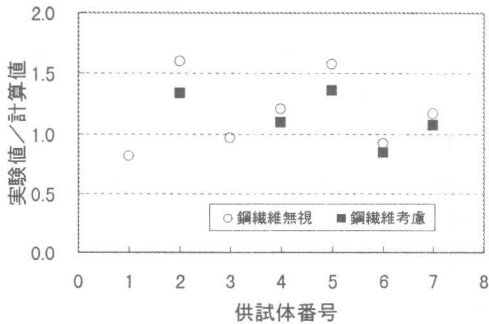


図-9 M点の変位の実験値と計算値の比

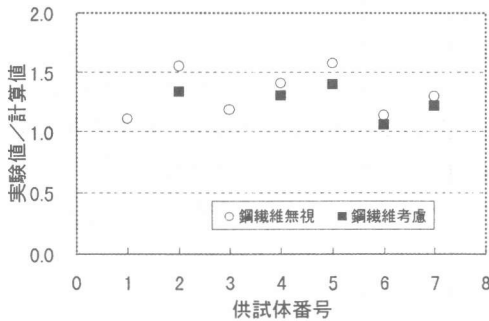


図-10 N点の変位の実験値と計算値の比

5. まとめ

鋼繊維混入PCa型枠を適用した柱部材の変形性能評価法について実験結果を検討した。本研究の範囲内で得られた結論を以下に示す。

1) PCa型枠を配置した柱部材のく体の靱性率は、コンクリート標準に示される評価式において、せん断余裕度にPCa型枠内の鋼繊維をせん断補強筋に換算して考慮することにより、概ね安

全側に評価できる。

2) 耐震標準式の塑性ヒンジの回転角にPCa型枠内の鋼繊維を帯鉄筋比に換算し、適切な強度係数を考慮することにより、M点、N点での載荷点変位を概ね安全側に評価できる。

3) 靱性率(表-2計算値②)と最大部材角(表-3 N点鋼繊維考慮)について、各試験体の実験値/計算値の値は良く対応している。

参考文献

- 1) 原夏生, 小原孝之, 鈴木顕彰, 篠田佳男: SF補強プレキャスト型枠のせん断補強効果の定量的評価, コンクリート工学年次論文報告集, 第20巻, 1998.7
- 2) 築島大輔, 渡辺忠朋, 鈴木顕彰, 中島良光 鋼繊維入りプレキャスト型枠を用いた柱部材の耐力・変形性能, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, V-pp1020~1021, 1997.10
- 3) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, pp425~428, 1992
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書「耐震設計編」, 1996
- 5) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(案)耐震設計, 1999
- 6) (社)鋼材倶楽部, SFR C構造設計施工研究会, 鋼繊維補強コンクリート 設計施工マニュアル(トンネル編), 技報堂出版, 995