

論文 プレキャスト型枠を用いた梁の構造性能

牧田敏郎*1・伊藤倫顕*1

要旨：U型断面の型枠兼用プレキャスト部材を用いた梁の構造性能を検討することを目的として実大規模の4体の試験体の曲げせん断加力実験を実施し、プレキャスト構造型枠を用いた場合でも十分な強度と変形性能を有し、一体打ちの場合と比較しても構造性能に差がないことを確認した。プレキャスト部材と後打ちコンクリートの接合面の作用せん断力を、切断法による計算結果などから求めた結果、曲げ降伏時の作用応力に対しては、既往の式で得られる数値に適当な余裕を見込んでせん断強度を評価し、終局時については、Mattockらの式でせん断強度を評価すれば、接合面の破壊は防げることがわかった。

キーワード：鉄筋コンクリート、プレキャスト、型枠、加力実験、接合面、実大

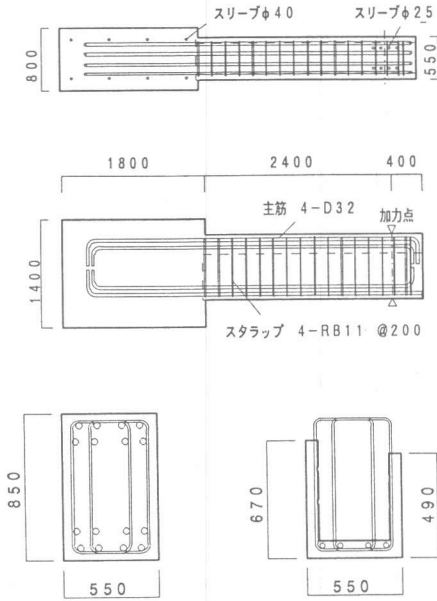
1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物の躯体工事の合理化を目的とし、型枠兼用のプレキャスト部材の開発が進められている。梁についてはせん断補強筋を内蔵したU型断面形状のプレキャスト部材を用いた工法が用いられているが、このプレキャスト部材は建物の対象が中低層であることや製作が困難であることから中子筋の無いものとなっている。ここでは、鉄筋コンクリート造の高層建物を対象とし、中子筋のあるU型断面のプレキャスト部材（プレキャスト構造型枠）を用いた梁の構造性能を検討することを目的として、片持ち梁形式で実大規模の曲げせん断加力実験を実施した。また、このプレキャスト構造型枠を用いた部材では、接合面における後打ちコンクリートとの一体性が構造性能を支配する重要な要因となるが、接合面の一体性確保のための設計方法に関する既往の研究例は少ない。そこで本研究では、実験結果と切断法による計算結果を用いて、プレキャスト部材と後打ちコンクリートの接合面の作用応力を評価し、既往の式による接合面の強度の計算値と比較することにより、接合面の一体性確保の方法に関する検討をおこなった。

2. 試験体

試験体はほぼ実大スケールで、応力レベルの高い低層部（No. 1）、応力レベルが低くせん断補強筋量の少ない高層部（No. 3）および中層部（No. 2）についてそれぞれ実験を実施したほか、低層部については比較のための一体打ちの試験体についても実験を行った。型枠兼用のプレキャスト部材は、U型の断面形状で下端の1段目主筋とせん断補強筋を打ち込んだプレキャスト構造型枠で、U型断面の内側底面の仕上げは刷毛引処理程度とし、側面は材軸方向に深さ6mmの台形コッターを設けた。柱相当部分となる加力スタブへのプレキャスト部材のかかりしろは30mmとした。試験部分はスパンの半分の長さで、片持ち梁形式で加力を行った。各試験体ともせん断破壊に対して曲げ降伏が先行するようにせん断補強筋量を定めた。主筋には、SD390のD35、D32、D29を用い、せん断補強筋は降伏強度13000kgf/cm²の高強度鉄筋を用いた。コンクリートの調合強度は、プレキャスト部材はすべて360kg/cm²とし、後打ちコンクリートはそれぞれ対応する階にあわせ360kgf/cm²～270kgf/cm²とした。試験体形状、配筋を図-1に、一覧を表-1に示す。表-2、3にはコンクリートおよび鉄筋の材料試験の結果を示す。

*1 ハザマ技術研究所 技術開発部建築技術開発室（正会員）



N o . 2

図-1 試験体形状・配筋

3. 加力・計測方法

加力装置の概要を図-2に示す。ロ型フレームの下部はりに試験体の加力スタブ部を固定し、上部はりに鉛直方向に取り付けたアクチュエータを用いて、スパン中央相当部分に正負繰り返しの変形を与えた。なお、プレキャスト部材内主筋が圧縮力を受ける場合を正側加力とした。試験体先端にはねじれ防止用のローラーを設けた。加力の制御は梁の変形角(部材角)で行い表-4に示す加力スケジュールに従った。荷重はアクチュエータのロードセルで計測した。また、加力スタブに対するスパン中央の変形(部材角)と材端より0.5D(D:材せい)ごとの変形および材軸方向の伸縮、打ち継ぎ面のずれ等を変位計で計測した。鉄筋のひずみは、鉄筋の表裏両面に貼付したひずみゲージで計測した。ひずみ計測位置は、変位の計測同様主筋・スタラップともに材端よりほぼ0.5Dごととした。

表-1 試験体一覧

試験体	N o . 1	N o . 2	N o . 3	一体打ち
B × D	550 × 850	550 × 850	550 × 850	550 × 850
主筋	8-D35	8-D32	8-D29	8-D35
P t (%)	1.9	1.7	1.2	1.9
スタラップ	4-RB13 @175	4-RB11 @200	4-RB9.2 @200	4-RB13 @175
P w (%)	0.52	0.33	0.23	0.52
コンクリート強度	360	360	360	—
プレキャスト部	360	300	270	360
後打ち部	360	300	270	360

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体		圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (x10 ⁵ kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)
N o . 1	プレキャスト	445	2.52	30.9
	後打ち	393	2.31	33.1
N o . 2	プレキャスト	408	2.28	31.8
	後打ち	356	1.83	29.9
N o . 3	プレキャスト	380	1.89	24.2
	後打ち	336	2.09	22.8
一体打ち		356	2.07	24

*値はテストピース3本の平均値

表-3 鉄筋の材料試験結果

呼び名	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (x10 ⁵ kgf/cm ²)	伸び率 (%)
D 3 5	4474	6522	2.19	28.1
D 3 2	4573	6606	2.05	26.4
D 2 9	4323	6386	2.04	25.3
R B 1 3	14626	15528	2.13	9.8
R B 1 1	14432	15163	2.17	10.5
R B 9.2	14580	15375	2.05	10

*値はテストピース3本の平均値

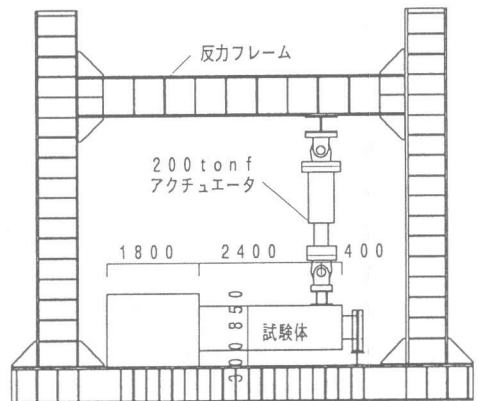


図-2 加力装置

表-4 加力スケジュール

サイクル	1	2,3	4,5	6,7	8,9	10,11	12,13	最終
部材角 (x10 ⁻³ rad)	1	2	5	7.5	10	15	20	40

4. 実験結果

4.1 実験経過

各試験体の、実験で得られた諸荷重とその時の変形および計算値の一覧を表-5に示す[2]。No. 1と一体打ち試験体では、ひび割れ生荷重およびその時の変形、1・2段目主筋の降伏時の荷重、変形ともに大きな差は見られない。最大荷重も、No. 1と一体打ちはほぼ同じ値となった。すべての試験体で最大荷重は曲げ終局強度計算値を上回っており、プレキャスト構造型枠を用いた場合でも、一体打ちの場合と同様に十分な強度が得られ、ひび割れ、鉄筋降伏などにもその影響は無いことが確認できた。また、スタラップはどの試験体でも降伏は観察されなかった。

表-5 実験結果一覧

試験体		No. 1	No. 2	No. 3	一体打ち
初期剛性 (tonf/cm)		150	156	145	179
曲げひび割れ	荷重 (tonf)	8.5	10.4	9.2	11.8
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	0.26	0.33	0.35	0.37
せん断ひび割れ	荷重 (tonf)	21.6	21.2	24.6	26.3
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	1.1	1.23	2.06	1.52
1段目主筋降伏	荷重 (tonf)	77.1	70.8	55.9	77.2
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	7.41	8.34	7.2	7.67
2段目主筋降伏	荷重 (tonf)	90.1	80.6	61.7	88.7
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	9.48	10.8	8.5	10
スタラップ降伏	荷重 (tonf)	—	—	—	—
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	—	—	—	—
最大荷重	荷重 (tonf)	99.0	87.5	71.3	100.7
	部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)	41.7	40.3	41.2	42.5
限界部材角 ($\times 10^{-3}$ rad)		>41.7	>40.3	>41.2	>42.5
曲げ強度計算値 Q_{Mu} (tonf)		96.1	80.5	62.2	96.1
せん断強度計算値 Q_{su} (tonf)		122.7	99.5	87.7	120.3

- *1 初期剛性はひび割れ発生前の数ステップの接線勾配の平均値
- *2 せん断ひび割れ発生は部材せい中央に斜めひび割れが発生した時とした
- *3 限界部材角は最大荷重の80%以上の荷重を保持する変形としたが、各試験体とも最大変形で最大荷重となったため、最大部材角以上となる
- *4 計算値は下式による値で、材料強度等は材料試験の結果を用いた。
 $Q_{Mu} = M_u / H$ (1)
 $M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$
 $Q_{su} = r s_u \cdot B \cdot j$ (2)
 $r s_u = 0.053 P_t^{0.23} (180 + F_c) / (M / Q d + 0.12) + 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}}$
 a_t : 引張主筋量 σ_y : 主筋の降伏強度 H : 材端から加力点までの距離
 d : 有効せい B : 幅 j : $7/8 d$ P_t : 主筋比
 F_c : コンクリート圧縮強度 $M / Q d$: シアスパン比
 P_w : せん断補強筋比 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度

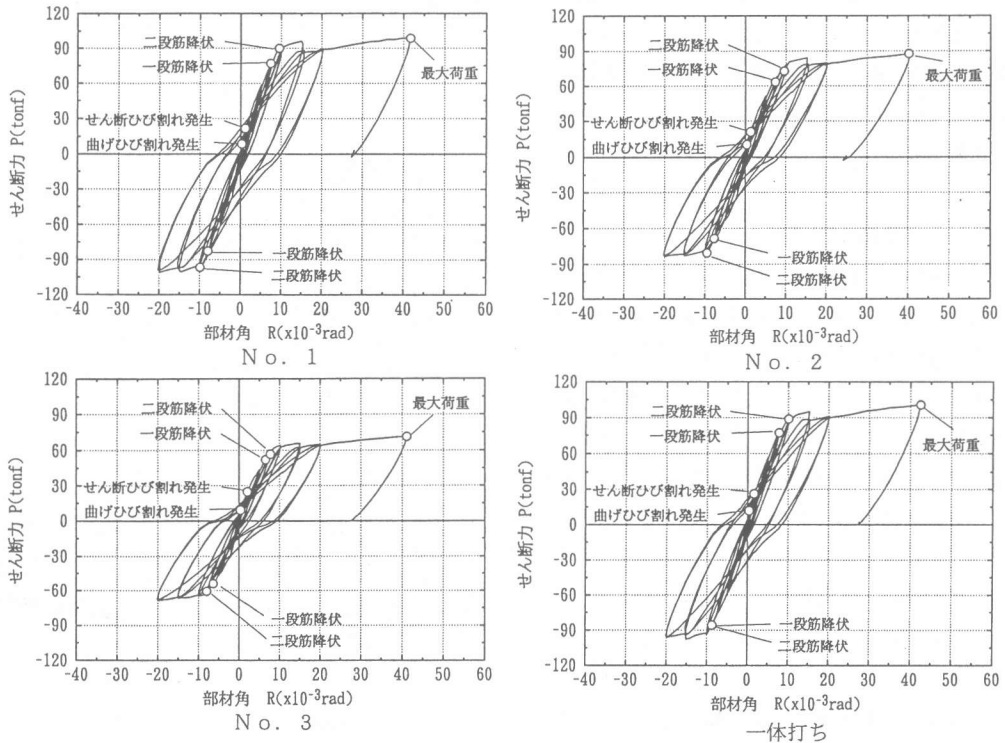


図-3 荷重-変形関係

4. 2 荷重-変形関係

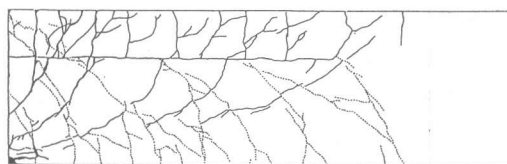
各試験体の荷重-部材角関係を図-3に示す。図中にはひび割れ発生、主筋降伏などの状況も示した。各試験体とも、部材角約1/100 rad で2段目主筋が降伏すると、その後は剛性が大きく低下し、変形の増加につれて荷重が微増した。部材角 1/50radの繰り返しでも顕著な耐力低下は見られず、部材角 1/25rad まで荷重が徐々に増加し最大変形で最大荷重となって実験を終了した。No. 1と一体打ち試験体には差は見られなかった。また、履歴性状も、面積の大きい履歴ループを描く、曲げ降伏型の典型的な性状となった。

4. 3 ひび割れ状況

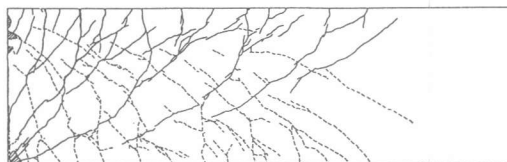
各試験体の最大変形でかつ最大荷重時である部材角 1/25radにおけるひび割れ状況を図-4に示す。プレキャスト構造型枠を使用したNo. 1、No. 3で、上部の打ち継ぎ面でひび割れがみられるほかは、ひび割れの傾きや本数、分布に顕著な差はみられない。一体打ちの場合を含め各試験体とも材端より約 0.5Dの範囲で数本の曲げひび割れが大きく開き、圧縮縁に若干のコンクリート圧壊がみられた。

4. 4 鉄筋のひずみ

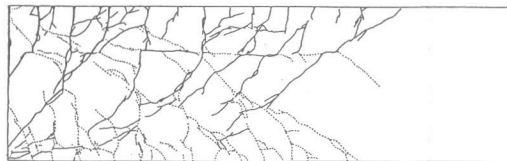
各試験体の部材角 1/500、1/200、1/100、1/50rad におけるプレキャスト部材内の主筋のひずみ分布を図-5に示す。引張、圧縮ともに降伏ひずみ程度までは材軸方向にほぼ直線に分布しているが、材端に近づくるとひずみが大きくなり、この傾向は引張降伏のおこる 1/100rad程度から顕著になる。また、引張側になった場合はひずみが0になるのはスパン中央付近であるが、圧縮側になった場合は、スパン中央より材端よりの、材端から2・D程度のところでひずみが0になっている。このひずみ0の位置は、各試験体とも共通のもので、部材角が大きくなってもほとんど変化していない。



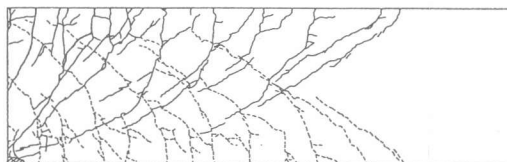
No. 1



No. 2



No. 3



一体打ち

図-4 ひび割れ状況

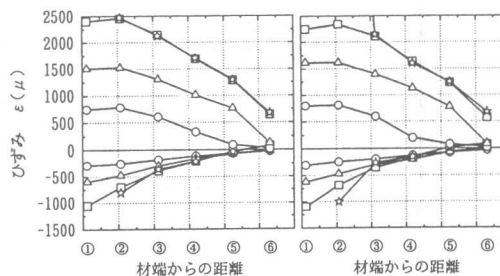
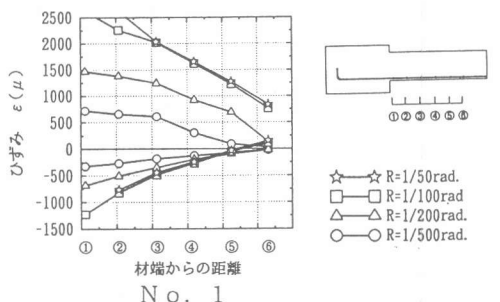


図-5 プレキャスト部材内主筋ひずみ分布

5. 接合面の検討

U型断面プレキャスト部材内側底面の後打ちコンクリート部との接合面は、梁としての強度・剛性を保つ上で、作用力（せん断力）に対して十分な強度を有するように設計する必要がある。ここでは、作用応力を、以下のように、プレキャスト部材内の主筋の負担力が引張になる場合と圧縮になる場合の2つの場合に分けて算出した。主筋が引張力を受ける場合は、図-6(a)のような主筋のひずみ分布を仮定し、引張側で降伏ひずみに達した時に負担している引張力 N_{st} が、長さ L_s の区間で接合面のせん断力として伝達されるとする。そのときの平均的なせん断応力 τ_s は次式で表される。

$$\tau_s = N_{st} / (B \cdot L_s) \quad (3)$$

B : はり幅 L_s : せん断力の伝達長さ

N_{st} : プレキャスト部材内主筋の引張力

(断面積×材料試験による降伏強度)

図-6(b)のようにプレキャスト部材内の主筋が圧縮力を受ける場合は、プレキャスト部材のコンクリートの負担力と圧縮鉄筋の負担力の和 N_{sc} を長さ L_c の区間の接合面で伝達すると仮定し、作用せん断応力 τ_c を求めた。

$$\tau_c = N_{sc} / (B \cdot L_c) \quad (4)$$

L_c : せん断力の伝達長さ

表-6 接合面の作用応力と強度

単位 (kgf/cm²)

試験体	作用 応力				せん断 強度		実験値
	τ_s	τ_{c1}	τ_{c2}	τ_{c3}	τ_{s11}	τ_{s12}	
No. 1	13	26.6	24.7	37.9	30.6	43	28.1
No. 2	11	19.6	21.6	32.4	24.6	35.8	24.6
No. 3	8.4	16.8	17.1	27.1	21.4	31.8	19.8

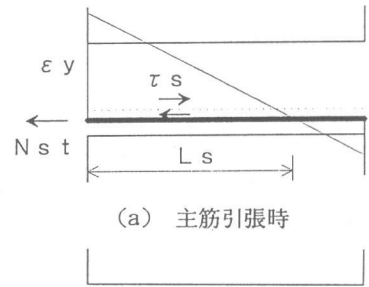
τ_{c1} : 曲げ降伏時の圧縮側ひずみによる計算値

τ_{c2} : 切断法による曲げ降伏時の計算値

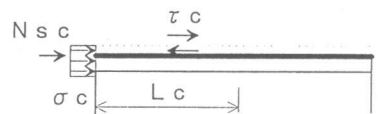
τ_{c3} : 切断法による曲げ終局時（圧縮ひずみ0.3%時）の計算値

τ_{s11} : Mattockらの式による計算値

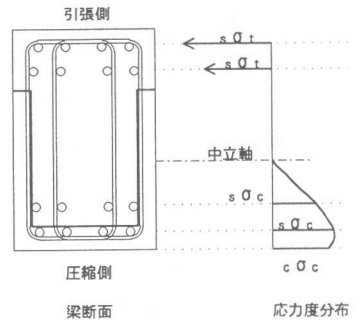
τ_{s12} : 古屋らの式による計算値



(a) 主筋引張時

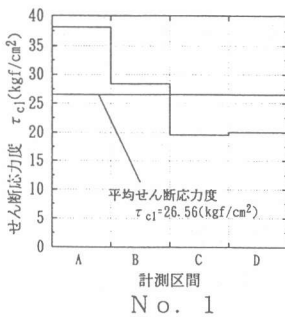


(b) 主筋圧縮時

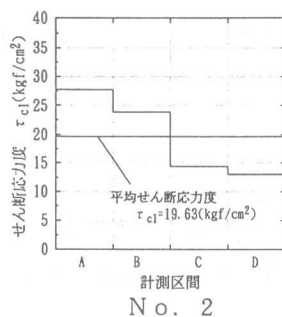


(c) 応力状態

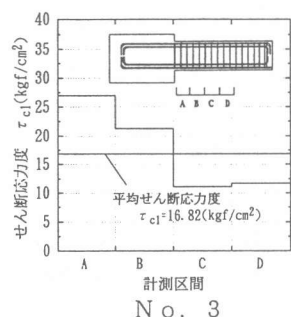
図-7 作用せん断力の分布



No. 1



No. 2



No. 3

図-7 作用せん断力の分布

なお、 N_{sc} については、実験結果および切断法による解析結果から鉄筋とコンクリートの負担する圧縮力を計算しその和とした。実験結果を用いて計算する場合は、曲げ降伏時のプレキャスト部材内の鉄筋の圧縮ひずみを用い鉄筋の負担する圧縮力を求め、さらに、コンクリートのひずみは鉄筋のひずみと同じと仮定し、材料試験でえられた応力-ひずみ曲線に基づきコンクリートの負担力を計算した。図-7にはこの方法で計算した各ひずみ測定位置間のせん断応力の分布を示す。せん断応力は材端から $1 \cdot D$ の部分で急激に大きくなっている。これは、コンクリートと鉄筋のひずみを同じと仮定し、ひび割れの開閉の影響を無視したこと、曲げモーメントが大きくなると中立軸が圧縮側に移動しコンクリートの圧縮負担力が増大することなどが原因と考えられる。以上のようにして式(3)、(4)で算出した値を表-6に示す。ここではせん断力の伝達長さは、主筋のひずみ分布を参考に L_s はスパンの $1/2$ 、 L_c は $2 \cdot D$ とした。さらに、表-6には接合面の強度として、式(5)、(6)による計算値と、実験で得られた最大せん断応力をあわせて示した[1][3]。なお、本実験では加力点近傍で接合面に圧縮力が作用し、強度を上昇させる可能性は有るが、部材全体の性状を支配する材端部にはほとんど影響を及ぼす可能性は無いと考え、その効果を無視した。

$$\tau_{sl1} = 14 + 0.8 P_w \cdot \sigma_{wy} \quad (5)$$

$$\tau_{sl2} = 0.075 \sigma_B + (0.12 - 0.012 \sigma_B) P_w \cdot \sigma_{wy} \quad (6)$$

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点強度 (4000kgf/cm²以上の場合は4000kgf/cm²とする)

σ_B : コンクリートの圧縮強度

曲げ降伏時の作用せん断応力は、実験結果から計算した結果も、切断法の計算結果から求めた値もほぼ同じであった。式(5)、(6)による計算値はこれらの値をいずれも上回っている。すべての試験体で接合面の破壊が起こっていないことから、曲げ降伏時に予想されるせん断応力に対し、式(5)の値では1.25~1.3倍、式(6)では1.7~1.8倍の余裕を見込めば接合面の破壊は防げると考えられる。また、切断法による計算結果に基づく曲げ終局時のせん断応力は、式(5)の値を上回っており、この結果からは、式(5)の計算値は1.2以上の安全率を見込めるといえる。

6. まとめ

プレキャスト構造型枠を用いた梁の構造性能を確認することを目的として4体の実大規模の試験体の加力実験を実施した。実験の結果プレキャスト構造型枠を用いた場合でも十分な強度と変形性能を有することが確認できた。また、一体打ちの場合と比較しても構造性能に差がなかった。

さらに、接合面の作用せん断応力とせん断強度について、実験結果と切断法による計算結果等に基づき若干の検討を加え、切断法による計算結果を用いて作用せん断力を評価し、既往の式を用いて接合面の強度を評価することにより一体性の確保が可能であることを示した。

[参考文献]

- 1) 日本建築学会：プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工、pp182~200、1986
- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能、pp390~391、1990
- 3) Mattock, A. H. and Hawkins N. M. : Shear Transfer in Reinforce Concrete-Recent Reserch, pp55~75、1972
- 4) 建設省建築研究所他：プレキャストコンクリートラーメン構造に関する研究報告書、平成4年度