

論文

[2004] はりS・柱RCとする十字形骨組の力学的性状

正会員 ○ 西村 泰志（大阪工業大学 工学部）
 正会員 田中 幸雄（竹中工務店・設計部）
 正会員 木村 衛（竹中工務店技術研究所）
 正会員 南 宏一（大阪工業大学 工学部）

1. 序

最近、鉄骨、鉄筋コンクリートあるいは鉄骨鉄筋コンクリートの異種構造部材をそれらの構造特性に応じて、合理的に組み合わせられて構成された建物が建設されるようになってきた。このような、異種構造部材で構成される混合構造における問題の一つは、これらの異種構造部材間の応力伝達機構を明らかにすると同時に、合理的な柱はり接合部のディテールの開発にある。本研究は、柱は鉄筋コンクリート、はり純鉄骨で構成される柱はり接合部に着目して、その合理的なディテールを提案し、そのディテールを有する十字形骨組の力学的特性を実験的に検討する。

2. 柱はり接合部のディテール

図 - 1 に提案された柱はり接合部のディテールを示す。柱はり接合部は側板、ふさぎ板、中板および三角スチフナによって構成されている。これらの 3 種類の板材によって、田の字形の断面になるように組み立てられる。H 形鋼で構成されるはり鉄骨部材のウェブは側板あるいはふさぎ板を介して中板と、また、フランジは三角スチフナに接合されている。一方、鉄筋コンクリート柱材の主筋は、田の字形断面の 4 隅に通し配筋される。側板およびふさぎ板は、力学的には接合部パネルのせん断抵抗要素として、あるいは、接合部パネルのコンクリートを拘束する働きを期待することができる。また、施工面では、接合部パネルの型枠の代用と考えられ、接合部パネル周囲の型枠の省力化を図る上で非常に大きな利点となる。なお、これに類する接合部の研究として、柱はり接合部で、はりフランジを貫通形式としている例¹⁾があるが、本研究は、施工性を考慮して、接合部に三角スチフナを採用しているところに特色がある。

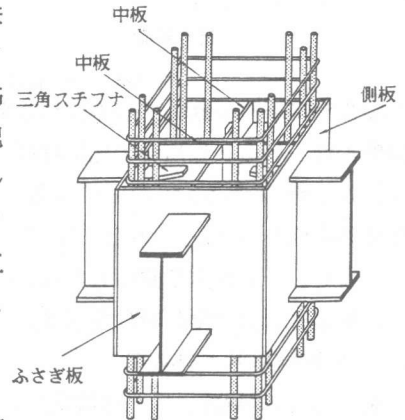


図 - 1 柱はり接合部のディテール

3. 実験

3.1 実験計画

図 - 2 に試験体の形状寸法、配筋状況および断面を示す。試験体は、十字形骨組であり、交換可能な鉄骨の補助ビームを取り付けることによって、実大の 1/3 程度の寸法となるようにした。なお、このディテールは、スパン 9 m、階高 3.75 m、6 階建程度の建物に適用することを想定している。実験変数は崩壊型、作用軸力比、中板の厚さ t_2 、鉄骨フランジ表面から側板およびふさぎ板の高さ h_1 および図 - 2 (b) に示すように、施工性の観点から設けられた中板と側板あるいはふさぎ板の間のスリットの有無である。崩壊形式ははり崩壊型、柱崩壊型およびパネル崩壊型である。中板の厚さ t_2 は 6 mm および 9 mm である。なお、中板が厚い場合で

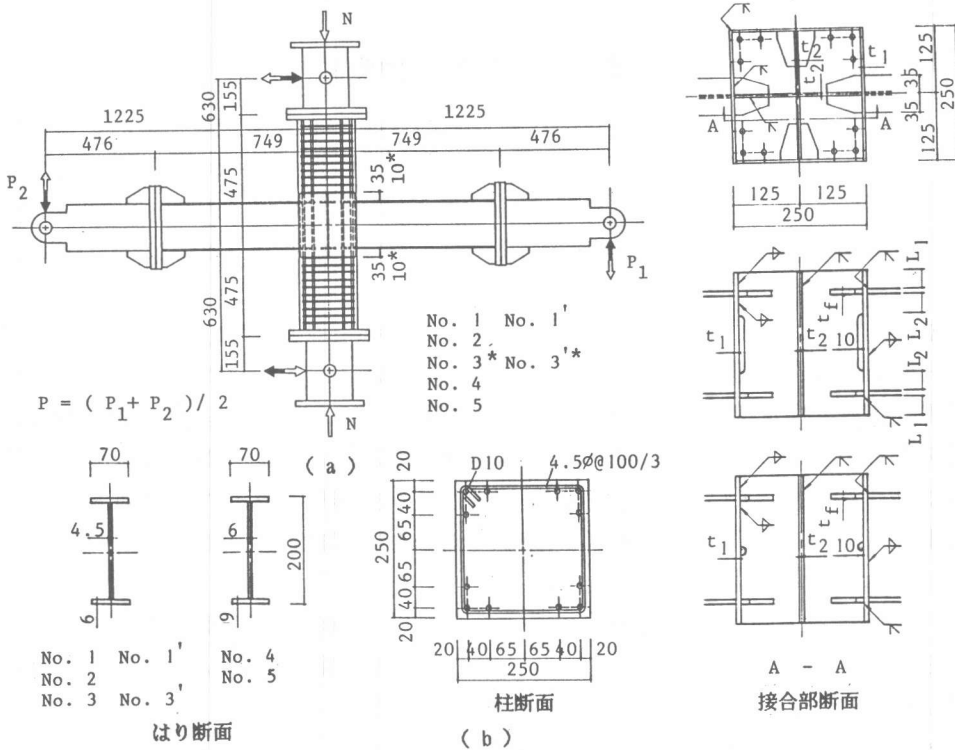


図 - 2 試験体の形状寸法、配筋詳細および断面図

も接合部パネルの鉄骨部分の体積は薄い試験体と同一となるように側板およびふさぎ板の厚さが調整されている。作用軸力比は柱材の圧縮強度 N_c の 0.2 および 0.4 である。 L_1 は 10 mm および 35 mm である。これらの変数の組合せによって、計 7 体の試験体を計画した。表 1 に各試験体の特性を示す。実験は、図 2 (a) の矢印によって示すように、柱材の両端を移動支点とし、所定の一定軸力を負荷した後、はり端部に正負の漸増荷重を負荷するものである。なお、表 2 に使用材料の力学的特性を示す。

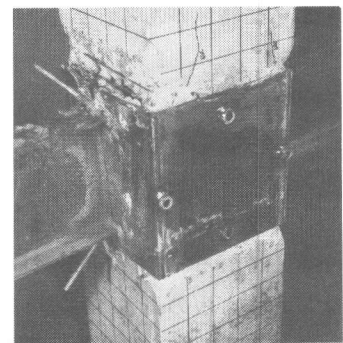
3.2 実験結果および考察

図 - 3 に実験終了後の破壊状況の一例を示す。ひび割れの発生過程はまず、柱材に曲げひび割れあるいは側板の妻面に接するコンクリートが妻面の支圧力によると推察されるひび割れが観

表 - 1 試験体の特性

試験体名	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 1'	No. 3'
骨組形状	はり崩壊		十字形		柱崩壊	パネル崩壊	
はり断面	H-200×70×4.5×6		H-200×70×6×9*		はり崩壊		
柱断面			250×250				
柱配筋			12-D10, 4.5φ@100/3				
作用軸力	0.2 N_c	0.4 N_c	0.2 N_c	0.2 N_c	0.2 N_c	0.2 N_c	0.2 N_c
t_1	6	6	6	6	3.2	4.5	4.5
t_2	6	6	6	6	3.2	9	9
仕口 t_r	6	6	6	9*	9*	6	6
L_1	35	35	10	35	35	35	10
L_2	35	35	70	35	35	35	94

注 1) * 印の板材の材質は SM50 である。なお、他の板材の材質は SS41 である。
 注 2) N_c は柱断面の圧縮強度である。
 注 3) 記号 t_1 , t_2 , t_r , L_1 , L_2 については図 - 2 参照。

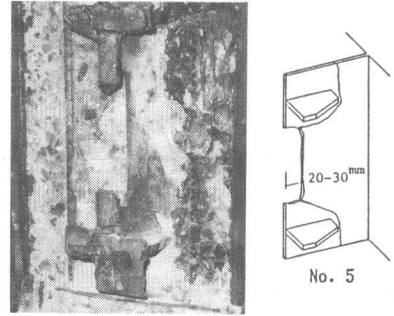


No. 2

図 - 3 破壊状況

表 - 2 使用材料の力学的特性

	鉄骨			鉄筋			コンクリート	
	σ_y (tf/cm ²)	$\sigma_{max.}$ (tf/cm ²)	ϵ_u	σ_y (tf/cm ²)	$\sigma_{max.}$ (tf/cm ²)	ϵ_u	F_c (kgf/cm ²)	F_t (kgf/cm ²)
R 3.2	3.36 (2.90)	4.65 (4.01)	0.276 (0.291)					
R 4.5	3.97 (2.54)	4.86 (3.27)	0.235 (0.386)	D10	3.84 (3.76)	5.78 (5.18)	0.214 (0.180)	
R 6	3.16 (3.13)	4.41 (4.58)	0.326 (0.311)	4.5φ	2.52 (2.64)	2.86 (3.88)	0.185 (0.353)	257 (331) 23.0 (24.8)
R 6*	3.42 (3.54)	4.66 (5.11)	0.256 (0.272)					
R 9	(2.54)	4.34	0.324					
R 9*	3.54 (4.15)	4.82 (5.58)	0.272 (0.281)					



(a) コンクリート (b) 鉄骨

注 1) * 印の板材の材質は SM50 である。
 注 2) () の数値は No. 1' および No. 3' 試験体に用いられた値である。
 注 3) σ_y は降伏応力度、 $\sigma_{max.}$ は引張強度、 ϵ_u は破断伸び、 F_c は圧縮強度、 F_t は引張強度である。

図 - 4 接合部パネル内部の破壊状況

察される。更に、変形を増大させると、側板の妻面がコンクリートをそぎとるような破壊状況を呈する。これらの破壊は、繰返し載荷にともなって著しくなり、側面のかぶりコンクリートあるいはふさぎ板に接するコンクリートがはく落する場合もある。これらのひび割れの発生過程は実験変数に拘らずほぼ同じである。表 - 3 に各試験体の初期ひび割れ荷重を示す。相対変位角が 0.02 - 0.03 rad. 程度になると、中板の薄い試験体では、引張フランジに接続される側板の外側へのはらみ出しが顕著となる。一方、中板の厚い試験体では、側板の外側へのはらみ出しは全く観察されず、相対変位角が 0.03 rad. においてはり部材の横座屈が観察された。図 - 4 は実験終了後、中板の薄い試験体について、側板を取り外して観察された内部の破壊状況を示したものである。三角スチフナに接する内部のコンクリートは図 - 4 (a) に示すように、錘状にかつ粉状になっているのが観察されたが、他の部分には顕著なひび割れは観察されない。一方、鉄骨部分は、中板と側板の間に設けられたスリットは、幅は所定の寸法よりも 2 倍近くになり、スリットの端部から図 - 4 (b) に示すように中板が破断しているのが観察された。これは、スリット端部で応力集中が生じたためと考えられる。大変形時の側板のはらみだしはこの中板の破断が原因である。

図 - 5 は部分骨組としての初期剛性の検討を行ったものである。縦軸ははり端部に負荷した荷重 P、横軸は相対変位角 R である。鎖線は柱はり接合部を剛節点と考えた場合、実線は柱は

表 - 3 実験結果

試験体	作用軸力 N(tf)	初期ひび割れ 荷重 P_c (tf)		最大荷重 P_{max} (tf)		曲げ耐力 bP (tf)	bP/P_{max}	
		P.L.	N.L.	P.L.	N.L.		P.L.	N.L.
No. 1	39.4	3.22	2.22	3.81	3.86	3.78	1.01	1.02
No. 2	78.7	3.19	3.27	3.76	3.75	3.78	0.994	0.992
No. 3	39.4	2.78	1.91	2.99	2.90	3.78	0.791	0.767
No. 4	39.4	3.00	3.38	4.02	4.04	5.42	0.742	0.745
No. 5	39.4	2.08	2.06	2.70	2.69	5.42	0.498	0.496
No. 1'	45.5	2.51	3.05	3.44	3.50	3.24	1.06	1.08
No. 3'	45.5	2.05	3.23	3.46	3.46	3.24	1.07	1.07

P.L. : 正荷重、N.L. : 負荷重

り接合部のせん断変形を考慮した場合の計算値である。この場合の剛性 K は次式によって求めた。なお、ここでは、柱およびはり部材のせん断変形は考慮していない。

$$1 / K = \frac{l(h - s_{jb})^3}{12(EI)_c \cdot h^2} + \frac{(1 - D_c)^3}{12(EI)_b \cdot l} + \frac{\left(\frac{1 - D_c}{l} - \frac{s_{jb}}{h} \right) \left(\frac{1 - D_c}{s_{jb}} - \frac{l}{h} \right)}{G_c A_c \left(1 + \frac{G_s A_s}{G_c A_c} \right)}$$

ここに、 l および h ははりおよび柱の反曲点間距離、 D_c は柱せい、 s_{jb} ははりフランジの重心間距離、 $(EI)_c$ および $(EI)_b$ は柱およびはりの曲げ剛性、 $G_c \cdot A_c$ および $G_s \cdot A_s$ はコンクリートおよび鉄骨パネルのせん断弾性剛性である。なお、柱はり接合部の柱側の断面は、幅は柱幅、せいは柱せいとした。また、計算ではコンクリートのヤング係数は $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、鉄骨およびコンクリートのポアソン比はそれぞれ $1/3$ および $1/6$ とした。No. 4

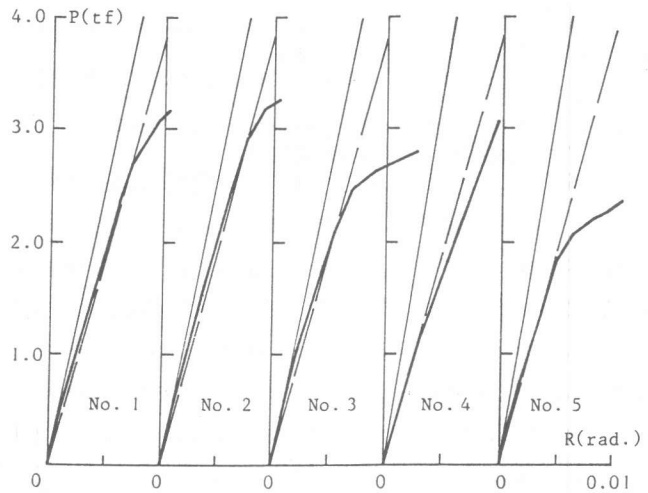


図 - 5 初期剛性の検討

および No. 5 は柱はり接合部を剛節点とした場合の計算値にはほぼ一致するものの、はり崩壊型の各試験体とも柱はり接合部のせん断変形を考慮した場合の計算値に良く対応する。本ディテールを有する柱はり接合部であれば、異種構造部材で構成される骨組であっても、それぞれの部材の剛性の累加によって部分骨組としての初期剛性をほぼ評価できる。

図 - 6 に各試験体の荷重変形曲線を示す。縦軸ははり端部に加えられた荷重 P 、横軸ははり端部の変形より求められた相対変位角 R である。 bP ははりの曲げ耐力によって決定された荷重、 bP_s は中板と側板の間にスリットを有する場合、はり断面の全塑性モーメントに対して、中板に接続されていない鉄骨ウェブ部分の影響を考慮して低減して求められた荷重である。 bP_c は接合部パネルのせん断耐力によって求められる荷重である。なお、せん断耐力は、鉄骨部分では中板のみ評価した。これは、ひずみの測定から、中板では降伏せん断ひずみに達しているが、ふさぎ板のせん断ひずみはわずかであり、せん断抵抗要素としてふさぎ板の効果は小さいという実験結果に基づいている。一方、コンクリートパネルのせん断耐力は、コンクリートパネルの有効幅は三角スチフナ幅とし、コンクリートの終局せん断応力度 $\sigma_{\tau u}$ は $0.3F_c$ として求めた。

崩壊形式にかかわらず、各試験体とも、中板の破断あるいははり鉄骨部材が横座屈をおこす相対変位角が $0.03 - 0.04 \text{ rad.}$ 程度までは、鉄骨部分とコンクリートとのすべり現象はほとんど観察されず、エネルギー消費量の大きい、非常に安定した紡錘形の履歴性状を呈する。

作用軸力の影響を検討した No. 1 および No. 2 試験体はともにはりの曲げ耐力を発揮しているため、作用軸力による相違は観察されない。

スリットを有する場合、中板の薄い No. 1 試験体は、はりの全塑性モーメントを低減して求められた耐力 bP_s は早期に発揮しているものの、はりの曲げ耐力 bP を発揮する相対変位角は大きい。これに対し、中板が厚い試験体 No. 1' でははりの曲げ耐力 bP を発現する相対変位角は小さく、履歴曲線は典型的な鉄骨部材の性状を示している。なお、中板が厚い場合は、スリットの有無は履歴性状および耐力に関して影響は認められない。また、スリットを有する場合、No. 1 と No. 3 試験体から明らかのように、鉄骨フランジ表面からの側板およびふさぎ板の高さ L_1 は耐力に対して顕著な影響が認められる。これは、中板の破断耐力に関係しているためと推測される。SRC 規準²⁾では、三角スチフナの終端でのウェブの破断に対する有効長さとして、三角スチフナの厚さを t_r 、部材接合端から三角スチフナまでの距離を s とすると、 $(t_r$

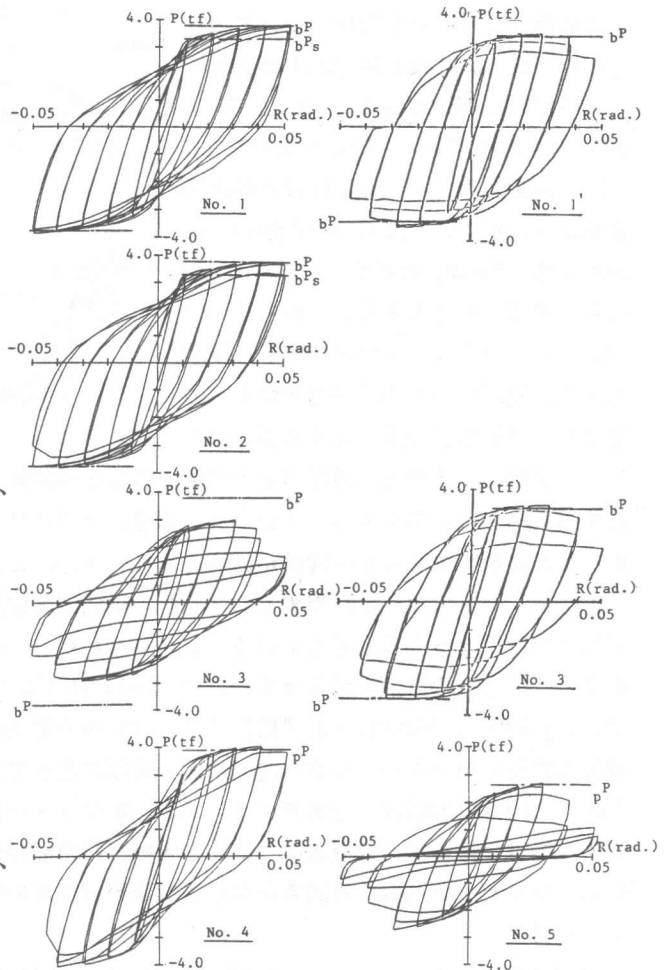


図 - 6 履歴曲線

$+ 2 \cdot s)$ とすることが推奨されているが、スリットを有する場合この考えを直接応用することはできない。本実験結果から、中板の引張強度に基づいて逆算される有効長さは、 $(L_1 + t_r + L_2)$ より若干小さい値程度となる。なお、 L_2 は三角スチフナ下端からスリットまでの距離である。これらのことから、スリットを有する場合は中板の破断に対して有効長さを考慮すること、あるいは、はり部材の曲げ耐力をスリットの影響を考慮して低減して評価することが必要であると考えられる。

4. 応力伝達機構に関する一考察

図 - 7 は実験結果の知見から求められた応力伝達機構を示す。図 - 7 (a) は鉄骨部分について示したものである。鉄骨部分は中板の妻面に作用する支圧力 C_n および摩擦力 F_n 、三角スチフナに作用する支圧力 C_s および摩擦力 F_s および外力 P_s によって釣合系を構成すると考えられる。なお、ここでは、中板のみ着目しているが、これは破壊状況等からふさぎ板および側板は、中板に対してその効果は小さいのではないかと推察されることによる。なお、ふさぎ板あるいは側板がせん断に対する抵抗要素となるためには、はり鉄骨フランジの引張力は直交する中板あるいは側板の曲げによって伝達される必要があるが、板厚が小さいためにその効果はほとんど

期待できないと推察される。図 - 7 (b) は鉄筋コンクリート部分について示したものである。柱はり接合部のコンクリート圧縮束に対して、主筋の曲げ引張 rT および圧縮力 rC 、上下の柱材の圧縮力およびせん断力 cC 、 Q_c およびはり部材接合端に作用するはり部材のせん断力 bQ 、曲げ引張 bT および圧縮力 bC によって釣合系を構成すると考える。このモデルにおいて、コンクリート斜材に生じる圧縮力および柱部材からの圧縮力とせん断力は側板を押し広げる働き有するが、はり

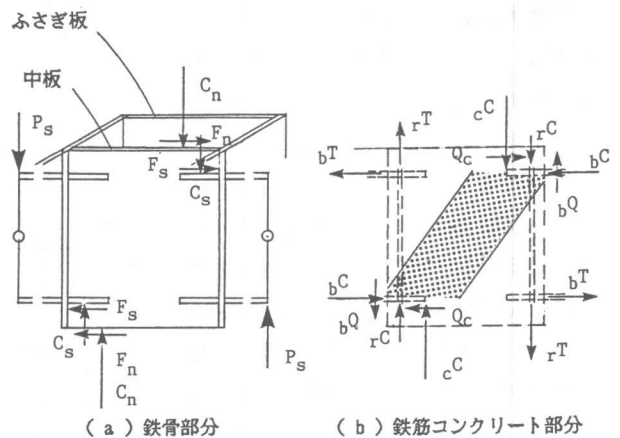


図 - 7 応力伝達機構

フランジ幅より外側は、前述のように側板の厚さが薄いためにこの押し広げる力に対する抵抗力は非常に小さいと考えられ、このような場合のコンクリート圧縮束の有効幅 B_e をどの程度評価することが可能であるかの検討が必要である。また、このモデルでは、中板の付着力はないものと仮定し、一方のはりに作用する曲げ引張力は他方に伝達され、コンクリートに対しては $2 \cdot bT$ の圧縮力が作用するように考えている。しかしながら、中板には直交方向の中板が設けられているので、この中板の抵抗力によって、コンクリート斜材は 2 分される場合も考えられる。本実験では、この直交方向の中板の曲げ抵抗力は、ひずみの測定によれば中板の近傍にのみ生じ、顕著な値は示されなかったが、直交方向の中板の板厚によって大きく左右される場合も想定されるのでこの点についての検討も必要である。なお、本ディテールは、前述の実験結果およびこれらの力学的な検討によって、側板あるいはふさぎ板は接合部のせん断抵抗要素と考えるよりも、接合部のコンクリートを拘束する働きあるいは接合部パネルの型枠の代用と考える方が合理的である。

5. 結論

柱は鉄筋コンクリート、はり純鉄骨で構成される柱はり接合部のディテールを提案し、その力学的特性を 7 体の十字形骨組を用いて実験的に検討した結果以下のような結論が得られた。

- 1) 本ディテールを有する十字形骨組の初期剛性は、それぞれの構造要素の剛性の累加によれば評価することができる。
- 2) 本ディテールを有する十字形骨組は、崩壊形式に拘らず非常に安定した履歴特性を有するが、三角スチフナ終端の中板の破断に対して注意を要する。
- 3) 側板あるいはふさぎ板は接合部のせん断抵抗要素と考えるよりも、接合部のコンクリートを拘束する働きあるいは型枠の代用と考える方が合理的である。
- 4) 実験結果の知見に基づいた応力伝達機構が提案された。この応力伝達機構の是非を含め、耐力の定量的な評価法の検討が今後の課題である。

6. 参考文献

- 1) 富永博夫、村井義則ほか：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構（RCSS 構法）の耐力及び変形性能（その 1 構法の概要と実験計画）、同（その 2 十字形及びト字形架構の耐力実験）、同（その 3 T 字形架構の耐力実験）、同（その 4 耐力算定式の検討）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、昭和 61 年 8 月、pp.1427 - 1434。
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1987 年、pp.111 - 112。