

機械式定着工法を用いた外部柱・梁接合部の終局強度に与える 接合部アスペクト比の影響に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON EFFECT OF JOINT ASPECT RATIO TO ULTIMATE STRENGTH OF EXTERIOR BEAM-COLUMN JOINT USING MECHANICAL ANCHOR

迫田 丈志*, 前田 匡樹**, 三浦耕太***, 趙敏洙****, 佐川隆之****

Joji SAKUTA, Masaki MAEDA, Kota MIURA, Minsu Jo, Takayuki SAGAWA

Static loading tests of exterior beam-column joints were conducted. The joints include mechanical anchors. The elevation view of joints depends on the member depth connected to them. In this paper, beam-column depth ratio (D_b/D_c) is defined as aspect ratio of joints. The ultimate strength of joints is already defined in recent design guideline, but the aspect ratio is not concerned in the formula which includes concrete strength and the horizontal effective area. On the other hands, there are many buildings including irregular shape joints such as wide-beam-column joints or deep-beam-column joints etc. Therefore, it is very important to estimate the ultimate strength of irregular joints. In this study, three types of aspect ratio, about 2.0, 1.0, and 0.5 are chosen to see the effect against the ultimate strength. Considering the process of joint failure, by applying the ultimate shear design formula of column instead of joints and also the ultimate bending formula assuming inclined critical face in the joint, the ultimate joint strength is estimated in this report.

Keywords : Joint Aspect Ratio, Exterior Beam-Column Joint, Mechanical Anchor, Ultimate Strength, Anchor Development strength

接合部アスペクト比, 外部柱・はり接合部, 機械式定着, 終局強度, 定着強度

1. はじめに

近年, 鉄筋コンクリート構造の外部柱・梁接合部配筋を簡素化するために梁主筋端部に機械式定着が用いられる。大臣認定を取得している工法が中高層建物に対して普及してきた。図1にその適用状況と定着部形状を示す。一方, その適用部位である接合部については, 材料の高強度化や建物の大スパン化, 高層化, 建物利用の複雑化が進み, 様々な設計要求を満足する異形な部材が取り付け, 立面的, あるいは平面的に不整形な接合部も存在する。大きな開口を確保したり, 掘削土量を低減したりするための扁平梁や, せいの大きい壁梁や大スパン梁, 基礎梁等が例として挙げられる。

このような不整形接合部についても終局強度を把握することは, 接合部に取り付く各部材強度が発揮されるまで接合部破壊を防ぐという従来の設計思想を満たすために極めて重要である。接合部終局強度や繰返しによる耐力劣化等が評価されずに, 全体崩壊メカニズムを保証する部材端ヒンジの確認や部材塑性率の確保はできない。

本論では, 柱せい D_c に対する梁せい D_b の比 ($=D_b/D_c$) を接合部アスペクト比として定義し, 図2に示すような立面的に長方形の接合部に機械式定着工法が用いられる部分架構を研究対象とする。

外部柱・梁接合部の終局強度式については, 日本建築学会「靱性保証型耐震設計指針」¹⁾や「プレートナット工法設計施工指針」²⁾に

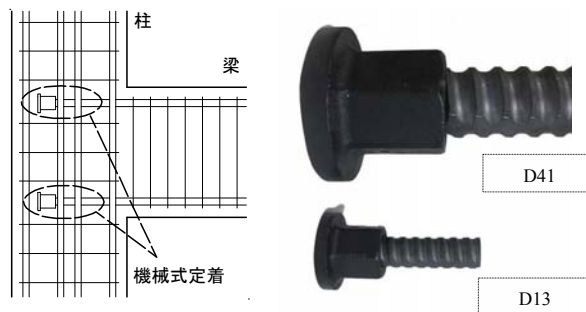


図1 外部柱・梁接合部と機械式定着工法

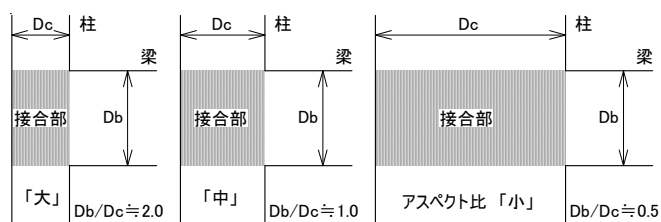


図2 接合部アスペクト比

* 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 助手・修士(工学)

Research Assoc., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., M. Eng.

** 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 准教授・博士(工学)

Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., Dr. Eng.

*** 東北大学 工学部 建築・社会環境工学科 学部生

Senior Student, Dept. of Civil Engineering and Architecture, Tohoku Univ.

**** 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 大学院生

Graduate Student, Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ.

示されている。しかしながら、これらの文献¹⁾²⁾では、定着長さとは柱幅、梁幅より定まる接合部の有効水平面積と、コンクリート強度を変数として接合部終局強度が評価されており、アスペクト比が大きい、あるいは小さい長方形外部柱・梁接合部の終局強度や、そこに機械式定着工法が用いられた場合の破壊モードとの関連性については詳細な検討が不足している。

そこで本研究では、機械式定着工法を有するアスペクト比の異なる外部柱・梁接合部の部分架構について静的な構造実験を実施し、その終局強度と破壊メカニズムについて検討する。

2. 既往の研究

接合部に関する既往の研究は、藤井・森田³⁾、森田・藤井⁴⁾、市之瀬⁵⁾⁶⁾、上村⁷⁾、窪田・村上⁸⁾、角⁹⁾、Paulay¹⁰⁾、Hwang¹¹⁾、塩原¹²⁾など数多くある。藤井・森田³⁾は、外部柱・梁接合部まわりの応力状態を想定し、せん断抵抗機構モデルと応力の釣り合いから接合部のせん断終局耐力を定量的に評価している。また、森田・藤井⁴⁾では、接合部の τ - γ 関係の劣化をモデル化し、部分架構の復元力特性について論じている。これらの論文は折り曲げ定着を対象としており、また接合部のコンクリートが強度に達する状態を仮定している。市之瀬⁵⁾⁶⁾も、内部接合部せん断強度についてせん断抵抗機構を想定して評価している。上村⁷⁾は、梁曲げ降伏後に接合部せん断破壊する接合部の力学挙動について、接合部ひび割れの影響を示しているが、終局強度についてはコンクリートで決定される。窪田・村上⁸⁾は、はり主筋を機械式定着した外柱・はり接合部の破壊性状について実験的な研究から既往の終局耐力式の妥当性と機械式定着への適用性について論じているが、対象は整形な接合部である。角⁹⁾は、外部接合部の挙動に与える載荷履歴の影響について、接合部せん断破壊や定着部の抜出しに載荷履歴が影響することを示した。一方、塩原¹²⁾は、Paulay¹⁰⁾やHwang¹¹⁾、藤井・森田³⁾、市之瀬⁵⁾らの接合部に生じるせん断応力度からその終局耐力を決定する手法とは理論的展開を異にし、接合部の曲げ終局モーメントを定義することで接合部終局耐力を算定している。整形な内部柱・梁接合部から理論展開しており、外部柱・梁接合部への適用やアスペクト比の大小となる接合部についてはまだ示されていない。このような様々な研究がある一方で、現行の接合部終局耐力算定式(1)は、接合部強度は柱・梁が曲げ降伏しない柱梁接合部の実験で得られる、という仮説に立脚して導かれた実験式である。

$$V_{jd} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot B_j \cdot D_j \tag{1}$$

ここで、
 κ : 形状を表す係数 (ト形接合部では 0.7)
 ϕ : 直交梁の有無を表す係数 (直交梁両方あり以外は 0.85 であるが、実験結果の下限値を評価するための係数であり、本論文では平均強度として 1.0 を用いる)
 F_j : コンクリートの強度から定まる定数で (コンクリート強度 σ_B に対して $0.8 \cdot \sigma_B^{0.7}$)
 B_j : 接合部の有効幅 ($B_b + b_{a1} + b_{a2}$)
 $b_{ai} : \min \{ D_c / 4, b_i / 2 \}$, b_i : 柱側面から梁側面までの長さ
 B_b : 梁幅, D_c : 柱せい
 D_j : 接合部の有効せい (機械式定着工法では定着長 L_d とし、鉄筋径を d_b として $12d_b$ かつ $3/4D_c$ 以上とする)

既往の研究に対して本研究では、機械式定着工法を用いた不整形な外部柱・梁接合部への既往の終局耐力式の適用性や、接合部アスペクト比が接合部終局強度に与える影響について実験結果を基に考察する。ここで、対象とする外部柱・梁接合部周辺の応力状態やスパン、寸法記号について図3に示す。

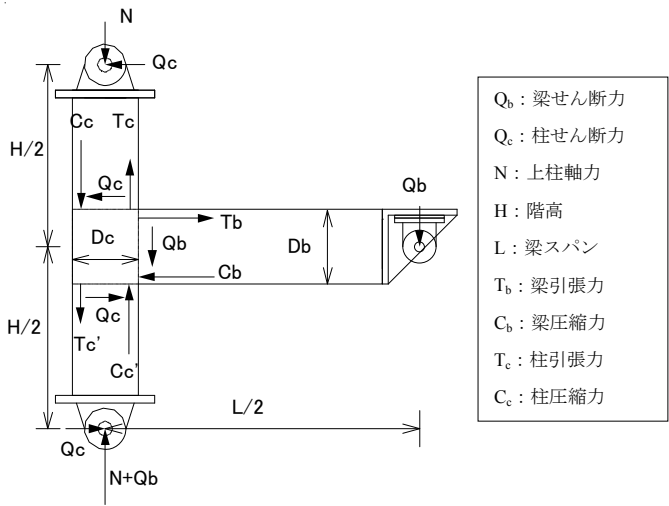


図3 接合部周辺の応力状態

3. 実験概要

3. 1 試験体

本研究で想定する架構は、鉄筋コンクリート構造純ラーメン架構とし、その柱梁ト形接合部を切り出した部分架構を実験の対象とした。基準試験体N400_450の部材寸法は、柱断面 $B \times D = 400 \times 400 \text{ mm}$ 、梁断面 $B \times D = 350 \times 450 \text{ mm}$ とし、試験体は縮尺1/2とした。基準試験体に対してアスペクト比を大小に変動させるため、同配筋のまま梁せいを2倍とする試験体N400_900、柱せいを2倍とする試験体N800_450として3体計画した。

試験体一覧を表1に、各試験体の配筋図を図4～図6に示す。

表1 試験体一覧

試験体	N400_900	N400_450	N800_450
破壊形式	接合部		定着
アスペクト比	大(2.25)	中(1.13)	小(0.56)
柱B×D(mm)	400×400		400×800
梁B×D(mm)	350×900	350×450	
柱全主筋 (SD490)	12-D22		
主筋比 $p_g(\%)$	2.90		1.45
柱帯筋 (SPR785)	4-D10@100		
帯筋比 $p_w(\%)$	0.71		
梁引張主筋 (SD980)	4-D25		
引張鉄筋比 $p_t(\%)$	0.69	1.47	
定着長 L_d (mm)	300 (3/4 D_c)		600 (3/4 D_c)
梁あばら筋 (SPR785)	2-D10@60		
あばら筋比 $p_w(\%)$	0.68		
接合部補強筋 (SD295)	2-D10 (7 set)	2-D10 (3 set)	
接合部補強筋比 $p_{jw}(\%)$	0.32		

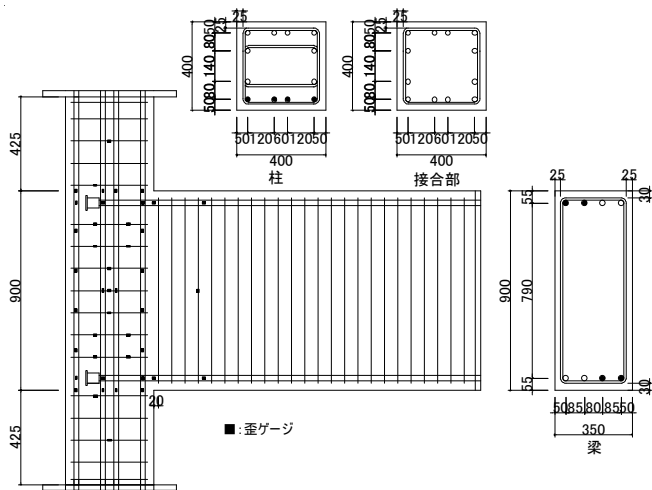


図4 試験体(N400_900)配筋詳細図

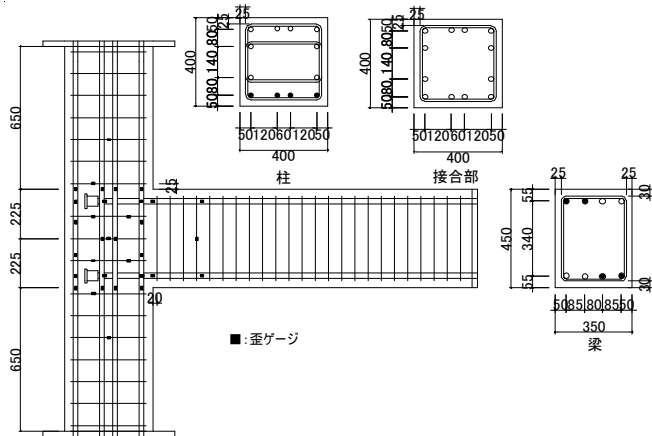


図5 試験体(N400_450)配筋詳細図

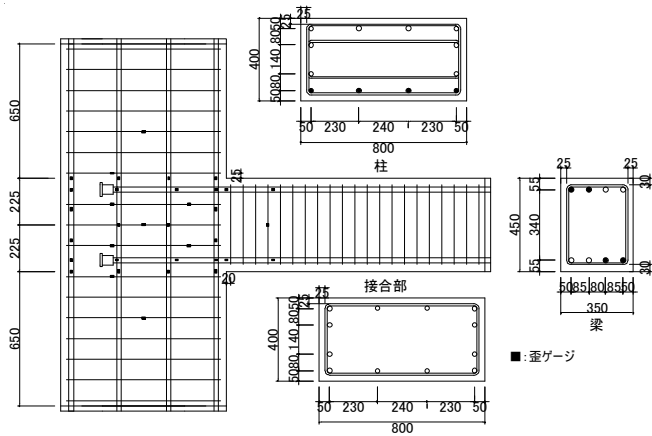


図6 試験体(N800_450)配筋詳細図

3.2 使用材料

使用材料と材料試験結果一覧をコンクリートについて表2に、鉄筋については表3に示す。

各材料試験結果は、3体の供試体の平均とし、架構試験体加力時の試験結果を示す。コンクリートは目標圧縮強度を21N/mm²として呼び強度18N/mm²を用いた。

表2 コンクリートの材料試験結果 (N/mm²)

試験体 (材齢・日)	圧縮 強度	圧縮時歪 (μ)	割裂 強度	ヤング係数
N400_900 (79)	24.7	1780	2.2	27.1×10 ³
N400_450 (54)	23.8	1710	2.2	26.6×10 ³
N800_450 (68)	23.5	1696	2.3	27.0×10 ³

表3 鉄筋の材料試験結果 (N/mm²)

鉄筋径 (材種)	降伏点	降伏歪(μ)	引張 強さ	ヤング係数
D10 (SD295)	366.8	2036	489.1	180.1×10 ³
D10 (SPR785)	891.2	4215	1030.9	209.7×10 ³
D22 (SD490)	540.0	2873	705.7	188.0×10 ³
D25 (SD390)	466.4	2490	644.7	197.3×10 ³
D25 (SD980)	1142.0	7947	1259.7	192.2×10 ³

3.3 載荷・計測方法

鉄骨フレームとRC反力床、反力壁に軸力用油圧ジャッキ2本と柱鉛直維持用(層せん断力用)油圧ジャッキ1本を組み合わせた加力装置に試験体を設置し、梁端の梁反曲点位置に設置した油圧ジャッキによって梁にせん断力を与え梁端の変位により制御した。加力装置を図7に示す。梁端油圧ジャッキはN400_450試験体では300kNを1本使用し、N400_900試験体とN800_450試験体では300kNを2本並列して用いた。2本のジャッキは油圧が同じになるように同一ポンプを用いた。

試験体と治具の連結部には柱・梁の反曲点位置としてピンを設置し、柱上端ー下端ピン間距離は2200mm、柱心ー梁端ピン間距離は1900mmとした。1/2縮尺としているので実際の建物では構造階高4.4m、梁スパン7.6mを想定している。

試験体を下柱脚部ピンに設置して梁端ジャッキを連結した状態で、上部ピンを連結せずにイニシャル計測した後、上部鉄骨治具を下げて上柱頂部ピンと試験体を連結した。従って、梁の自重分は梁せん断力からキャンセルされる。

加力方向については梁端ジャッキを押し下げる方向(下柱の軸力増大側・梁上端筋引張側)を正加力とし、梁端ピンの鉛直絶対変位を梁半スパン(1900mm)で割った層間変形角に対して±1/800radを1サイクル、±1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25radを各2サイクル加力した後、ジャッキストローク限界(正側1/23rad)まで加力した。

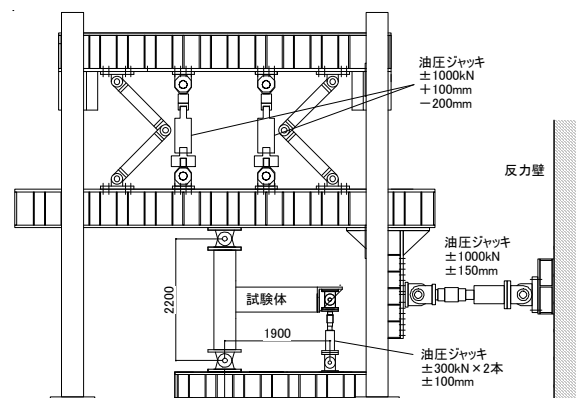


図7 加力装置

計測については、各油圧ジャッキの荷重をロードセルから計測し、各部の絶対変位や相対変位については高感度変位計を用いて計測した。接合部近傍の鉄筋には歪ゲージを貼り付けて鉄筋の歪を計測した。歪ゲージ貼り付け位置を図4～図6に示す。主筋のひずみゲージは柱主筋と梁主筋が交差する部分にも設けた。また接合部せん断補強筋については、ひび割れ想定位置付近とした。接合部のせん断変形は、斜め×形計測とし、接合部背面を基準とした各部の変位も計測した。

4. 実験結果

4. 1 実験結果一覧

実験結果一覧と計算値を表4に示す。また、梁せん断力-変形角関係を図9～図11に示す。表4の破壊モードについては、柱主筋の一部（梁主筋との交差部）が降伏した最大耐力時以降に、柱梁の変形が進まず接合部のせん断変形角 γ が進行し、斜めひび割れが拡大して耐力低下していく破壊を接合部破壊 V_j と定義した。また、最大耐力以降に接合部のせん断変形角 γ と柱梁の変形が進まず、水平膨れ（接合部のひび割れ拡大）を伴わずに、定着板の背面コンクリートとの相対変位が増大して梁主筋の拔出し変形が大きくなり耐力低下する破壊を定着破壊 T_b と定義した。梁せん断力 Q_b は梁端ロードセル計測値を示し、接合部せん断力 V_j や柱せん断力 Q_c 、梁主筋引張り力 T_b については図3に示したト形部分架構の応力状態から式(2)～(4)より算出した。また、計算値については、文献¹⁾による接合部終局せん断耐力式(1)の $\phi=1.0$ とする平均値と、文献²⁾による側面剥離破壊耐力式(5)、柱および梁の曲げ終局時せん断力 Q_{cmu} 、 Q_{bmu} を示した。

$$V_j = T_b - Q_c \quad (2)$$

$$= Q_b \cdot \{L/(2 \cdot j_b) - D_c/(2 \cdot j_b) - L/(2 \cdot H)\}$$

$$Q_c = Q_b \cdot (L/2) / H \quad (3)$$

$$T_b = Q_b \cdot (L/2 - D_c/2) / j_b \quad (4)$$

$$T_{bu} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \sigma_{std} \cdot A_b \cdot \beta \quad (5)$$

ここで、

L, H, D_c : 図3参照

j_b : 梁の曲げ応力中心間距離 $0.9 \cdot d$ (mm)

d : 梁の有効せい(梁圧縮側面から引張主筋重心までの距離)

k_1 : 支圧面積比による影響を表す係数(1.0)

k_2 : 側面かぶり厚さの影響を表す係数 $0.96 + 0.01(C/d_b)$

C : 定着鉄筋心からコンクリート表面までの距離(mm)

d_b : 定着筋径(mm)

k_3 : $p_{wjc} < 0.04$ の時 $62.5 \cdot p_{wjc} - 1.22p_{wjc}(\sigma_B - 27.2) + 1$

$p_{wjc} > 0.04$ の時 $1.25 - 0.0051(\sigma_B - 27.2)$

σ_{std} : $101 \cdot \sigma_B^{0.5}$ ただし、 $21 < \sigma_B < 60$ (N/mm²)

A_b : 梁引張側主筋断面積(mm²)

β : 低減係数 (梁上端筋 0.8)

アスペクト比の大きい試験体 N400_900 は、層間変形角 1/200rad. で接合部せん断補強筋が降伏し、1/67rad.の正側で最大耐力となった。

柱の曲げ終局強度計算値に対して 0.59 倍であり、到達していないが、柱主筋は梁主筋位置で降伏した。式(1)による接合部終局せん断強度に対しては 0.8 倍という結果となり、負側については正側よりも更に最大耐力が低い。

表4 実験結果一覧 (kN)

試験体名称			N400_900	N400_450	N800_450
接合部の破壊モード			V _j	V _j	V _j →T _b
実験結果最大値	Q _b	(正)	347	155	373
		(負)	306	149	319
	V _j	(正)	476	608	1252
		(負)	420	585	1070
	Q _c	(正)	300	134	322
		(負)	264	129	275
	T _b	(正)	776	742	1574
		(負)	664	714	1345
計算値	V _{ju}	(正負)	595	579	1148
	余裕度 V _j /V _{ju}	(正)	<u>0.80</u>	<u>1.05</u>	1.09
		(負)	0.71	1.01	0.93
	T _{bu}	(上端筋)	973	957	952
		(下端筋)	1216	1196	1189
	余裕度 T _b /T _{bu}	(正)	0.80	0.78	<u>1.65</u>
		(負)	0.55	0.60	1.13
	Q _{cmu}	上柱(正)	506	308	616
		下柱(負)	421	273	465
	余裕度 Q _c /Q _{cmu}	上柱(正)	0.59	0.44	0.52
		下柱(負)	0.63	0.47	0.59
	Q _{bmu}	(正負)	1036	484	549
	余裕度 Q _b /Q _{bmu}	(正)	0.33	0.32	0.68
		(負)	0.30	0.31	0.58

注 破壊モード V_j : 接合部破壊, T_b : 定着破壊, Q_b : 梁せん断力計測値, V_j : 式(2), Q_c : 式(3), T_b : 式(4), V_{ju} : 式(1), T_{bu} : 式(5), 下線は最大

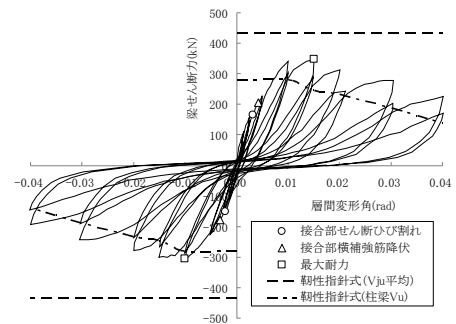


図9 N400_900試験体の復元力特性

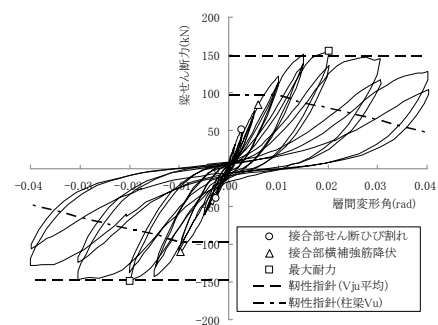


図10 N400_450試験体の復元力特性

試験体 N400_450 の正側では、接合部の最大せん断力は式(1)による接合部終局せん断耐力計算値（平均値）の 1.05 倍となり、ほぼ計算値と合ったが、最大強度時には柱主筋が降伏した。負側についても若干接合部せん断力が低いものの、式(1)の計算値に対して 1.01 倍の強度となっている。

試験体 N800_450 については、正側で接合部せん断耐力式(1)の 1.09 倍、定着耐力式(2)の 1.65 倍の耐力を発揮した。他の試験体と比較して最大耐力以降の耐力低下が大きく、また負側は正側に比べて 15%程度最大せん断力が小さい。

4. 2 破壊性状

各試験体の最大強度時と最終破壊時について、接合部近傍の損傷状況を図 12～図 14 に示す。また、水平せん断力 V_j と有効幅 B_j および有効せい D_j から接合部せん断応力度 τ を式(6)として定義し、接合部のせん断変形角 γ との関係を図 15～図 17 に示す。

$$\tau = V_j / (b_j \cdot D_j) \quad (6)$$

3 体の試験体について共通した破壊状況として、まず初めに柱梁の引張側接合部入隅部近傍に曲げひび割れが生じる。これは文献¹¹⁾に記された通り、部材の曲げひび割れと同時期の早い段階で生じる。その後、接合部にせん断ひび割れが生じ、その瞬間梁端での計測変位が 0.2mm 程度スリップして接合部せん断補強筋のひずみが急増する。以降は各試験体によって破壊過程が異なる。

接合部アスペクト比が 2 程度と大きい試験体 N400_900 では、梁主筋の定着部から生じる斜めひび割れと、柱梁圧縮側から接合部背面に向かう斜めひび割れが、接合部の上下において分かれて生じた。繰返し载荷によって斜めひび割れは縦方向に傾きが大きくなるが、接合部中央付近で正負载荷の斜めひび割れが交差することはない。層間変形角 1/67rad.以降のサイクルでは、接合部のせん断変形角が進行し、最終的には図 12 に示すように接合部のかぶり部分が完全に剥落し、定着部も露出した。接合部内の柱主筋は梁の曲げ危険断面側に引張られており、コンクリートと剥離していた。縦長接合部は柱の形状に類似し、梁によって鉛直変形が拘束される条件を除けば、柱のせん断载荷実験と同様に思われた。

N400_450 の破壊過程の特徴は、入隅部の曲げひび割れと接合部背面側の斜めひび割れが大きく拡大し、最大耐力時の 1/50rad.以降、斜めひび割れは機械式定着位置で 3mm 程度と最も開き、そこから接合部対角側の柱梁圧縮位置に向かって閉じていき、反対の接合部背面側については柱の軸方向主筋に沿って進展した。図 16 から、層間変形角 1/33rad.において接合部せん断変形角 γ が進行していることが分かる。耐力劣化に伴い、梁のひび割れ幅は小さくなり、最終的には図 13 に示す通り、斜めひび割れが接合部背面側へ貫通した。

接合部のアスペクト比が 0.5 である試験体 N800_450 は、変形角 1/33rad.において図 17 に示す通り接合部のせん断変形角 γ が増大したが、その後は側面剥離破壊により定着耐力が喪失し、せん断変形角 γ の増大は見られず、接合部の損傷も少ない。図 18 には、定着板の接合部背面からの相対移動と接合部水平膨れの関係を示している。層間変形角 1/33rad.において膨れ（ひび割れ幅の水平成分の合計）よりも定着板移動が大きくなり、定着破壊によって梁主筋が拔出し

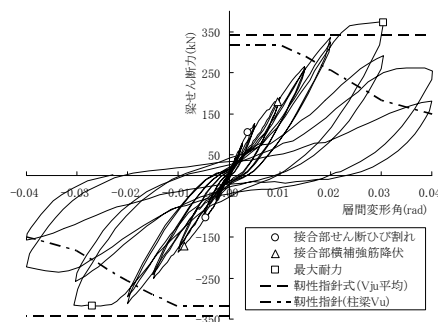


図11 N800_450試験体の復元力特性

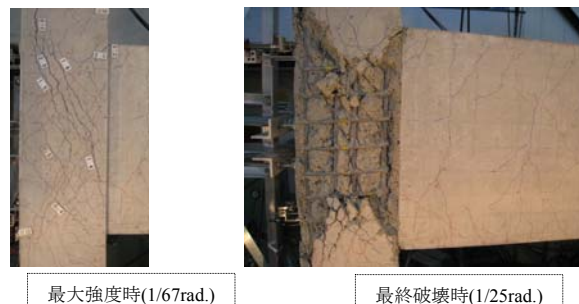


図12 N400_900試験体の損傷状況

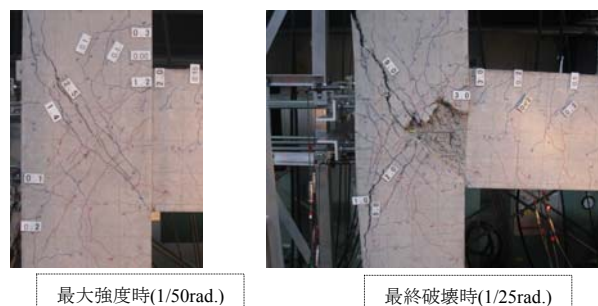


図13 N400_450試験体の損傷状況

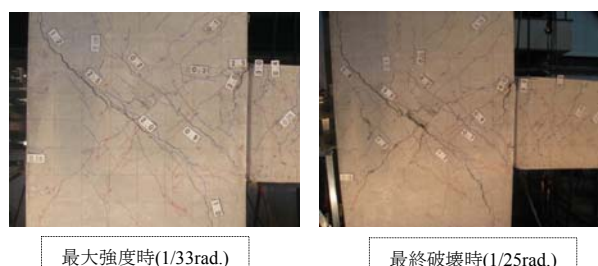


図14 N800_450試験体の損傷状況

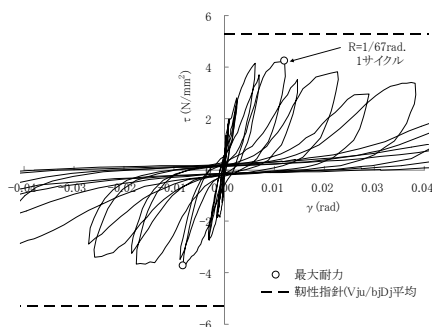


図15 τ - γ 関係 (N400_900試験体)

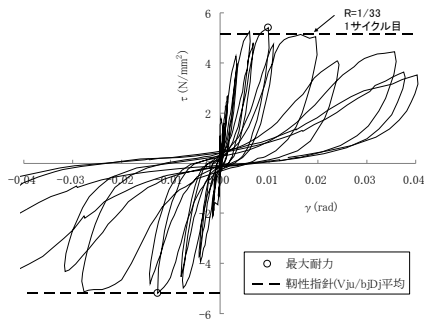


図16 τ - γ 関係 (N400_450試験体)

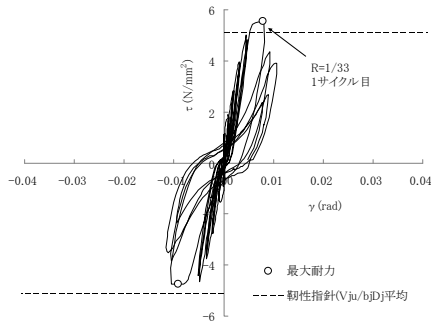


図17 τ - γ 関係 (N800_450試験体)

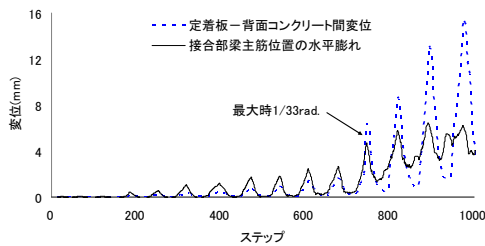


図18 定着板の移動と接合部水平膨れ成分 (N800_450)

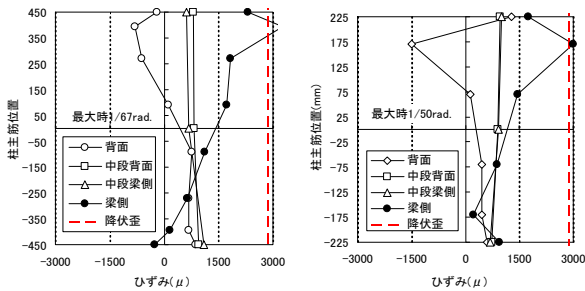


図19 最大強度時柱主筋の歪分布 (左図N400_900,右図N400_450)

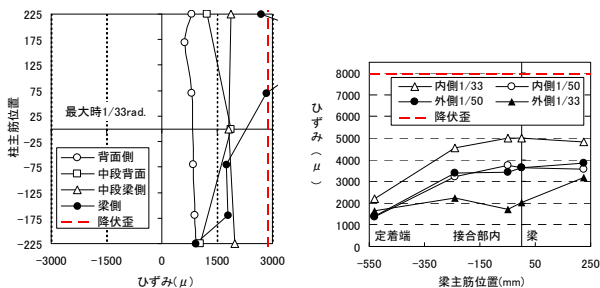


図20 最大強度時柱主筋歪(左図)と梁主筋の歪分布(右図) (N800_450)

ていることが分かる。

柱主筋の歪については、図 19、図 20 に示す通り、全ての試験体において最大強度時に梁側柱主筋の梁主筋位置が引張降伏した。梁主筋位置以外の部分や、背面側の主筋の全長、中段筋の全長は弾性であり、付着力は保持している。また、SD980 を使用した梁主筋については全て弾性であるが、最も歪が大きくなる N800_450 を図 20 右に示す。全ての試験体の接合部横補強筋については、斜めひび割れ後の小振幅 1/400～1/100rad.において降伏した。

5. 接合部終局強度

5. 1 アスペクト比の影響

接合部アスペクト比(D_b/D_c)と接合部せん断応力度 τ_j の関係について図 21 に示す。試験体の最大耐力時の接合部せん断応力度は、接合部アスペクト比の大きい試験体 N400_900 では、靱性指針式(1)による接合部計算耐力(平均値)を 20%下回り、アスペクト比が大きくなるほど減少している。大断面が用いられる基礎梁や壁梁形式の架構などでは更にアスペクト比が大きいケースや、また破壊モードによって τ では評価できないこと等も考えられ注意が必要である。

負側についても同様の傾向が見られるものの、定着破壊した N800_450 試験体については最大応力度が小さい。

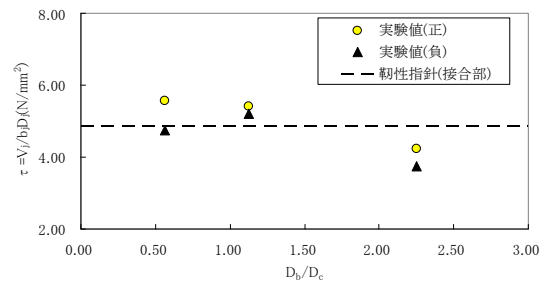


図21 接合部アスペクト比と接合部せん断応力度

5. 2 せん断終局強度

接合部アスペクト比が大きい縦長の試験体 N400_900 は、図 22 に示すように、まず曲げひび割れが生じ、次にせん断ひび割れが生じ、接合部横補強筋が降伏し、最大強度時に柱主筋が降伏した後、耐力低下とともに接合部内のコンクリートの損傷が激しくなった。図 23 には接合部と柱の応力状態を比較し、梁主筋の引張力位置を曲げ危険断面位置と仮定することで、梁せん断力と梁による鉛直変形の拘束以外は柱のせん断抵抗機構とほぼ一致することを示した。

そこで、接合部に図 24 に示すトラス・アーチ機構を仮定し、靱性指針¹⁾に示される柱のせん断強度式(7)を適用し、塑性ヒンジ回転角 R_p によるせん断終局強度について算定した。

N400_900試験体と同様に、整形な試験体N400_450やアスペクト比の小さい横長の試験体N800_450についても図24右に示すような応力状態を考慮してせん断終局強度を算定した。式(7)の計算結果については、図9～図11の各試験体の復元力特性とともに夫々一点鎖線で示した。ここで、算定に用いた R_p は接合部上下端にヒンジを想定する場合、他の部位が剛体であると仮定すると図25に示す塑性ヒンジ回転角 R_p として表されるが、 $R_p=R$ として簡易的に層間変形角として用いた。

また、降伏変形角 R_y については1/100rad.とした。

$$V_u = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}) \quad (7)$$

ここで、

$$V_{u1} = \mu \cdot p_{we} \sigma_{wy} b_c j_c + (v \cdot \sigma_B - 5 p_{we} \sigma_{wy} / \lambda) b_c \cdot D_c / 2 \cdot \tan \theta$$

$$V_{u2} = (\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}) b_c j_c / 3$$

$$V_{u3} = (\lambda v \sigma_B) b_c j_c / 2$$

b_c : 柱幅, D_c : 柱せい, b_c : 接合部横補強筋間幅

j_c : 接合部横補強筋間せい, μ : $2-20R_p$

R_p : 接合部上下のヒンジ領域回転角(rad.), p_{we} : $a_w / (b_c \cdot s)$

a_w : 接合部の補強筋1組の断面積, s : 横補強筋間隔,

σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度, v : $(1-20R_p)v_0$, v_0 : $0.7-\sigma_B/200$

λ : $1-s/2j_c-b_s/4j_c$, b_s : 横補強筋の最大間隔

θ : アーチ圧縮束角度で H_0 と D_c より定まる

H_0 : 柱のクリアスパンに対して梁応力中心間距離とする

計算値はせん断強度を過小評価する傾向にはあるものの、 R_p による耐力劣化の傾向やアスペクト比によって変化する最大耐力の傾向は捉えられる可能性がある。田中・小林・林・上村¹³⁾においても内部梁・柱接合部を対象とした試験体に対してアスペクト比が大きくなると耐力が低下するという同様の傾向が示されている。

5. 3 曲げ終局強度

接合部横補強筋は早期に降伏し、柱主筋は最大強度時に降伏した。そこで、文献¹²⁾を参考にして接合部の曲げ終局状態として最大強度時を図26のように仮定した。定着部C点を基点としてB点へ向かう斜めひび割れと柱梁の引張主筋位置からA点へ向かう斜めひび割れ面に曲げ破壊面を仮定し、上柱のせん断力 $cQ_{vm上}$ と下柱のせん断力 $cQ_{vm下}$ を算定する。図27にはト形梁構全体の応力状態と、上柱の応力釣合い、下柱の応力釣合い、梁の応力釣合いを示す。上柱の圧縮合力作用点O点についての曲げモーメントの釣り合いから耐力式(8)を示し、下柱のB点に対する曲げモーメントの釣り合いから耐力式(9)を示す。柱主筋の降伏時を上柱の終局時とし、梁主筋応力については、破壊面 45° の仮定から式(10)により算定した。下柱は横補強筋と柱中段主筋の降伏を仮定した。

上柱と下柱のせん断力 $cQ_{vm上}$, $cQ_{vm下}$ の計算結果を表5に示す。

$$Q_c(H/2 - j_b/2 + j_a) + N(j_c/2 - j_a) = T_c j_a + T_b j_a \quad (8)$$

$$Q_c(H/2 - j_b/2) - (N + Q_b)j_c/2 = W_a(j_b - j_a/2) + W_b(j_b - j_a)/2 + F \cdot j_c/2 \quad (9)$$

$$\varepsilon_b = \varepsilon_c \quad (10)$$

ここで、 j_a , j_b , j_c , j_d は図26および下記による。

j_a , j_d : 梁主筋からA点およびO点までの鉛直距離

j_c , j_b : 柱および梁の応力中心間距離

j_d : 定着板から柱引張主筋までの距離

T_c , T_b , ε_c , ε_b : 柱・梁主筋引張応力と歪度

F , W : 柱中段主筋・接合部横補強筋応力

W_a : j_a 範囲の横補強筋応力($=W \cdot j_a/j_b$)

W_b : $(j_b - j_a)$ 範囲の横補強筋応力($=W \cdot \{j_b - j_a\}/j_b$)

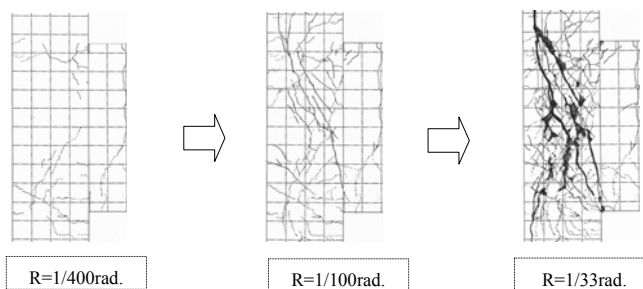


図22 N400_900の損傷過程

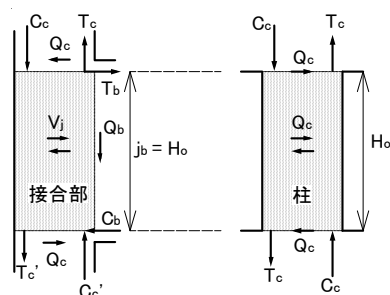


図23 接合部と柱の応力比較

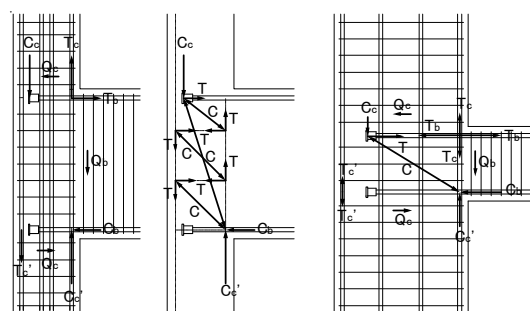


図24 外部柱・梁接合部のトラス・アーチ機構

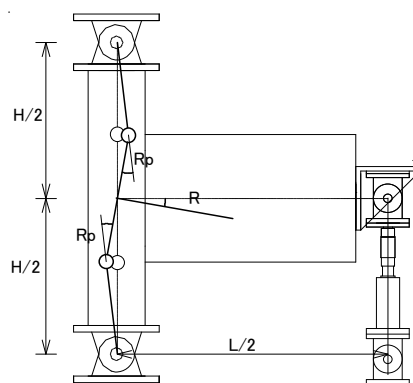


図25 塑性ヒンジ回転角と層間変形角

表5 接合部曲げ終局時柱せん断力

試験体	計算値(kN)		実験値(kN) (余裕度)
	$cQ_{vm上}$	$cQ_{vm下}$	$Q_c(正) (Q_c/Q_{cjm})$
N400_900	385	607	300 (0.78)
N400_450	236	204	134 (0.66)
N800_450	325	616	322 (0.99)

各試験体の曲げ終局強度は 0.66~0.99 となり、計算値が過大評価する傾向が見られた。実験結果では全ての試験体で柱主筋の降伏時に最大耐力となっているものの、N400_450 試験体では横補強筋と柱中段主筋の降伏によって終局強度が定まる結果となった。破壊状況と歪を説明出来るモデルを構築するためには、さらに破壊面を検討する必要がある。

6. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 接合部アスペクト比(D_b/D_c)が大きい縦長の接合部になるに従い、平均せん断応力度が靱性指針式(1)で計算される下限値をも下回り、最大強度時の平均せん断応力度が減少傾向にあった。
- 2) 柱梁部材と同様の考え方により、塑性ヒンジを考慮したアーチ・トラス機構によるせん断強度を考慮することで、接合部終局強度や塑性ヒンジによるせん断強度の劣化を推定できる可能性がある。
- 3) 機械式定着の曲げ破壊面を仮定して曲げ終局強度を算定した結果、計算値が過大評価する傾向が見られ、接合部形状や破壊モードによって破壊面の仮定に問題があると考えられる。
- 4) 今後は、接合部の終局強度についてアスペクト比が大きいものから小さいものまで評価できる計算手法を構築するために、実験結果の検討を進め、アスペクト比や定着長、鉄筋量と、破壊モードの関係について明らかにしていく。

謝辞

本研究は、(財)日本建築防災協会に設置された高炉鉄筋に適用する機械式定着工法研究委員会(窪田敏行委員長)のもとに設置された実験担当WGの研究プロジェクトの一貫として実施されたものである。また、新日本製鐵(株)および東京鉄鋼(株)より鉄筋等の材料を提供して頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，2001.9
- 2) 東京鉄鋼株式会社：プレートナット工法，(財)日本建築センター一般評定BCJ評定RC0152-03，2008.6
- 3) 藤井栄，森田司郎：鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構，日本建築学会構造系論文報告集，第398号，pp61-71，1989.4
- 4) 森田司郎，藤井栄，野村祥一：RC外部柱・梁接合部の耐力と変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，9-2，pp175-180，1987
- 5) 市之瀬敏勝：付着良好な梁降伏型RC内部接合部の必要せん断補強筋量，日本建築学会構造系論文報告集，第383号，pp88-pp97，1988.1
- 6) 市之瀬敏勝，梶原卓行：下界定理によるRC柱はり内部接合部のせん断強度，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp327-332，1995
- 7) 上村智彦，柏崎隆志：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力の検討，コンクリート工学年次論文報告集，12-2，pp675-pp680，1990
- 8) 窪田敏行，村上雅英：はり主筋を機械式定着した外柱・はり接合部の破壊性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp1189-1194，1995
- 9) 角徹三，浅草肇，佐野友治，赤塚剛：RC柱はり外部接合部の挙動に与える載荷履歴の影響，コンクリート工学年次論文報告集，12-2，pp685-690，1990
- 10) T. Paulay, R. Park, and M. J. N. Priestley：Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions, ACI Journal, Vol.75, pp585-593, 1978.11

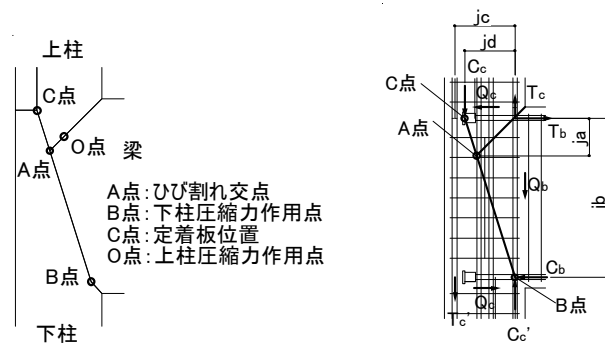


図26 接合部の曲げ破壊機構と切断面内部応力

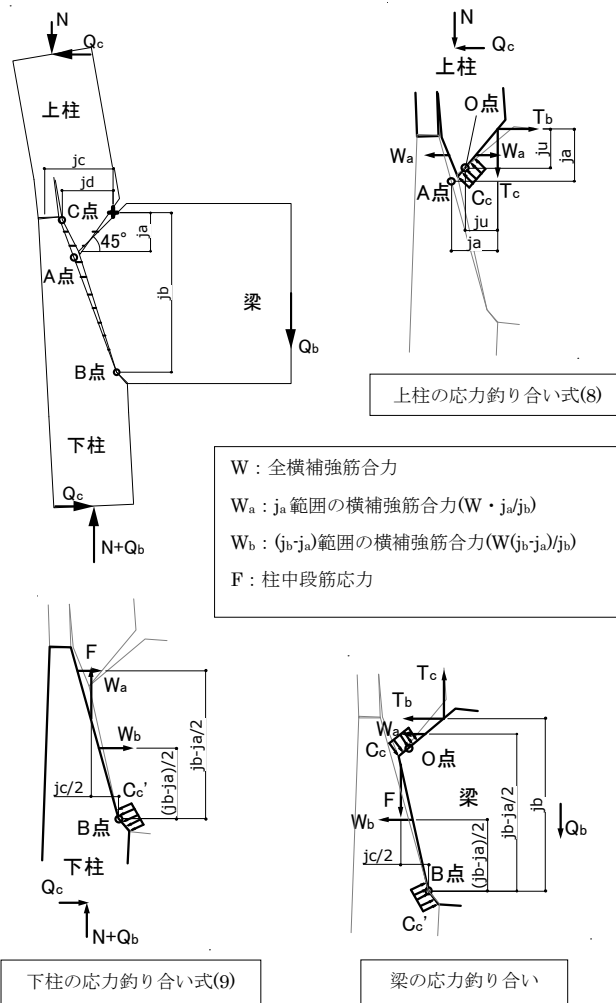


図27 曲げ破壊機構と応力の釣り合い

- 11) Shyh-Hiann Hwang and Hung-Jen Lee：Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance, ACI Structural Journal, Vol.96, pp846-pp858, 1999.11
- 12) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第631号，pp1641-1648，2008.9
- 13) 田中信也，小林宗悟，林静雄，上村智彦：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の破壊性状への接合部アスペクト比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp433-pp438，2004