

(27) CES柱梁接合部のせん断挙動に関する研究

松井 智哉¹・倉本 洋²

¹正会員 豊橋技術科学大学助教 工学部建設工学系（〒441-8580愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1）

E-mail: matsui@tut.ac.jp

²正会員 大阪大学教授 工学研究科地球総合工学専攻（〒565-0871大阪府吹田市山田丘2-1）

E-mail: kuramoto@arch.eng.osaka-u.ac.jp

本研究ではこれまで行ってきた実験からCES柱梁接合部試験体を対象に、接合部の終局耐力、接合部降伏せん断耐力およびせん断ひび割れ発生耐力について既往の評価法との適合性について検討を行う。さらに、3次元非線形FEM解析を実施することにより、作用軸力がせん断耐力に及ぼす影響について接合部内部応力状態の観点から検討する。柱梁接合部の終局耐力および降伏耐力は、SRC規準に基づいて概ね評価可能であることを示した。また、解析において異なる軸力を受ける接合部の内部応力状態に顕著な違いは見られず、作用軸力は接合部の耐力性能に及ぼす影響は小さいことを明らかにした。

Key Words : CES beam-column joints, FRC, FEM analysis, Shear strength evaluation

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート構造（以下、SRC構造）は、鉄骨構造と鉄筋コンクリート構造を合成した構造システムであり、優れた耐震性能を有する構造形式である。しかしながら、施工において鉄骨工と鉄筋工の両方を要するため、構造設計や施工が非常に複雑となり、それに伴う建設コストの上昇、工期の長期化といった問題点が生じてくる。そこで筆者らは、SRC構造の構造特性を生かしつつ施工を合理化するため、鉄筋を用いず、繊維補強コンクリートと内蔵鉄骨のみで構成される合成構造（Concrete Encased Steel：以下、CES構造）の実用化に向けた開発研究を継続的に行っている^{1)~7)}。

これまでのCES柱、CES柱梁接合部および2層2スパンCESフレームを対象とした実験的研究により、CES構造はSRC構造と同等の優れた復元力特性および安定した履歴特性を示し、高い耐震性能を有することを明らかにしてきた。今後は実用化に向けてその構造性能評価法を構築していくことが必要とされている。

そこで、本研究ではCES柱梁接合部を対象として、静的解析に用いる復元力特性を構築することに向けて、これまで行ってきた実験データ^{3)~6)}を基に、接合部の終局せん断耐力とともに、せん断ひび割れ発生耐力および接合部降伏せん断耐力について既往の評価法との適合性について検討を行う。さらに、3次元非線形FEM解析を実施することにより、作用軸力がせん断耐力に及ぼす影響を接合部内部応力状態の観点から検討を行う。

2. 実験の概要

(1) 試験体概要

表1に試験体の概要、図-1、図-2に試験体形状および断面詳細をそれぞれ示す。試験体は図1に示す内柱梁接合部6体と外柱梁接合部2体の計8体としており、階高約3.5mおよびスパン約6mの架構の低層部柱梁接合部を想定した縮小モデルである。柱スパンは1300mm、梁スパンは2250mmであり、部材反曲点を模擬するために柱上下端部および梁端部の定着板にそれぞれピン支承を設けている。主な実験変数は、表-1に示すようにせん断余裕度（破壊形式）である。なお、せん断余裕度は梁の終局曲げ耐力に対する接合部の終局せん断耐力の比であり、算出方法については3.2節において示す。さらに接合部せん断破壊先行型とした試験体Bシリーズでは軸力比 N/N_0 （ N_0 ：軸圧縮耐力）が異なり、試験体A、CおよびDにおいては接合部のスチフナ、フランジ、ウェブの厚さがそれぞれ異なる。ここで、 N_0 は柱の鉄骨を含めた軸耐力であり、SRC基準に準じて算定した。

(2) 使用材料

表-2に鉄骨の材料試験結果を示す。鉄骨には鋼種SS400を、コンクリートには繊維補強コンクリートを用いた。繊維補強コンクリートに使用した繊維は直径が0.66mmで、長さが30mmのビニロンファイバー（RF4000）である。体積混入率は1.0%とした。水セメント比は各試験体共に60%とした。

表-1 試験体概要

試験体		A	C	D	AE	B	BN25	BN40	BE
形状		十字形			ト形	十字形			ト形
コンクリート強度 (MPa)		33.3	31.7	33.4	38.4	31.6	42.6	42.6	40.0
柱	内蔵鉄骨 (mm)	H-300×220×10×15							
	柱高さ:h (mm)	1300							
	断面:B×D (mm)	400×400							
梁	内蔵鉄骨 (mm)	H-300×150×6.5×9				H-300×200×9×19			
	梁長:l (mm)	2250							
	断面:B×D (mm)	300×400							
パネル	フランジ(mm)	15	22	22	15	15			
	スチフナ(mm)	9	16	16	9	19			
	ウェブ (mm)	10	10	19	10	4.5			
軸力:N		775	760	760	-176~1423	775	2017	3227	-509~2059
軸力比 (N/N ₀)		0.112	0.111	0.107	-0.02~0.18	0.116	0.250	0.40	-0.06~0.26
接合部せん断余裕度		1.25	1.45	1.81	2.27	0.60	0.69	0.69	0.89

表-2 鉄骨材料試験結果

内蔵鉄骨 (SS400)	試験体	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	備考
H-300×220 ×10×15	A, B	284.0	450.9	柱フランジ
		295.5	454.9	柱ウェブ
	C, D	294.2	489.5	柱フランジ
		320.2	488.4	柱ウェブ
	BN25, BN40	277.0	412.1	柱フランジ
		295.2	424.5	柱ウェブ
H-300×150 ×6.5×9	AE, BE	304.2	447.9	柱フランジ
		318.9	460.7	柱ウェブ
	A	320.5	458.0	梁フランジ
		407.7	510.4	梁ウェブ
	C, D	269.9	449.0	梁フランジ
		324.4	473.8	梁ウェブ
H-300×200 ×9×19	AE	304.0	433.7	梁フランジ
		348.4	453.4	梁ウェブ
	B	251.6	440.8	梁フランジ
		293.1	407.1	梁ウェブ
	BN25, BN40	259.5	413.1	梁フランジ
		277.9	415.8	梁ウェブ
PL-16 PL-22 PL-10 PL-19	C, D	281.1	432.9	梁フランジ
		304.3	446.2	梁ウェブ
	B	318.9	468.7	接合部スチフナ
		264.9	441.3	接合部フランジ
PL-4.5	C	276.3	438.0	接合部ウェブ
		250.0	417.3	
	D	256.7	337.5	
		345.1	445.8	
BN25, BN40	BE	306.9	439.4	

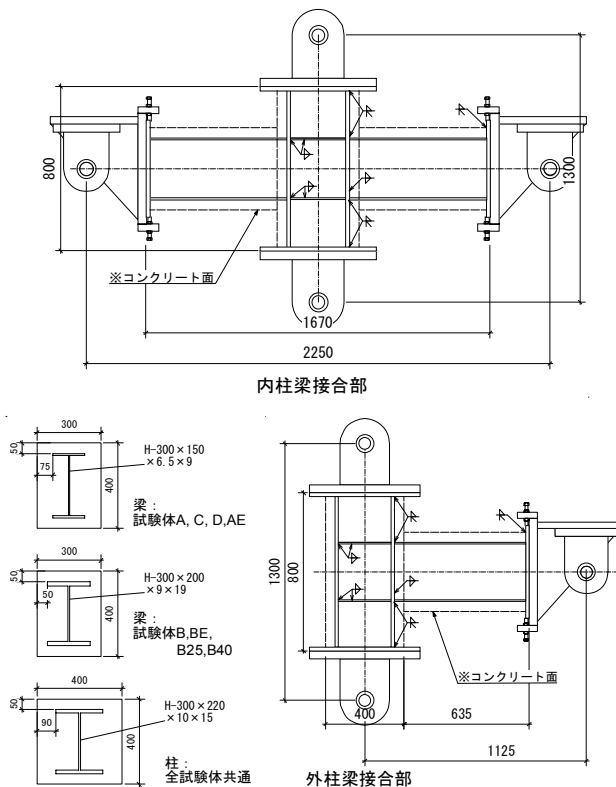


図-1 試験体形状

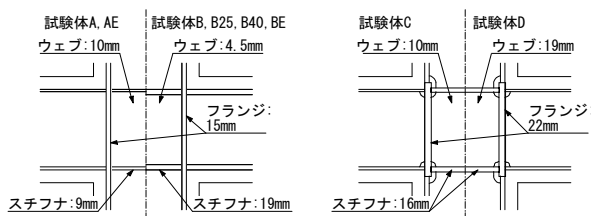


図-2 接合部詳細

(3) 実験方法

実験には図-3に示す荷重装置を用いた。各試験体とも

に所定の軸力下で静的漸増繰返し水平力荷重を行った。水平力荷重は変形制御とし、柱上下端に取り付けたピン支承間の相対水平変位 δ と上下ピン支承間距離 h で与えられる相対部材角 $R (= \delta / h)$ で、0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03および0.04rad.を2サイクルずつ繰返した後0.05rad.まで荷重を行い、実験を終了した（以下、部材角 R を%で表記）。変動軸力を受ける外柱梁接合部を想定した試験体においては、作用せん断力に対応して付加軸

力を与えた。詳細は文献4)を参照されたい。

計測変位は、主に制御変位となる水平変位、接合部パネルおよび柱・梁端部の変形である。鉄骨フランジおよびウェブのひずみをひずみゲージにより計測した。また、繰り返し载荷における第1サイクルのピーク時と除荷時においてクラックスケールを用いてひび割れ幅を測定している。

3. 実験結果

(1) 水平荷重－変形関係

図4に各試験体における水平荷重と変形角Rの関係を示す。また、図4には接合部のせん断ひび割れ発生時、パネルウェブ降伏時、梁フランジ降伏時および最大耐力時を示す。パネルウェブの降伏は、パネルウェブに貼付した3軸ゲージによるデータを用いてロゼット解析を行い、せん断降伏（パネルウェブ上のゲージ5つのうち3つ以上がせん断降伏）が確認された変形サイクルのピーク時として示している。

試験体A, C, D, AEおよびBEの破壊形式は梁曲げ降伏先行型となり、最終変形角まで安定した履歴性状を示している。ただし、試験体CおよびDは $R=3.0\%$ 以降のサイクルにおいて梁鉄骨の破断が生じている。これは、接合部パネルの剛性が相対的に大きい梁の端部にひずみが集中したこともあるが、最も梁に変形が集中した試験体AEにおいて鉄骨の破断は見られないことから、スカラップを設けたことが一因と考えられる。

試験体B, BN25およびBN40の破壊形式は、接合部せん断破壊である。どの試験体も $R=1.5\%$ 付近で最大耐力に達し、作用軸力が大きいほどその後の耐力低下の度合いが大きくなる傾向が見られる。また、軸力が大きい試験体BN25の最大耐力は試験体Bと同程度となっている一方で、BN40は試験体Bと比較して最大耐力が大きくなっている。コンクリート強度が異なっている影響もあるが、軸力が接合部のせん断耐力に及ぼす影響は小さいものと考えられる。なお、実験結果では試験体BN25のコンクリート強度は試験体Bより大きかったにも拘らず最大耐力が同レベルであったが、なんらかの原因（実験後、接合部内部に空隙が確認されたことなど）によりせん断強度を発揮できなかった可能性があると考えられる。

(2) 計算耐力

a) 終局耐力

図-5に最大耐力実験値と計算耐力との比較を示す。柱

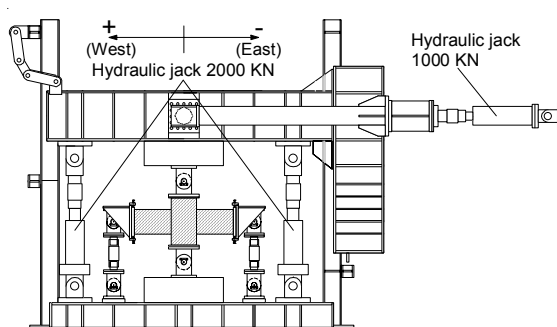


図-3 载荷装置

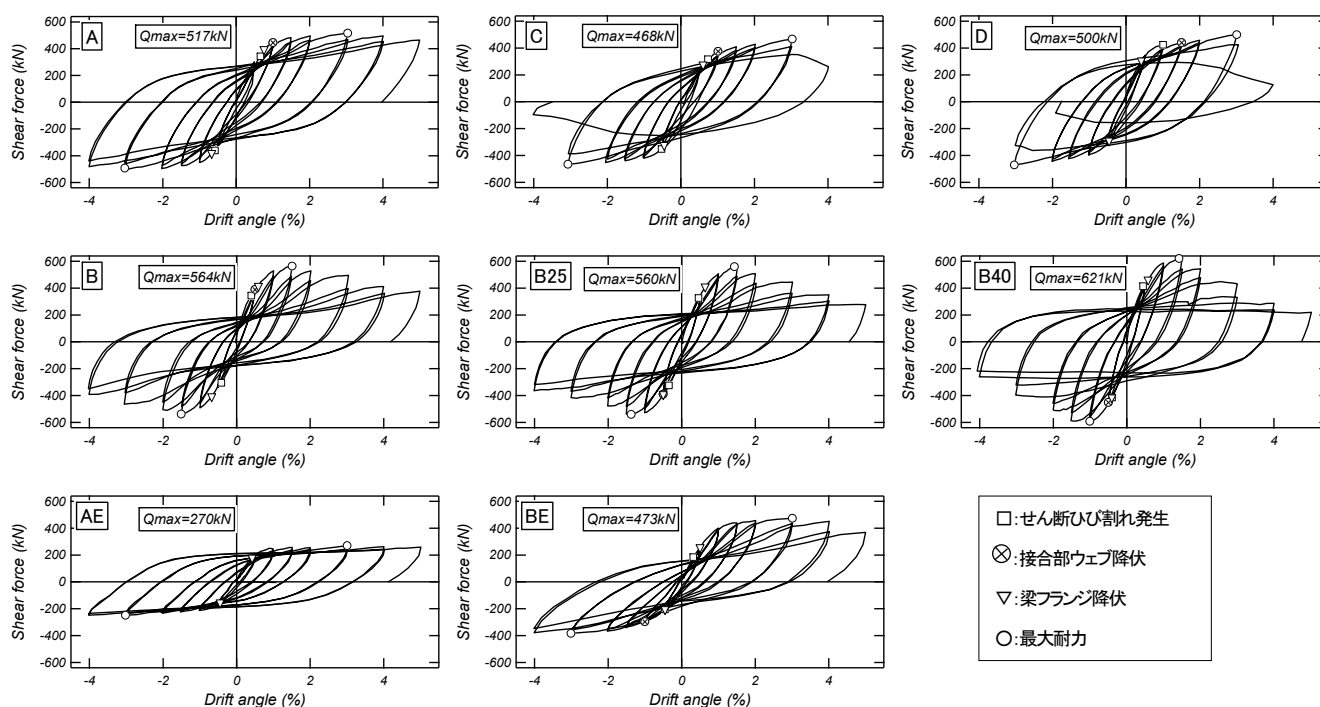


図4 荷重－変形関係

および梁の曲げ耐力は一般化累加強度理論により計算し、接合部パネルのせん断耐力はSRC規準⁹⁾に基づいて算定している。接合部パネルのせん断耐力の算定方法を以下に示す。

$${}_c Q_{pcal} = \frac{j_b \cdot l}{(l - j_c) \cdot h - j_b \cdot l} \cdot Q_{pcal} \quad (1)$$

$$Q_{pcal} = {}_J F_s \cdot {}_J \delta_c \cdot {}_c A_e + \frac{1.2 \cdot {}_{sw} \sigma_y \cdot {}_{sw} A}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

$${}_J F_s = \min \left(0.12 F_c, 1.8 + \frac{3.6 F_c}{100} \right) \quad (3)$$

ここで、 Q_{pcal} ：接合部パネルのせん断強度計算値、 ${}_c Q_{pcal}$ ： Q_{pcal} の柱せん断力換算値、 F_c ：コンクリートの圧縮強度、 ${}_J F_s$ ：コンクリートのせん断強度、 ${}_J \delta_c$ ：接合部の形状により決まる係数（十字形は3，ト字形は2）
 ${}_c A_e$ ：接合部コンクリートの有効面積（ $= {}_c b_e \cdot {}_c d_e$ ）， ${}_c b_e$ ：接合部コンクリートの有効幅（柱幅と梁幅の平均値）， ${}_c d_e$ ：接合部コンクリートの有効せい（柱せいと柱鉄骨せいの平均値）， ${}_{sw} \sigma_y$ ：接合部鉄骨ウェブの降伏応力， ${}_{sw} A$ ：接合部鉄骨ウェブの断面積， l ：梁スパン長， h ：上下柱の反曲点間距離， j_b ：梁の有効せい， j_c ：柱の有効せいである。なお、 j_b および j_c はそれぞれ梁鉄骨フランジ重心間距離，柱鉄骨フランジ重心間距離とした。

結果として、試験体B，BN25，BN40およびBEから、接合部終局せん断強度を若干過小評価する傾向が伺える。しかしながら、梁曲げ降伏型、接合部せん断破壊型ともに、上記の評価法によって、耐力計算値に対する実験値の耐力比が概ね1.1～1.35の範囲の精度で評価が可能である。

b) 降伏耐力およびひび割れ耐力

図-6に接合部降伏耐力と接合部ひび割れ発生耐力を示す（柱せん断力換算値）。それぞれ横軸が計算値、縦軸が実験値である。各計算耐力は、以下に示すSRC規準に示される短期荷重時、長期荷重時に対する設計式に準じて算定した。また、ひび割れ発生耐力は、文献9)に示される主応力度式に鉄骨部分を考慮した式についても算定した。

《CES柱梁接合部の降伏耐力》

・SRC規準式

$${}_p Q_u = {}_J F_s \cdot {}_J \delta_c \cdot {}_c A_e + \frac{{}_{sw} \sigma_y \cdot {}_{sw} A}{\sqrt{3}} \quad (4)$$

$${}_J F_s = \min \left(0.1 F_c, 1.5 + \frac{3.0 F_c}{100} \right) \quad (5)$$

《CES柱梁接合部のひび割れ耐力》

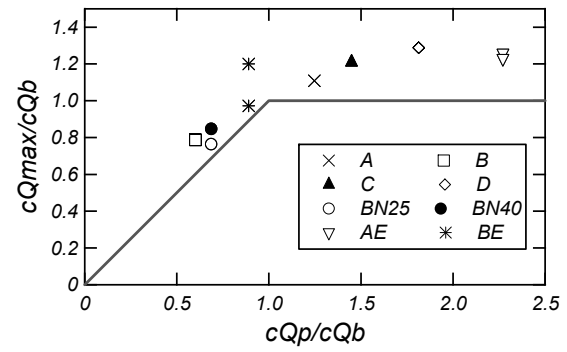
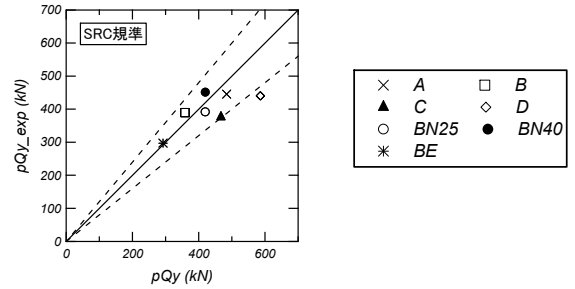
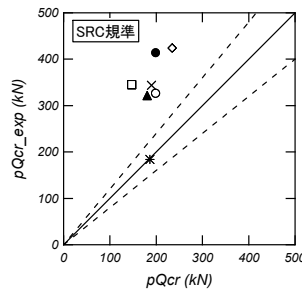


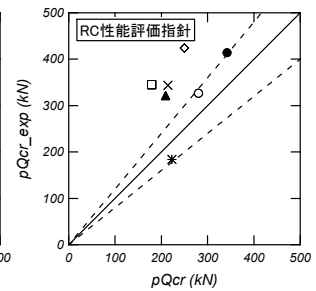
図-5 最大耐力計算値



(a) 降伏耐力



(b) ひび割れ耐力
(SRC 規準)



(c) ひび割れ耐力
(RC 性能評価指針)

図-6 各耐力の実験値と計算値の比較

・SRC規準式

$${}_p Q_{cr} = {}_c \tau_{cr} \cdot {}_c A_e \left(1 + n \cdot \frac{{}_{sw} A}{{}_c A_e} \right) \quad (6)$$

${}_c \tau_{cr} = 0.1 F_c$ ：コンクリートのせん断応力度， F_c ：コンクリートの圧縮強度， n ：ヤング係数比（=15）

・主応力度式

$${}_p Q_{cr} = {}_c \tau_{cr} \cdot {}_c A_e \left(1 + n \cdot \frac{{}_{sw} A}{{}_c A_e} \right) \quad (7)$$

$$f_t = 0.4 \sqrt{\sigma_B} \quad (8)$$

$${}_c \tau_{cr} = \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \sigma_0} \quad (9)$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{{}_c A \left(1 + \frac{{}_{sw} E \cdot {}_{sw} A}{{}_c E \cdot {}_c A} \right)} \quad (10)$$

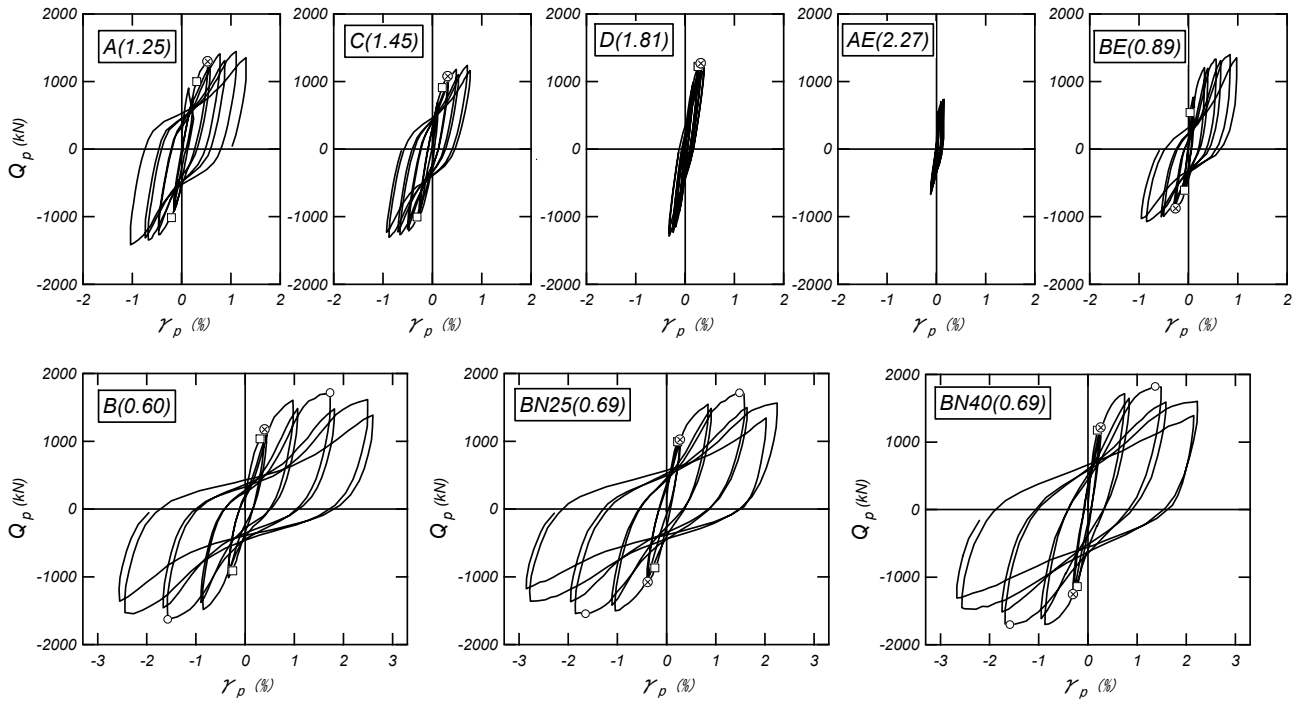


図-7 接合部の作用せん断力とせん断変形の関係

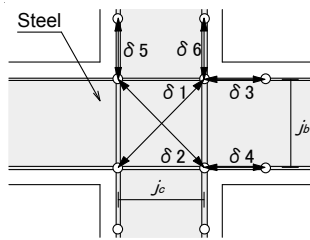


図-8 接合部変形の計測位置

f_t : コンクリートの引張強度, σ_B : コンクリートの圧縮強度, σ_0 : 柱のコンクリート軸圧縮応力度, N : 柱軸力, cA : 柱断面積, sA : 柱鉄骨断面積, E および E_s : コンクリートおよび鉄骨の弾性係数

降伏耐力について見てみると、計算値は実験値と概ね対応している。試験体CおよびDは若干大きめの評価をしているが、試験体CおよびDはせん断余裕度が大きく、パネルウェブ全体がせん断降伏に至っていないためと考えられる。

一方で、ひび割れ耐力について見てみると(7)式の主応力度式の方が若干対応が良いものの、どちらの算定式の場合もひび割れ耐力を小さく評価する傾向がある。ただし、試験体BEのみ他の試験体と比べて実験結果との対応性が異なるが、これは試験体BEのみ外柱梁接合部であること、生じたひび割れが接合部パネルに対して対角方向ではなく鉛直方向に近いひび割れが生じており、他の試験体と異なる挙動をしているためと考えられる。

(3) 接合部の挙動

図-7に $R=2.0\%$ までの接合部パネルの作用せん断変形とせん断力の関係を示す。なお、図中のマーカーは、図-4

の凡例と同様であり、図中の()内の数字はせん断余裕度である。接合部の作用せん断力 Q_p およびせん断変形角 γ_p はそれぞれ式(4)および式(6)より求めた。

$$Q_p = 2M_b \cdot \left(\frac{l - j_c}{l' \cdot j_b} - \frac{l}{l' \cdot h} \right) \quad (11)$$

$$M_b = Q_b \cdot l' / 2 \quad (12)$$

$$\gamma_p = \frac{\sqrt{j_b^2 + j_c^2}}{j_b \cdot j_c} \cdot \frac{\delta_1 - \delta_2}{2} \quad (13)$$

ここで、 l' は梁の内法長さ、 j_b 、 j_c は梁および柱のフランジ重心間距離、 Q_b は梁のせん断力である。また、変位 δ_1 、 δ_2 は図Xに示すように接合部において鉄骨に取り付けた変位計より得られる変位である。

図-7において $R=2.0\%$ において比較してみると、せん断余裕度が小さくなるに従って接合部パネルのせん断変形が大きくなっていることがわかる。また、軸力を変数とした試験体B、BN25およびBN40を見てみると試験体BN40において剛性、作用せん断力が若干大きくなっている程度で履歴性状に大きな差異は見られない。

さらに、軸力を変数とした試験体B、BN25およびBN40において接合部パネル、柱および梁の変形成分の推移を図-9に示す。ここで、柱および梁の変形成分の推移を図Xに示す位置の変位 δ_3 、 δ_4 、 δ_5 、 δ_6 より算定した回転角としている。

どの試験体においても、変形成分の推移は、最大耐力

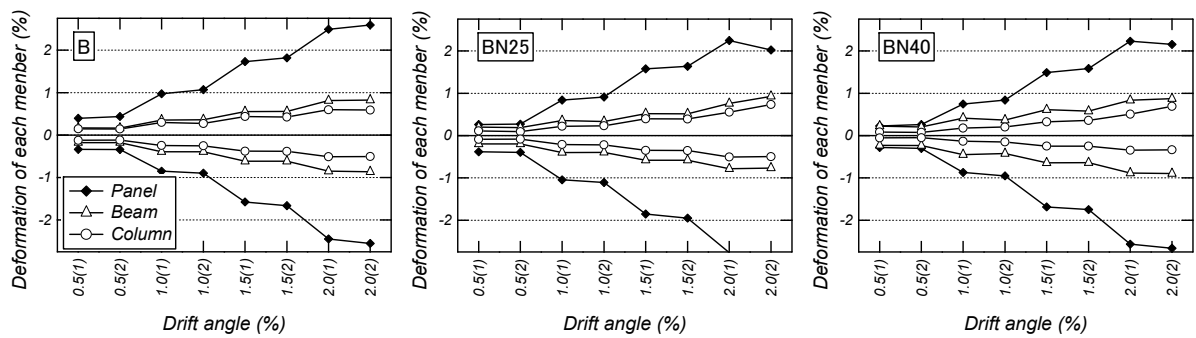


図-9 各部材の変形の推移

に達する $R=1.5\%$ まで顕著な違いは見られない。わずかに見られる傾向としては、作用軸力が大きいほど柱の変形が小さくなっており、その分を梁および接合部で変形を負担していることである。これらのことから、接合部のせん断耐力と同様に軸力が変形挙動に及ぼす影響は小さいと考えられる。

4. 3次元非線形FEM解析

(1) 解析の概要

ここでは、3次元非線形FEM解析を実施し、軸力が接合部パネルのせん断力抵抗機構に及ぼす影響をについて応力状態の観点から検討を行う。

解析対象試験体は接合部せん断破壊型の試験体B, BN25およびBN40である。図-10に要素分割図を示す。解析モデルは対称性を考慮して試験体の半分をモデル化したものである。柱下端部はピン支持、梁端部はローラー支持（上下方向拘束）として、柱頂部において軸力を与え、正負水平繰返し強制変位を与えて解析を行った。なお、解析には3次元非線形FEM解析ソフト“FINAL”¹⁰⁾を使用した。

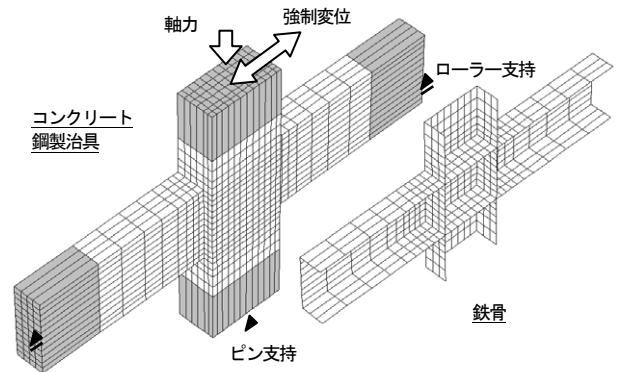


図-10 要素分割図

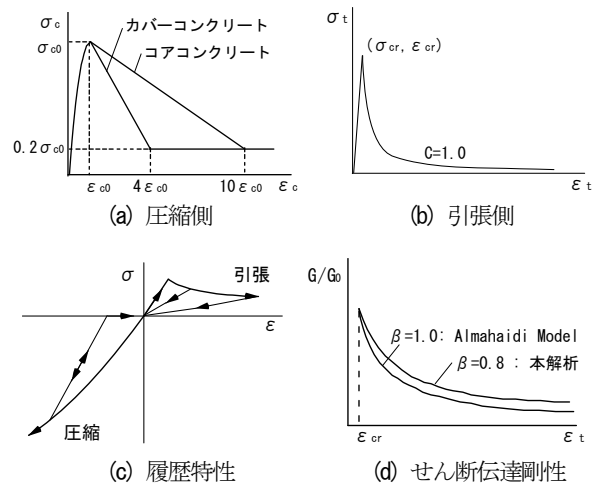


図-11 コンクリートの材料モデル

(2) 鉄骨のモデル化

鉄骨ウェブは四辺形平面応力要素でモデル化し、鉄骨フランジでは拘束効果を考慮するため面外曲げおよびせん断変形を考慮できる積層シェル要素を用いた。応力-ひずみ関係はバイリニアモデルで表し、履歴特性は等方硬化則を用いた。柱と梁の両端の治具（ピン支承）は、剛な六面体要素でモデル化し、鉄骨と剛結されている。

(3) コンクリートのモデル化

コンクリートは六面体要素でモデル化し、応力-ひずみ関係においては、圧縮側の応力上昇域は修正Ahmadモデル¹⁰⁾、軟化域は図-11(a)に示すように直線でモデル化し、鉄骨に囲まれたコアコンクリートの勾配をカバーコンクリートと比べて緩やかなものになっている。破壊条件は、

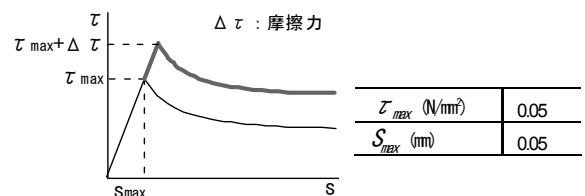


図-12 鉄骨とコンクリートの付着応力-すべり関係

Willam-Warkeの5パラメータモデル¹¹⁾を用いた。引張側のひび割れ後の軟化域は、ひび割れ発生後引張応力をほとんど負担しないものとして、出雲らのモデル¹²⁾において係数 $c=1.0$ としてモデル化した。また、繰返しによる剛性低下は考慮しない（図-11(c)）。ひび割れ後のせん

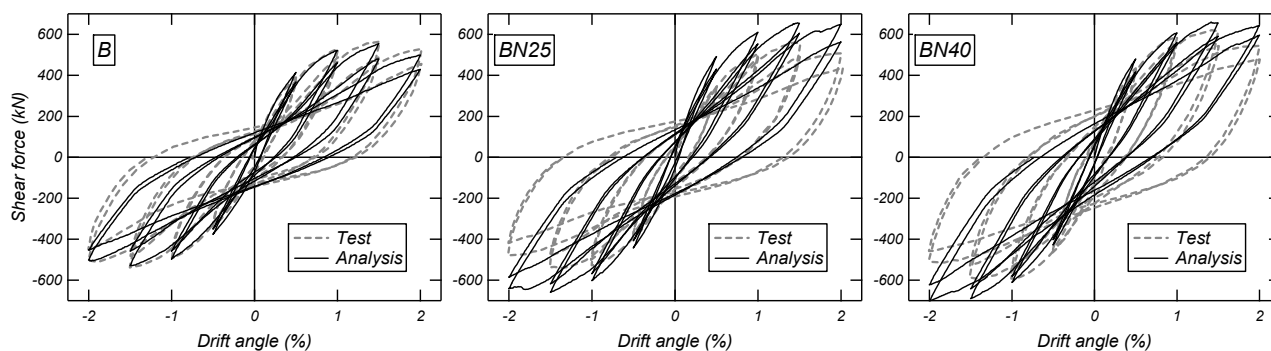


図-13 せん断力-変形角関係

断伝達モデルは図-11(d)に示すAl-mahaidiモデル¹¹⁾ ($\beta = 1$ の場合)に対してひび割れ後のせん断伝達剛性がわずかに大きくなるように ($\beta = 0.8$) 調整して多折線モデルでモデル化した。

コンクリートと鋼板の間の付着応力-すべり関係においては、文献13)を参照し、低拘束圧を仮定して付着応力を 0.05N/mm^2 と小さく設定したが、面外圧縮力に伴う摩擦力の増大によって付着応力を考慮することとした(図-12参照)。また、このときの摩擦係数は0.65とした。

(4) 荷重-変形関係

図-13に実験および解析による水平荷重と変形角Rの関係を示す。ここで水平荷重は柱頂部の水平荷重、変形角は柱上部位置での水平変形角とし、両者の比較は $R=2.0\%$ までとしている。

試験体Bの解析結果は、正載荷、負載荷ともに $R=2.0\%$ まで良好な対応を示している。試験体BN40の解析結果は、最大耐力以降の耐力低下を模擬できていない結果となっているが、最大耐力は実験値を若干上回る程度で概ね評価できている。一方で試験体BN25の解析結果は、全体的に水平荷重が大きい。

次に、コンクリート強度の違いを除いて軸力のみの影響を解析的に検討するため、試験体Bの解析条件から軸力をそれぞれ2倍、3倍とした解析を行った。図-14に水平荷重-変形角関係の包絡線を示す。

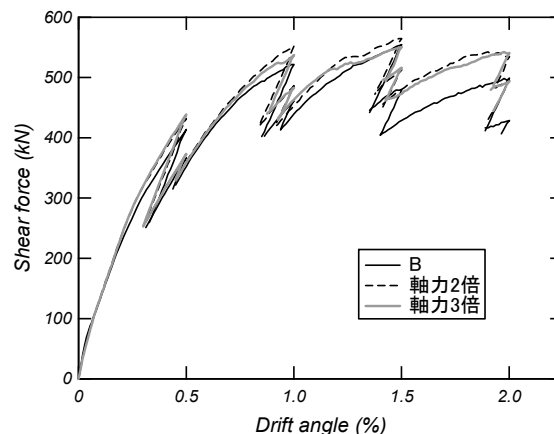


図-14 軸力が異なるモデルの比較

解析結果では最大耐力の差は1~2%程度であり、軸力は最大耐力にほとんど影響を及ぼさないことが確認できる。

(5) 接合部の負担せん断力

図-15に各試験体の接合部パネル部の中央高さ位置での負担せん断力の推移を示す。図は $R=2.0\%$ までの正載荷ピーク時を示している。せん断力は図-16および図-17に示される位置(網掛け内)のコンクリートおよび鉄骨の各要素に生じるせん断力である。

各モデルは、パネルに生じるせん断力の大部分をコンクリートが負担していることがわかる。また、鉄骨に囲まれていないアウターコンクリート部においても、イン

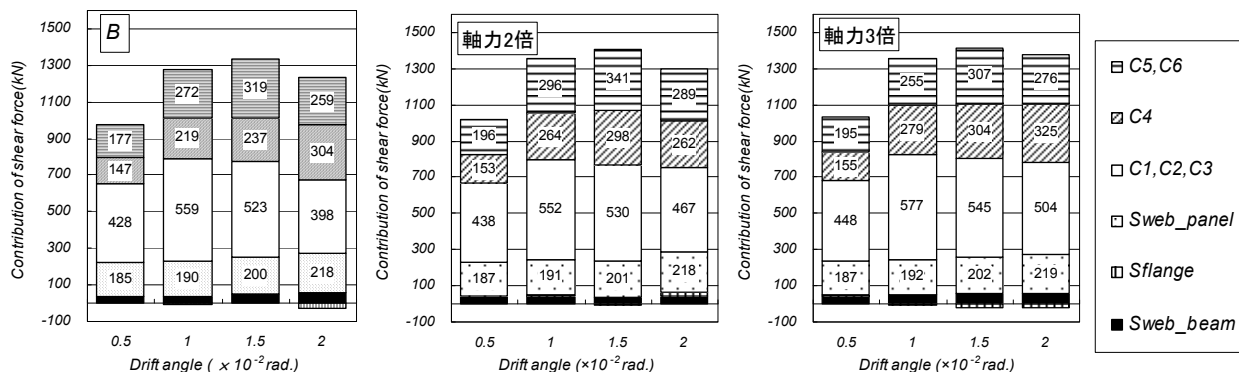


図-15 接合部負担せん断力の推移

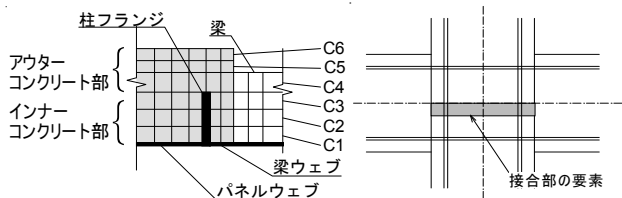


図-16 要素の名称

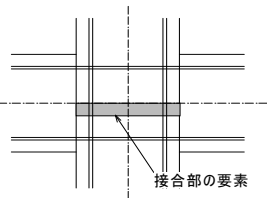


図-17 応力の抽出要素

ナーコンクリート部と同程度の比較的大きいせん断力を負担している。せん断力の推移を見てみると $R=1.5\%$ まで各モデルにおいて顕著な違いは見られない。 $R=1.5\%$ 時でもせん断力の差は 5% 程度である。このわずかな違いは要素C4（図-16参照）において生じており、鉄骨に囲まれていないこの領域においてのみ軸力の影響が見られる。逆に鉄骨に囲まれたインナーコンクリート部分においては、各モデルの負担せん断力は大きな差異はなく、軸力の影響は小さいことが内部応力状態から確認できる。

5. まとめ

CES合成構造柱梁接合部の実験結果より、耐力評価手法の適用性について検討するとともに、3次元非線形FEM解析を行うことにより、接合部パネルの内部応力状態について検討を行なった。本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) CES柱梁接合部のせん断耐力は、学会・SRC規準終局せん断耐力式を用いた場合、耐力計算値に対する実験値の耐力比が概ね $1.1\sim 1.35$ の範囲の精度で評価が可能である。
- 2) CES柱梁接合部のひび割れせん断耐力は過小評価する傾向があり、さらに検討が必要である。
- 3) 3次元非線形FEM解析による解析結果と実験結果の包絡線は概ね一致する結果が得られ、CES構造への適用性について確認することができた。
- 4) 接合部の最大耐力および内部応力状態において、作用

軸力による顕著な差異は認められず、作用軸力が及ぼす影響は小さい。

参考文献

- 1) 高橋宏行, 前田匡樹, 倉本 洋: 高靱性型セメント材料を用いた鉄骨コンクリート構造柱の復元力特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 第22巻, 第3号, pp.1075-1080, 2000.6.
- 2) 足立智弘, 倉本 洋, 川崎清彦: 繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 第24巻, 第2号, pp.271-276, 2002.6.
- 3) 永田 諭, 松井智哉, 倉本 洋: 鉄骨コンクリート造柱梁接合部の構造性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1267-1272, 2006.7.
- 4) 倉本 洋, 松井智哉, 永田 諭, 藤本利昭: CES合成構造システムにおける外部柱梁接合部の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, No.624, pp.235-242, 2008.2.
- 5) 岩瀬勝洋, 松井智哉, 倉本 洋: CES柱梁接合部の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1351-1356, 2008.7.
- 6) 田名部 智, 岩瀬勝洋, 松井智哉, 倉本 洋: CES内部柱梁接合部における軸力の影響, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第49号・構造系, pp.193-196, 2009.6.
- 7) 倉本 洋, 松井智哉, 今村岳大, 田口 孝: CES合成構造平面架構の構造性能, 日本建築学会構造系論文集, No.629, pp.1103-1110, 2008.7.
- 8) 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, 2001.
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.
- 10) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FAINAL/V99HELP
- 11) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No.474, pp.163-170, 1995.8.
- 12) 出雲淳一, 島 弘, 岡村 甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9, pp.134-147, 1987.
- 13) 金洗濱, 米澤健次, 野口 博: 鋼とコンクリートからなる合成構造の付着特性に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.1631-1632, 2004.9.

A STUDY ON SHEAR BEHAVIOR OF CES BEAM - COLUMN JOINTS

Tomoya MATSUI and Hiroshi KURAMOTO

In this study, validity of calculation method of ultimate strength, shear yielding strength and shear cracking strength of CES beam-column joints, are examined using past experimental results. And three dimensional non-linear FEM analysis conducted, the effect of axial force on shear capacity of CES beam-column joint was verified. It is shown that ultimate strength and shear yielding strength of CES beam-column joints could be evaluated by a method based on the AIJ design standard for SRC structures. And stress of joints panel subjected to different axial force in the analysis didn't show significant discrepancy, it is found that the effect of axial force on shear capacity of CES joint panel is small.