

論文 CES 造柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する基礎研究

小島 佑太^{*1}・吉野 貴紀^{*1}・小山 勉^{*1}・松井 智哉^{*2}

要旨: 鉄骨と繊維補強コンクリートのみを用いた構造システムである CES 合成構造における内柱梁接合部の力学的性状を明らかにすることを目的として、破壊形式、柱シアスパン、柱断面形状を変数とした 5 体の CES 造柱梁接合部試験体を用いた静的加力実験を実施した。本論では、当該接合部の破壊性状、復元力特性および変形挙動について検討するとともに、ストラット機構による接合部せん断耐力の算定式を提案し、その妥当性について検討を行った。

キーワード: CES 合成構造, 柱梁接合部, 繊維補強コンクリート, 静的加力実験

1. はじめに

CES (Concrete Encased Steel) 合成構造システムは、鉄骨鉄筋コンクリート構造から鉄筋を省略し、普通コンクリートに替えて繊維補強コンクリート (以下 FRC) を用いた構造システムであり、実用化に向けた研究が継続的に実施されている。

本論で対象としている CES 造柱梁接合部に関する研究では、これまでに破壊形式、パネルゾーンのフランジ、スチフナ、ウェブの厚さ、軸力などを変数とした実験¹⁾、²⁾や、スラブ付き柱梁接合部の実験³⁾等を行い、上記の構造因子が破壊性状、復元力特性など構造性能に及ぼす影響を把握するとともに、耐力評価方法の検討を行ってきた。さらに、CES 造柱梁接合部の終局せん断耐力評価法を提案する上で重要であるパネルゾーン周辺の応力伝達メカニズムの把握を目的とした 3 次元非線形 FEM 解析の研究⁴⁾も実施してきた。その結果としてパネルゾーンのコンクリートは、鉄骨に囲まれた領域、囲まれていない領域において応力状態が異なることを明らかにしてきた。

一方で、柱・梁・パネルゾーンで構成される柱梁接合部の構造性能は、多くの要因により影響され、未だに不明な点が多いと考える。そこで、本研究では、破壊形式、柱長さ (シアスパン) および柱の断面形状を実験変数として静的加力実験を行い、CES 造柱梁接合部の構造性能を把握するとともに、パネルゾーンのコンクリートの応力状態について検討を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1 に、試験体詳細図を図-1 に示す。試験体は、CES 架構の内柱梁接合部を想定した約 1/2.7 縮尺モデルの 5 体であり、部材反曲点を模擬するために柱上下端部および梁左右端部にそれぞれ

れピン支承を設けている。実験変数は、破壊形式、柱長さおよび柱断面形状とした。試験体 JB-1 および JB-2 は梁曲げ降伏先行型を想定し、試験体 JP-1, JP-2 および JP-3 は接合部せん断破壊先行型を想定した試験体としている。柱内蔵鉄骨には両試験体共通で H-300×220×10×15 を用いているが、梁内蔵鉄骨には梁降伏型試験体では H-300×150×6.5×9 を、接合部せん断破壊試験体では H-300×150×12×25 をそれぞれ用いている。パネルゾーンについては、梁降伏型試験体では通し柱としており、パネルゾーンのウェブ厚と柱内蔵鉄骨のウェブ厚は共に 10mm である。接合部せん断破壊試験体では、破壊形式をせん断破壊とするために、パネルゾーンのウェブ厚を 4.5mm に変更している。梁長さは全試験体共通で左右に取付けたピン支承間の距離を 2,250mm とした。試験体 JB-1 および JP-1 は、柱の上下に取付けたピン支承間の距離が 1,300mm、試験体 JB-2, JP-2 および JP-3 では 1,600mm とする。梁断面は、300×400mm である。柱断面は試験体 JB-1, JB-2, JP-1 および JP-2 では 400×400mm としているが、試験体 JP-3 のみは、柱と梁の幅を同じにして柱断面を 300×400mm に変更している。

2.2 使用材料

表-2 と表-3 に FRC 及び鉄骨の材料特性を示す。鉄

表-1 試験体一覧

試験体	JB-1	JB-2	JP-1	JP-2	JP-3
破壊形式	梁曲げ降伏		接合部せん断破壊		
柱	内蔵鉄骨 H-300×220×10×15				
	柱高さ:h	1300	1600	1300	1600
	断面:B×D	400×400			300×400
梁	内蔵鉄骨 H-300×150×6.5×9 H-300×150×12×25				
	梁長:l	2250			
	断面:B×D	300×400			
パネル	フランジ	15		15	
	スチフナ	9		25	
	ウェブ	10		4.5	
	軸力比(N/N ₀)	0.15	0.145	0.152	0.143

(寸法の単位: mm)

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学専攻 院生 (正会員)

*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 准教授 博士 (工学) (正会員)

骨には鋼種 SS400 を，コンクリートには FRC を用いた。FRC の設計強度は $F_c=30\text{N/mm}^2$ である。補強繊維は直径が 0.66mm で，長さが 30mm のビニロンファイバー (RF4000) を使用した。体積混入率は 1.0% とし，水セメント比は 60% である。

2.3 荷重計画

荷重は，図-2 に示す荷重装置を用いて行った。試験体は柱上下端部および梁左右端部にそれぞれ取り付けられたピン支承を介して荷重装置に設置し，試験体に柱部材軸と平行に作用させた軸力下で静的漸増繰り返し水平力荷重を行った。作用させた軸力は，SRC 規準に従って算定した CES 柱の終局圧縮耐力 N_0 に対する軸力比 N/N_0 で 0.15 (試験体 JB-1) として計算し，885kN とした。ただし，柱断面が $300\times 400\text{mm}$ である JP-3 は 755kN とした。水平力荷重は変形制御とし，柱上下端に取付けたピ

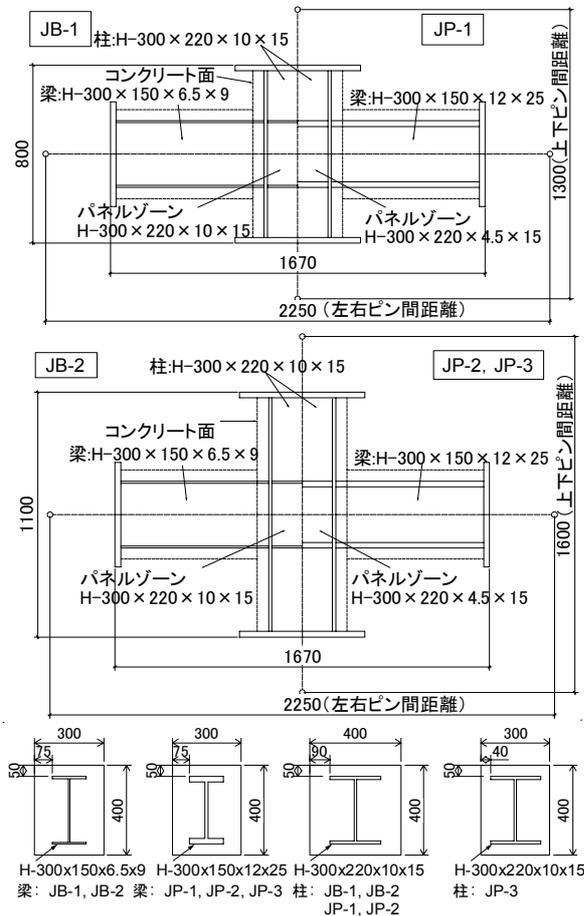


図-1 試験体詳細図

表-2 FRC の材料特性

試験体	σ_c (MPa)	E_c (GPa)	ϵ_{c0} (μ)	材齢 (日)
JB-1	24.2	19.1	2589	52
JB-2	25.9	21.3	2333	64
JP-1	23.7	20.6	2335	58
JP-2	26.3	21.9	2523	68
JP-3	26.2	20.4	2267	72

σ_c : 圧縮強度, E_c : 弾性係数,
 ϵ_{c0} : 圧縮強度時ひずみ

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, 0.03rad. および 0.04rad. を 2 サイクルずつ繰り返した後 0.05rad. まで荷重を行い，実験を終了した。

2.4 計測計画

計測変位は，制御変位となる水平変位，接合部パネル及び梁端部の変形とした。また，鉄骨フランジ及びウェブのひずみをひずみゲージにより計測した。また，繰り返し荷重における第 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計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状と水平荷重 - 層間変形角関係

図-3 に各試験体の最大耐力時のパネルゾーン周辺の破壊状況を，図-4 に各試験体の水平荷重-層間変形角関係を示す。図-4 中の破線は 3.2 節で示す計算耐力を表す。接合部ウェブの降伏は，接合部ウェブに貼付した 3 軸ひずみゲージにより得られたひずみ測定値を用いてロゼット解析を行い，平面応力場における Von Mises の降伏条件を満たしたときとした。

梁降伏型試験体で柱長さが異なる JB-1 および JB-2 では，1/200rad. のサイクルで，柱および梁に曲げひび割れが発生し，梁鉄骨フランジの降伏が確認された。1/100rad. のサイクルでは，パネルゾーンにせん断ひび割れが発生し，接合部ウェブが降伏したことが確認できた。1/67rad. のサイクルで梁端部で圧縮ひび割れが見られ始め，1/33rad. のサイクルで試験体 JB-1, JB-2 共に最大耐力に

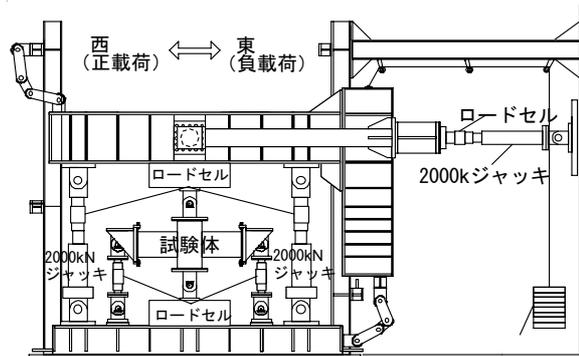


図-2 荷重装置概要

表-3 鋼材の材料特性

内蔵鉄骨 (SS400)	試験体	σ_y (MPa)	σ_b (MPa)	E_s (GPa)	備考
H-300x220x10x15	共通	292	436	188	柱フランジ
		326	459	168	柱ウェブ
H-300x150x6.5x9	JB-1, JB-2	312	427	183	梁フランジ
		394	485	206	梁ウェブ
H-300x150x12x25	JP-1, JP-2, JP-3	292	414	184	梁フランジ
		266	415	193	梁ウェブ
PL-9	JB-1, JB-2	307	421	208	接合部スチフナ
PL-4.5	JP-1, JP-2, JP-3	282	413	195	接合部ウェブ

σ_c : 降伏応力度, σ_b : 引張強度, E_s : 弾性係数

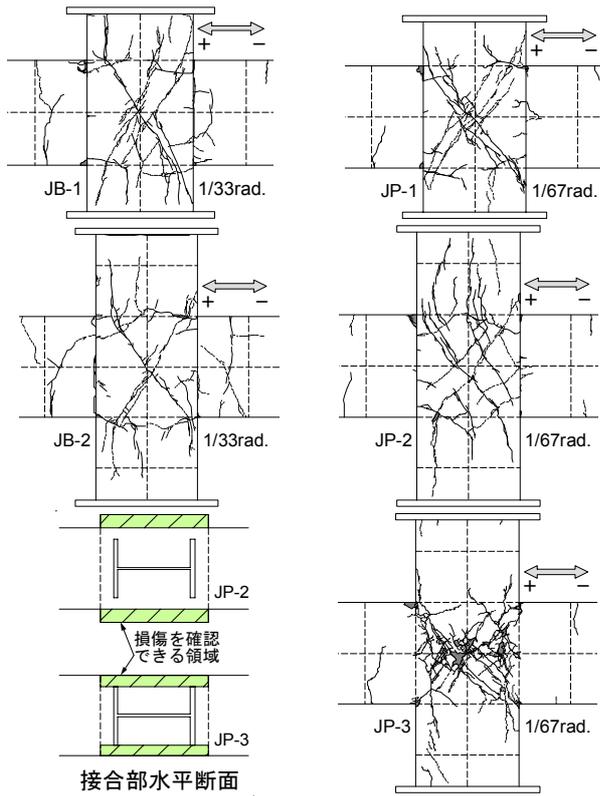


図-3 最大耐力時における破壊状況

両試験体とも 10 mm 程度まで拡幅している。結果として、両試験体共に類似した破壊経過を示した。

接合部せん断破壊型試験体の内、柱長さが異なる試験体 JP-1 および JP-2 の 2 体においても、類似した破壊経過を示している。1/200rad のサイクルで梁に曲げひび割れ及びパネルゾーンにせん断ひび割れが発生し、接合部ウェブの降伏を確認した。1/100rad のサイクルでは、パネルゾーンのせん断ひび割れが進展し、新たなせん断ひび割れも発生した。また、梁鉄骨フランジの降伏を確認した。その後の 1/67rad のサイクルでパネルゾーンのせん断ひび割れが拡幅し、両試験体共に最大耐力に達した。最大耐力以降は、パネルゾーンのコンクリートの損傷の進行とともに耐力が低下していく。

接合部せん断破壊型試験体で柱の断面が 300×400mm である試験体 JP-3 では、試験体 JP-1, JP-2 とは異なり、1/200rad のサイクルで接合部ウェブ及び梁鉄骨フランジの降伏を確認した。また、1/67rad のサイクルで最大耐力に達した時の損傷状況を見ると、試験体 JP-1, JP-2 ではパネルゾーンにおけるコンクリートの損傷状況は、中央に X の字に発生するせん断ひび割れが大きく拡幅していくのに対し、試験体 JP-3 の場合は、パネルゾーンにせん断ひび割れが分散して発生し、コンクリートが損傷を受けている。このことから、試験体 JP-3 で観察できる梁と柱により囲まれたパネルゾーンの最外部コンクリートと、試験体 JP-1, JP-2 におけるパネルゾーンの最外部コンクリートの応力伝達状態は異なっていることがいえる。

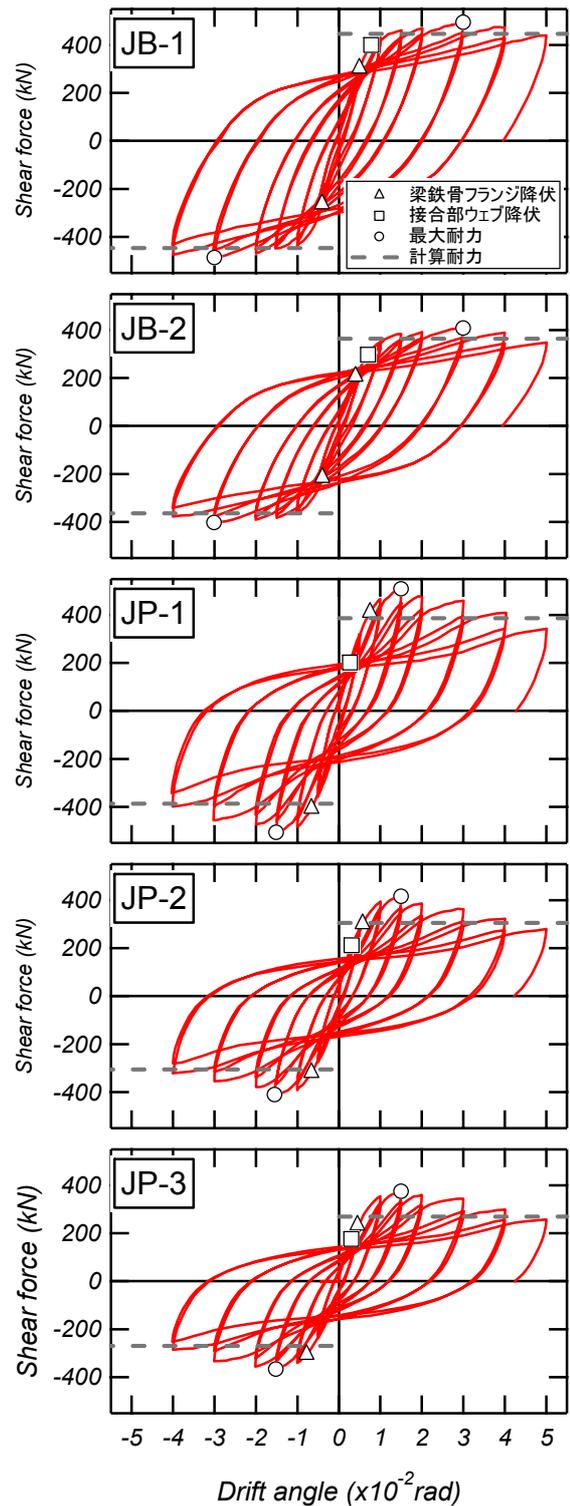


図-4 水平荷重－層間変形角関係

3.2 耐力計算

表-4 に実験値と計算耐力との比較を示す。柱及び梁の終局曲げ耐力は一般化累加強度理論により計算し、パネルゾーンの終局せん断耐力は SRC 規準⁵⁾に基づいて算出した。接合部パネルせん断強度の算出法を以下に示す。

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

$$Q_{pu} = J F_s \cdot J \delta \cdot c A_e + \frac{1.2 \cdot s_w \sigma_y \cdot s_w A}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

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

ここで、 Q_{pu} ：接合部のせん断強度、 cQ_{pu} ： Q_{pu} 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、 $J \delta$ ：接合部の形状係数（十字形は3）、 $c A_e$ ：接合部コンクリートの有効面積、 $s_w \sigma_y$ ：接合部鉄骨ウェブの降伏応力、 $s_w A$ ：接合部鉄骨ウェブの断面積、 l ：左右梁の反曲点間距離、 h ：上下柱の反曲点間距離、 j_b 、 j_c ：梁および柱の有効せい（梁および柱鉄骨フランジ重心間距離）、とした。

梁降伏型である試験体 JB-1、JB-2 では、実験値が梁の終局曲げ耐力を上回り、接合部の終局せん断耐力には達していないことから、梁降伏が先行したと判断できる。また、実験との比率をみると、両試験体ともに 1.1 倍程度であり、累加強度理論によって CES 造梁の終局曲げ耐力は概ね評価可能であるといえる。

接合部せん断破壊型試験体である JP-1、JP-2 及び JP-3 試験体では、実験値が接合部せん断耐力の柱層せん断力換算値を上回り、梁の終局曲げ耐力には達していないことから、想定通り接合部せん断破壊が先行したと判断できる。実験耐力と計算耐力の比率をみると、1.31～1.39 倍と安全側に評価はできているものの、若干の過大評価する傾向が確認できた。

3.3 パネルゾーンの復元力特性

図-7 に $R=0.03\text{rad}$ までのパネルゾーンの負担せん断力-パネルのせん断変形関係の包絡線を示す。また、用いた変位の計測位置を図-6 に示す。パネルゾーンのせん断力を式(4)より、パネルゾーンのせん断変形角を式(6)よりそれぞれ求めた。ここで、 l 及び h は梁及び柱の反曲点距離、 Q_b 及び Q_c は、それぞれ梁及び柱のせん断力である（図-5 参照）。なお、ここでいうパネルゾーンとは、鉄骨フランジとスチフナに囲まれた領域としており、変位 δ_1 、 δ_2 を計測する変位計は、鉄骨フランジに取り付けたボルトを介して設置した。

$$p Q_c = \frac{2M'_b}{j_b} - Q_c = 2M_b \cdot \left(\frac{l-j_c}{l' \cdot j_b} - \frac{l}{l' \cdot h} \right) \quad (4)$$

$$M_b = Q_b \cdot l' / 2 \quad (5)$$

表-4 終局耐力一覧

試験体	JB-1	JB-2	JP-1	JP-2	JP-3
実験値 cQ_{\max} (kN)	494	407	509	417	374
柱曲げ耐力 cQ_c (kN)	1138	863	1134	866	810
梁曲げ耐力 cQ_b (kN) ^{※1}	446	364	764	623	623
接合部せん断耐力 cQ_{pu} (kN) ^{※1}	548	425	387	305	270
接合部せん断余裕度 ^{※2}	1.23	1.17	0.51	0.49	0.43
実験値/計算値 $cQ_{\max}/\min(cQ_b, cQ_{pu})$	1.11	1.12	1.32	1.37	1.39

※1 柱層せん断力換算値、※2 せん断余裕度=接合部せん断耐力/梁曲げ耐力

$$\gamma_p = \frac{\sqrt{j_b^2 + j_c^2}}{2(j_b \cdot j_c)} \cdot \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} \quad (6)$$

梁降伏型試験体と比べ、接合部せん断破壊型試験体では、降伏点にはばらつきはあるが、概ね $\gamma_p=0.05 \sim 0.16 \times 10^{-2}\text{rad}$ 時に降伏しており、梁曲げ破壊型より小さい変形角での降伏が確認できる。接合部せん断破壊型試験体から、パネルゾーンはおおよそ $\gamma_p=1.6 \times 10^{-2}\text{rad}$ で最大耐力に達することがわかる。次に、柱長さの違いに着目すると、梁降伏型と接合部せん断破壊型それぞれの試験体で、柱の長い試験体の負担せん断力は、柱が短い試験体の負担せん断力の約 1.1 倍程度である。これは、式(4)からわかるように柱が長くなると Q_c が小さくなるためである。この程度の負担せん断力の違いでは、3.1 節で示した破壊性状や、3.4 節で示す変形性状のように、パネルゾーンの挙動に特に影響を及ぼさないことが確認できた。

3.4 パネルゾーン及び柱の変形性状

図-8 に $R=0.03\text{rad}$ までの 1 サイクルピーク時のパネルゾーンのせん断変形、柱の回転角の推移を示す。パネルゾーンの変形角を式(6)より算出し、柱の回転角は式(7)よりそれぞれ求めた上下柱の回転角の平均値である。

$$\theta_c = \frac{\delta_3 - \delta_4}{j_c}, \quad \theta_c = \frac{\delta_6 - \delta_5}{j_c} \quad (7)$$

パネルゾーンのせん断変形を見ると、当然のことながら、接合部せん断破壊型試験体では、曲げ破壊型試験体のせん断変形よりも大きいせん断変形が生じている。柱長さによるパネルゾーンのせん断変形への影響は、梁降伏型と接合部せん断破壊型の試験体共にほとんどなく、差異は認められなかった。

柱の回転角をみると、これも梁及び接合部の断面が異

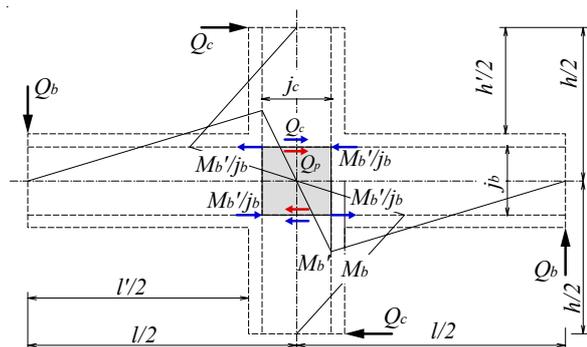


図-5 水平荷重時の接合部の応力

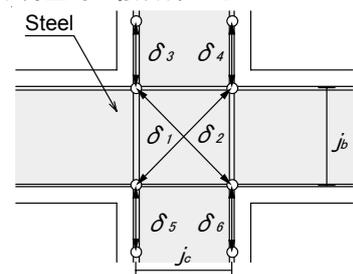


図-6 変位計測位置

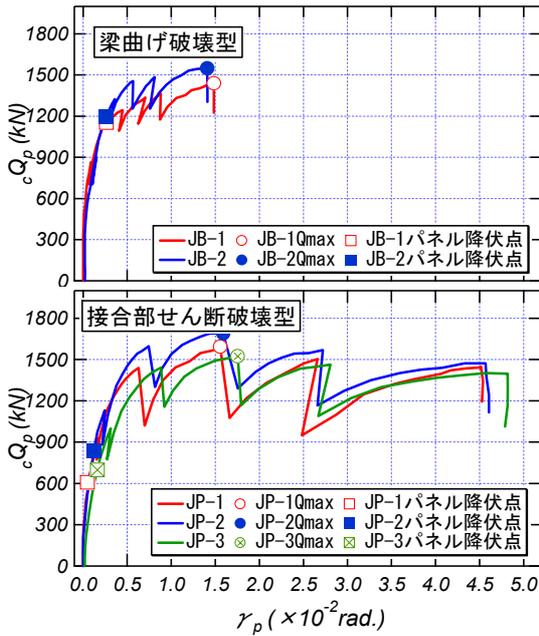


図-7 パネルゾーンのせん断力-せん断変形関係

なるため各部材の剛性が異なることから当然のことでは角の量は異なる。さらに、ここでもパネルゾーンのせん断変形と同様、柱の回転角に及ぼす柱の長さによる影響はほとんど見られず、差異は認められなかった。

4. せん断抵抗機構と耐力評価

ここでは、3.2節に示したようなパネルゾーンの有効面積にせん断応力度を乗じる接合部せん断強度算定法とは異なり、パネルゾーンのそれぞれの領域において圧縮力のみで抵抗するコンクリートストラットを考えることによってせん断強度を評価する手法について検討を行う。

コンクリートのストラット機構によるせん断抵抗力の概念図と基本式を図-9および式(8)に示す。式(8)は、仮定する圧縮ストラットに生じる圧縮力の水平成分として表されるものである。

H形鉄骨内蔵のCES造柱梁接合部におけるパネルゾーンのコンクリートのせん断抵抗機構について考えるに際して、パネルゾーンは、図-10に示す次のせん断抵抗要素(領域)に分類されると仮定する。すなわち、コンクリートのパネルゾーンの内、パネルaは鉄骨フランジおよびスチフナによって拘束されたコンクリートにおいて圧縮ストラットを形成する。パネルbは鉄骨で拘束されていないが、柱および梁からの圧縮力により、鉛直力および水平力が伝達され、圧縮ストラットを形成する。パネルcは、柱からの圧縮力により圧縮ストラットが形成されると仮定する。このとき、水平力はパネルbから伝達されると考えられる。

これらの3つの領域の応力状態については、筆者らが実施した3次元FEM解析⁴⁾から、コンクリートパネルに生じる圧縮ストラットの形成状況が異なることを明らか

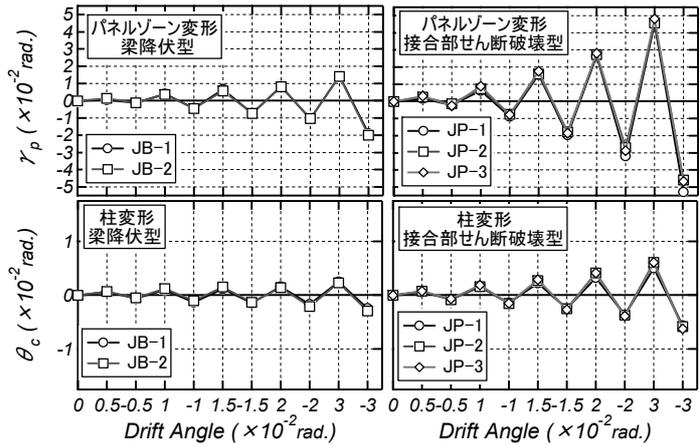


図-8 パネルゾーンのせん断変形及び柱の回転角の推移

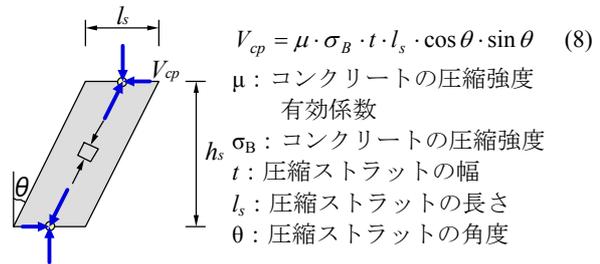


図-9 ストラット機構による水平せん断力

にした。また、今回の実験においては、試験体 JP-2 と JP-3 のコンクリートのひび割れ状況の比較から、間接的な結論になるが応力状態が異なることについて述べた。

そして、3つのコンクリートのパネルゾーンのせん断抵抗要素の V_{cp} と鉄骨ウェブのせん断耐力をそれぞれ足し合わせることでCES造柱梁接合部のせん断強度とし、以下のように表される。

$$V_{pu} = \sum V_{cp,i} + \frac{1.2 \cdot s_w \sigma_y \cdot s_w A}{\sqrt{3}} \quad (9)$$

ここで、 i はパネルゾーンのそれぞれのせん断抵抗要素を表す。圧縮ストラットの長さ l_s の算定においては、式を簡便なものにするために柱せいの1/2などを用いる(図-10参照)。また、この仮定によりそれぞれのパネルゾーンの応力中心位置は異なることになるが、無視するものとし、周辺部材との力の釣り合いは式(1)を用いて、応力中心間距離を柱および梁の鉄骨フランジの重心間距離とする。以上のように、ここでは極めて簡略的なストラット機構を仮定して、せん断耐力の算定を行う。

図-11にコンクリートの圧縮強度有効係数を1としたときの接合部せん断強度(柱せん断力換算値)の算定結果を示す。縦軸が計算値に対する実験値の比、横軸がコンクリートの圧縮強度である。なお、既往の実験^{1), 2)}における接合部せん断破壊型試験体の結果も併せて示している。コンクリート強度が大きいほどせん断強度を過大評価しており、コンクリート強度が算定値の精度に及ぼ

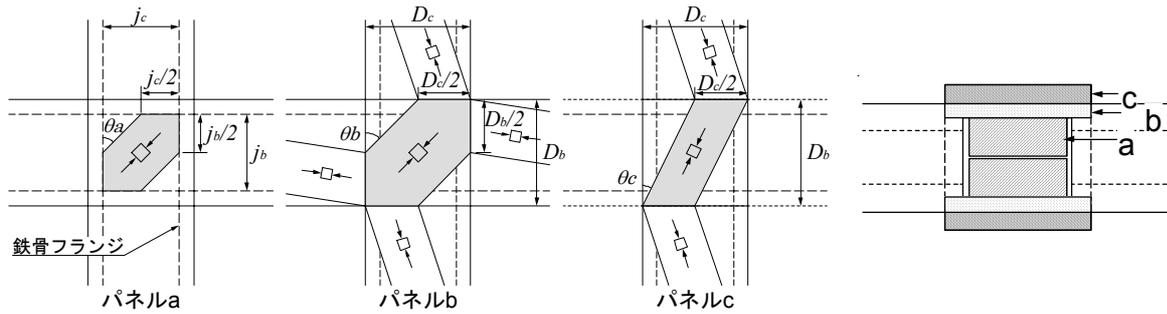


図-10 パネルゾーンにおけるストラット機構の仮定

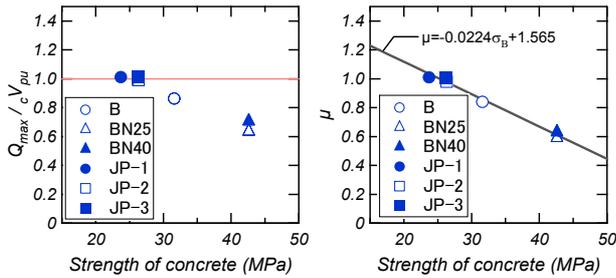


図-11 σ_B の影響

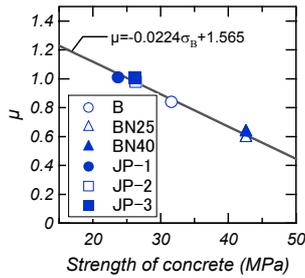


図-12 σ_B と μ の関係

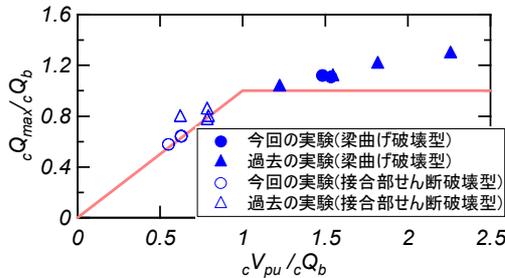


図-13 最大耐力計算結果

す定性的な影響がみてとれる。

次に、計算値が実験値と一致するようにコンクリートの圧縮強度有効係数 μ を逆算した結果を図-12に示す同図には、求めた μ の回帰直線を併せて示している。この回帰直線を算定式用に数字を丸めて、次式で表される μ を本強度式に用いる。

$$\mu = \begin{cases} 1.0 & (\sigma_B < 25) \\ -0.022\sigma_B + 1.55 & (25 \leq \sigma_B \leq 45) \\ 0.56 & (45 < \sigma_B) \end{cases} \quad (10)$$

今回用いた試験体と過去に実施した実験の試験体(梁曲げ破壊型も含む)を対象に最大耐力実験値と計算耐力の比較を図-13に示す。ここで、 cV_{pu} : 接合部せん断耐力、 cQ_b : 梁曲げ耐力とし、それぞれ柱層せん断力換算値である。なお、対象とした試験体は、十字形柱梁接合部である。式(2)による計算結果は、接合部のせん断強度を過小評価する傾向があったが、式(9)による結果は、式(2)と比べてせん断強度は大きくなり、結果として評価精度はよくなる。

本章で提案したせん断強度の算定式は、圧縮ストラットを極めて簡略化して仮定し、コンクリートの強度有効係数も限られた実験から導いた一時的なものであるが、できた。今後、直交梁やスラブを有する場合、ストラッ

ト長さの妥当性、最外部コンクリートの有効幅、コンクリートの強度有効係数について、実験的・解析的にさらに検討を進める必要がある。

5. まとめ

本研究では、CES造柱梁接合部を対象に静的加力実験を行い、以下の知見が得られた。

- 1) 断面形状が異なる試験体の比較において、外部コンクリートにおける損傷状況が異なっていることから、応力伝達状態は異なることが伺えた。
- 2) 今回の試験体においては、柱長さが接合部の変形状に及ぼす影響は小さいことが確認された。
- 3) 接合部せん断耐力は、既往の評価法によって安全側に評価はできている。また、簡略化したストラット機構によるせん断耐力式を提案し、提案式による接合部せん断耐力は、接合部せん断破壊型試験体の実験値と概ね良い対応を示す。

謝辞

本研究は、文部科学省科学研究費(若手研究(B), No. 24760451, 代表者: 松井智哉)を受けて実施した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 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, 第28巻, 第2号, pp.1267-1272, 2006.7.
- 2) 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
- 3) 吉野貴紀, 倉本洋, 松井智哉: スラブ付きCES造柱梁接合部の静的加力実験, コンクリート工学年次論文集, 第33巻, 第2号, pp.1123-1128, 2011.7
- 4) 松井智哉, 倉本 洋: 繰返し水平力を受けるCES柱梁接合部の応力伝達機構, 日本建築学会構造系論文集, No.630, pp.1401-1407, 2008.8
- 5) 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.