

(18) スラブ付きCES造柱梁接合部のFEMによるシュミレーション解析

吉野 貴紀¹・松井 智哉²・倉本 洋³

¹正会員 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 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

E-mail: yoshino.takanori@rc.ace.tut.ac.jp

²正会員 豊橋技術科学大学助教 都市システム学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)

E-mail: matsui@ace.tut.ac.jp

³正会員 大阪大学大学院教授 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、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合成構造におけるスラブ付き柱梁接合部の基本的な構造性能とスラブが接合部の構造性能へ及ぼす影響の把握およびスラブ付き梁の耐力評価法について検討することを目的として、破壊形式が異なる2体の試験体を用いた静的加力実験を行った。その結果、スラブ付き梁の終局曲げ耐力は一般累加強度理論により適切に評価可能であることを確認した。柱梁接合部については、スラブが付くことにより接合部鉄骨ウェブの降伏の遅延が確認されるとともに、接合部のせん断耐力が上昇することを明らかにした。さらに、スラブ付き柱梁接合部の応力伝達メカニズムを明らかにすることを念頭におき、本実験を対象にFEM解析を実施し、復元力特性の比較から、モデル化手法の妥当性について検討した。

Key Words : CES beam-column joint with slab, fiber reinforced concrete, ultimate strength, static loading test, FEM analysis

1. はじめに

CES (Concrete Encased Steel) 合成構造システムは、SRC 構造から鉄筋を省略し、普通コンクリートに代えて繊維補強コンクリート (以下 FRC と称す) を用いた構造システムであり、実用化に向けた研究が実施されてきている。

本論で対象としている柱梁接合部に関する研究についても破壊形式の異なる内部柱梁接合部試験体 (十字形) を用いた静的加力実験¹⁾、外部柱梁接合部試験体 (ト形) を用いた静的加力実験²⁾および2層2スパンCESフレームを用いた静的加力実験³⁾などが実施されている。その結果、内部柱梁接合部試験体では梁曲げ降伏先行型の試験体は安定した履歴特性を示した一方で、大変形時にはパネルゾーンにおいてもコンクリートの損傷が顕著となることが示された。そこで、大変形時においてパネルゾーンの損傷を軽減させることを目的として、パネルゾーンのフランジ、スチフナおよびウェブの厚さを変数とした内部柱梁接合部試験体を用いた静的加力実験⁴⁾を

実施し、パネルゾーンの変形は接合部せん断余裕度に依存し、パネルゾーンの損傷を軽減可能であることが確認できた。さらに、軸力が内部柱梁接合部の構造性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、軸力が異なる接合部せん断破壊型の試験体を用いて静的加力実験⁵⁾を実施し、軸力が大きいほど初期剛性は増大するが、最大耐力後の耐力低下が顕著となる性状が確認できた。

以上のような知見が得られてきたが、これまで用いた試験体は梁に床スラブが取り付けいていないものである。しかしながら、実際の建物では一般的に梁に床スラブが取り付けられている。

そこで、CES構造によるスラブ付き柱梁接合部の静的加力実験を実施し、当該接合部の破壊性状、復元力特性、スラブによる構造性能への影響といった基本的な構造性能の把握およびスラブ付き梁の耐力評価法に関する検討を行った。本論文では、2章および3章に実験の概要および実験結果の考察を示す。さらに、4章では、実験では明らかとならなかった応力伝達メカニズムを明らかにすることを念頭に置き、本実験を対象とした3次元FEM解析

を実施し、復元力特性の比較を行うことで、モデル化の妥当性について検討を行った。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

表-1 に実験計画を示す。また、図-1 に試験体概要を、図-2 にスラブ配筋図を示す。試験体は階高約 3.5m およびスパン約 6m の 20 層程度の純フレーム建築物の低層部内部柱梁接合部を想定した約 2/5 縮尺モデルとしている。試験体は部材反曲点を模擬するために柱上下端部お

表-1 実験計画		
試験体	CESJ-AS (CESJ-A)	CESJ-BS (CESJ-B)
破壊形式	梁曲げ	接合部せん断
コンクリート種類	FRC($F_c=30\text{N/mm}^2$)	
パネルゾーン鉄骨 (mm)	H-300×220 ×10×15	H-300×220 ×4.5×15
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
	梁長: l (mm)	2250
	断面: B×D (mm)	300×400
※スラブ	スラブ筋	D6@75
	スタッド	頭付スタッド d13@75, L=35mm
	スラブ厚 (mm)	70
	スラブ幅 (mm)	900

※スラブは CESJ-AS および CESJ-BS のみ

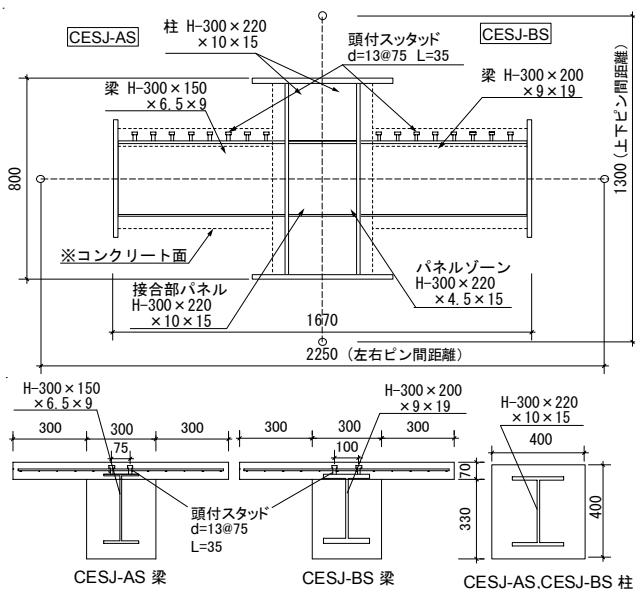


図-1 試験体概要図

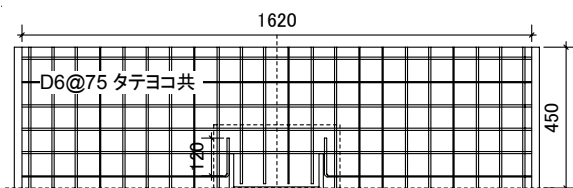


図-2 スラブ配筋図

よび梁左右端部の定着板にピン支承を取り付けて図-3 に示す載荷装置に設置されている。接合部近傍で定着板を柱鉄骨に取り付けるため付着すべりが生じにくくなる可能性があるが、柱は梁および接合部に比べ十分に高い耐力を有しているため試験体の構造性能に大きな影響を与えないものとする。柱は断面が 400mm×400mm であり、上下に取付けたピン支承間の距離を 1,300mm とした。梁は断面が 300mm×400mm であり、左右に取付けたピン支承間の距離を 2,250mm とした。実験変数には破壊形式を選択し、梁の曲げ降伏先行型を想定した試験体 CESJ-AS および接合部せん断破壊先行型を想定した試験体 CESJ-BS の 2 体とした。これらは、2005 年度の実験¹⁾に用いた試験体 CESJ-A および CESJ-B にスラブを取り付けたものに相当する。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、梁内蔵鉄骨には試験体 CESJ-AS では H-300×150×6.5×9 を、試験体 CESJ-BS では H-300×200×9×19 をそれぞれ用いている。パネルゾーンについては、試験体 CESJ-AS 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。試験体 CESJ-BS 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。スラブ厚は 70mm、スラブ幅は 900mm とし、スラブ筋は D6 を使用し、75mm 間隔で配置する。なお、スラブと梁の接合には頭付スタッドを用いる。

(2) 使用材料

表-2 に FRC の材料特性、表-3 に鋼材および鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。FRC に使用した繊維は直径が

表-2 FRC 材料特性

	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時歪 (μ)	ヤング係数 (N/mm^2)
CESJ-A	33.3	2895	27100
CESJ-B	31.6		
CESJ-AS	41.5		
CESJ-BS	41.7		

表-3 鋼材および鉄筋の材料特性

	試験体	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	備考
H-300×220×10×15 (SS400)	CESJ-A	284	451	柱フランジ
	CESJ-B	296	455	柱ウェブ
	CESJ-AS	290	463	柱フランジ
	CESJ-BS	322	468	柱ウェブ
H-300×150×6.5×9 (SS400)	CESJ-A	321	458	梁フランジ
	CESJ-A	408	510	梁ウェブ
	CESJ-AS	363	468	梁フランジ
	CESJ-AS	399	497	梁ウェブ
H-300×200×9×19 (SS400)	CESJ-B	252	441	梁フランジ
	CESJ-B	293	407	梁ウェブ
	CESJ-BS	299	461	梁フランジ
	CESJ-BS	296	443	梁ウェブ
PL-4.5 (SS400)	CESJ-B	257	338	接合部ウェブ
	CESJ-BS	336	460	接合部ウェブ
D6 (SD295)	CESJ-AS	399	517	スラブ筋
	CESJ-BS			

0.66mm で、長さが 30mm のビニロンファイバーである。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。

(3) 載荷方法

載荷は図-3に示す載荷装置を用いて行った。各試験体ともに一定軸力下で静的漸増繰り返し水平力載荷を行った。作用させた軸力は、軸力比を $N/N_0=0.11$ (N_0 :柱の終局軸圧縮耐力⁶⁾)として計算し、900kNとした。水平力載荷は変形制御とし、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サイクルずつ繰り返した後0.05radまで載荷を行い、実験を終了した。

3. 実験結果

(1) 破壊性状

各試験体の $R=0.02\text{rad}$ の載荷終了時のひび割れ状況および最終破壊状況を図-4および図-5に示す。

試験体 CESJ-AS では、 $R=0.005\text{rad}$ で梁およびスラブにそれぞれ曲げひび割れの発生が確認された。スラブ引張側の曲げひび割れは梁に達し、曲げせん断ひび割れに伸展しているものも確認できた。また、接合部と柱および梁の境界面にもそれぞれ曲げひび割れの発生が確認できた。 $R=0.01\text{rad}$ では、パネルゾーン全体に亘りせん断ひび割れが確認された。その後もパネルゾーンおよび梁にひび割れの発生および載荷の進行とともに、梁と接合部の境界面のひび割れが拡幅していった。

試験体 CESJ-BS では、 $R=0.005\text{rad}$ で梁およびスラブに曲げひび割れ、接合部にパネルゾーン全体に亘るせん断ひび割れが確認された。 $R=0.015\text{rad}$ でパネルゾーンの上部に細かなせん断ひび割れが多数確認された。その後もパネルゾーンを中心に各所でひび割れの発生および伸展が確認された。 $R=0.02\text{rad}$ で接合部のコンクリートの剥

落が確認された。 $R=0.03\text{rad}$ で接合部のせん断ひび割れがさらに大きく拡幅し、 $R=0.04\text{rad}$ では接合部のカバーコンクリートが面外方向に浮き上がる様相を示した。

スラブの破壊性状に関しては、破壊形式による大きな差は現れなかった。両試験体とも、 $R=0.005\text{rad}$ で曲げひび割れが発生した。 $R=0.01\text{rad}$ では、梁軸方向に平行なひび割れが発生し、接合部付近のスラブではせん断ひび割れの発生も確認された。その後もひび割れの発生、伸展が確認された。最終破壊状況を比較すると、試験体 CESJ-AS ではスラブ全体に曲げひび割れが発生しているのに対し、試験体 CESJ-BS では、接合部近くのスラブに曲げひび割れが集中し、ひび割れの発生も CESJ-AS に比べ、やや少なかった。

(2) 荷重－変形関係

図-6に各試験体の荷重－変形関係を示す。なお、図中の□は梁鉄骨フランジの降伏、○は接合部ウェブの降伏をそれぞれ示す。また、図中の破線は 3. (3)節で示される計算耐力値である。

試験体 CESJ-AS では、 $R=0.005\text{rad}$ で梁鉄骨フランジの降伏が確認されたが、その後もあまり剛性が低下することなく、 $R=0.01\text{rad}$ まで耐力が上昇した。正載荷側では $R=0.03\text{rad}$ で最大耐力 611kN を記録し、負載荷側では $R=0.03\text{rad}$ で最大耐力 498kN を記録した。その後も正載荷側・負載荷側ともに高い耐力を維持したまま最終変形角 $R=0.05\text{rad}$ に達した。

試験体 CESJ-BS では、 $R=0.008\text{rad}$ でパネルゾーンスチフナの降伏が確認された。正載荷側では変形角

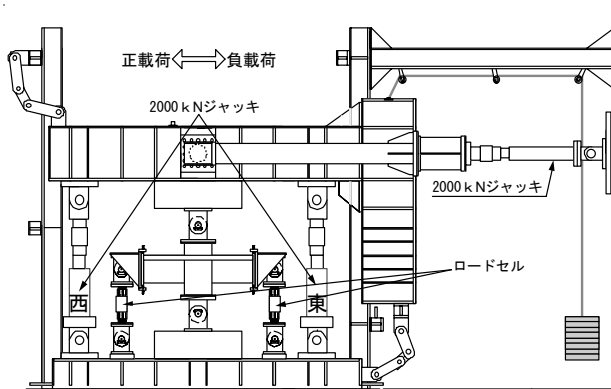


図-3 載荷装置

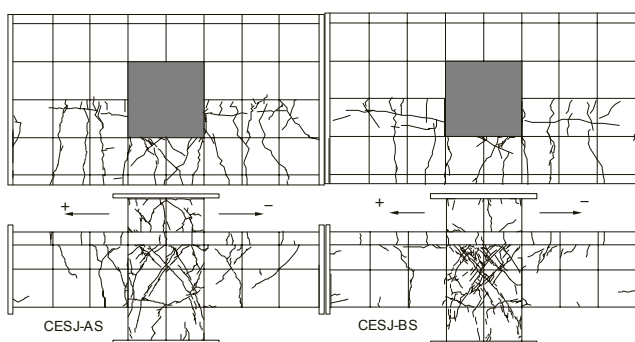


図-4 各試験体の 0.02radにおけるひび割れ状況

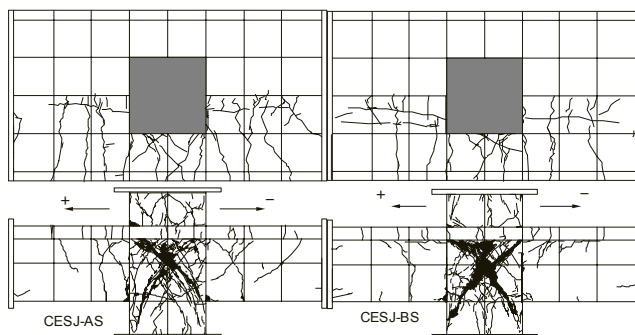


図-5 各試験体の最終破壊状況

R=0.02radで最大耐力 731kN を記録し、負荷荷側では変形角 R=0.02radで最大耐力-692kN を記録した。その後、R=0.03radまでは比較的高い耐力を維持したが、R=0.04rad以降のサイクルでの耐力低下が顕著で、最終変形角 R=0.05radのサイクルでは最大耐力の 70%まで耐力が低下した。

図-7 に各試験体の荷重－変形関係包絡線のスラブの有無による比較を示す。なお、スラブ付きの試験体の耐力が大きい傾向にあるが、これはスラブ付きの試験体のコンクリート強度が大きいなど、材料特性が異なるためであり、ここではせん断力に関する比較は行わない。破壊型式に応じて最大耐力時の変形角を比較すると、梁曲げ破壊型の試験体では CESJ-A、CESJ-AS とともに R=0.03radで最大耐力に達した。これに対し、接合部せん断破壊型の試験体では、CESJ-B は R=0.015radで最大耐力に達しているが、CESJ-BS では R=0.02radで最大耐力に達しており、スラブ付きの試験体の方が最大耐力時における変形角が大きくなっている。包絡線の形状に関しては、最大耐力時の変形角に違いはあるが、初期剛性、最大耐力後の耐力低下の程度など破壊形式ごとに概ね一致している。

(3) 計算値との比較

表-4 に柱、梁およびパネルゾーンの各終局耐力計算値および実験値を示す。柱およ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、スラブ付き梁の終局曲げ耐力はスラブの全幅は有効として算出した。パネルゾーンの終局せん断耐力は日本建築学会 SRC 規準⁶⁾ に準じて式(1)～(3)により求めている。なお、同表において梁およびパネルゾーンの耐力は、柱せん断力換算値で示している。

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

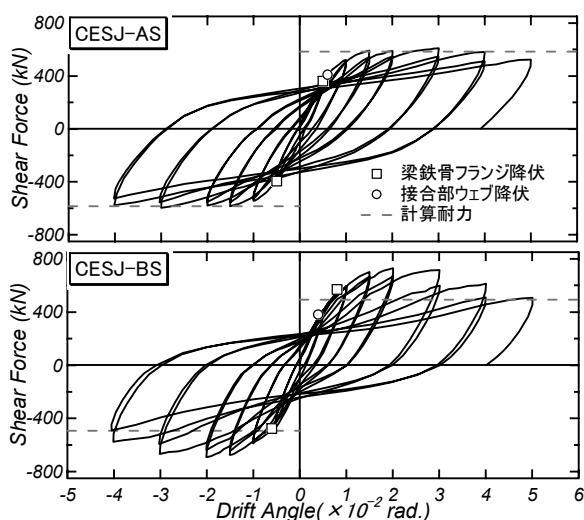


図-6 荷重－変形関係

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

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

ここで、 Q_{pcal} ：接合部パネルのせん断強度計算値 (N)、 ${}_c Q_{pcal}$ ： Q_{pcal} の柱せん断力換算値 (N)、 F_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)、 ${}_j F_s$ ：コンクリートのせん断強度 (N/mm²)、 ${}_j \delta_c$ ：接合部の形状により決まる係数 (十字型は 3)、 ${}_c A_e$ ：接合部コンクリートの有効面積 (mm²) (柱鉄骨せいと柱せいの平均値×柱幅と梁幅の平均値)、 ${}_{sw} \sigma_y$ ：接合部鉄骨ウェブの降伏応力 (N/mm²)、 ${}_{sw} A$ ：接合部鉄骨ウェブの断面積 (mm²)、 l ：左右梁の反曲点間距離 (mm)、 h ：上下柱の反曲点間距離 (mm)、 j_b ：梁の有効せい (mm) (梁鉄骨フランジ重心間距離)、 j_c ：柱の有効せい (mm) (柱鉄骨フランジ重心間距離)である。

各試験体の計算値に対する実験値の比率を比較すると、梁曲げ破壊型の試験体では、試験体 CESJ-A が 1.11、試験体 CESJ-AS が 1.04 と大きな差はなかった。それに対し、接合部せん断破壊型の試験体では、試験体 CESJ-B が 1.31、試験体 CESJ-BS が 1.49 であり、スラブ付きの試験体の比率が 0.2 ほど大きくなっている。したがって、スラブが付くことによって接合部のせん断耐力が上昇したと考えられる。また、既往の評価式では接合部せん断耐力を過小評価の傾向にあることが確認できる。

表-4 各試験体の計算耐力および実験結果

試験体	CESJ-A	CESJ-AS	CESJ-B	CESJ-BS
破壊形式	梁曲げ破壊		接合部せん断破壊	
梁曲げ耐力 (kN)	466	585	716	924
接合部せん断耐力 (kN)	576	625	430	492
※接合部せん断余裕度	1.24	1.07	0.60	0.53
実験値 (kN)	517	611	564	731
実験値/計算値	1.11	1.04	1.31	1.49

※接合部せん断余裕度＝接合部せん断耐力/梁曲げ耐力

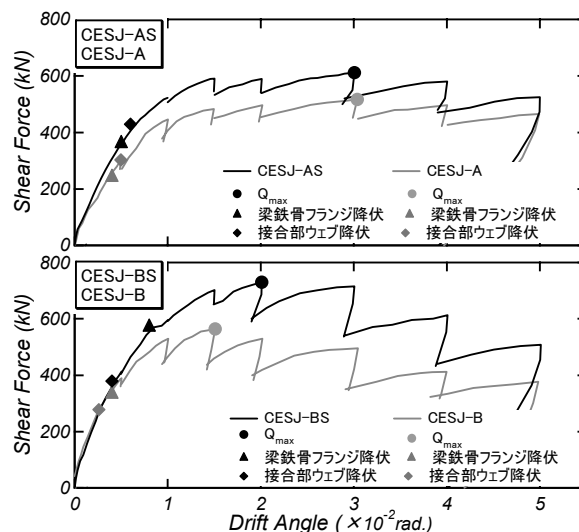


図-7 荷重－変形関係の包絡線

(4) 接合部の変形

接合部水平方向の変位計の推移を図-8 に示す。また、変位計の測定位置を図-9 に示す。なお、スラブ無し試験体は、鉄骨に取り付けた棒ネジに変位計を取り付けて計測した ($\delta 3$ および $\delta 4$)。このとき、棒ネジとコンクリートの間には隙間を設けている。試験体 CESJ-AS, CESJ-BS においては、スラブが付くことにより接合部上辺の変位を直接計測できないため、図-9 に示すスラブに埋め込んだプレートを通じて取り付けられた変位計 $\delta 1$ および $\delta 2$ の計測値を式(4)に示す内挿式によって計算し、接合部上辺の変位 $\delta 3$ とした。これを見ると、梁曲げ破壊型、接合部せん断破壊型ともにスラブ付き試験体の水平方向の変形がスラブ無し試験体の変形角と比較して小さくなっていることがわかる。この結果から、スラブが付くことにより接合部の水平方向の変形が抑えられる傾向が確認できた。

$$\delta 3 = \frac{\delta 1 - \delta 2}{l_a + l_b} \cdot b + \delta 2 \quad (4)$$

(5) 接合部パネルゾーンの応力状態

各試験体における $R=0.02\text{rad}$ までの接合部におけるパネルゾーンウェブの中央に貼付した 3 軸歪ゲージ (図-10 参照) の測定値からロゼット解析により求めたせん断応力度-変形角関係を図-12 に、パネルゾーンウェブにおける主応力度の推移の例を図-11 に示す。なお、歪ゲージの降伏は、平面応力場における Von Mises の降伏条件を満たしたとき (図-11 中に破線で示した降伏曲線に主応力が達したとき) とした。また図-12 中の一点鎖線はせん断降伏応力度 ($_{sw}\sigma_y/\sqrt{3}$, $_{sw}\sigma_y$: パネルゾーンウェブの降伏応力度) を示す。

試験体 CESJ-A は $R=0.0044\text{rad}$ でパネルゾーンウェブが降伏している。それに対し、試験体 CESJ-AS は $R=0.0061\text{rad}$ でパネルゾーンウェブが降伏しており、試

験体 CESJ-AS の方が明らかに遅く降伏していることが分かる。

試験体 CESJ-B は $R=0.003\text{rad}$ でパネルゾーンウェブが降伏している。それに対し、試験体 CESJ-BS は $R=0.0043\text{rad}$ でパネルゾーンウェブが降伏しており、試験体 CESJ-BS の方が若干遅く降伏していることが分かる。

この結果から、スラブ付き試験体の方が接合部パネルゾーンウェブの鉄骨の降伏が遅くなる傾向が確認できる。また、3. (4) 節の結果より、スラブが取り付けることによりパネルゾーン周辺の変形が生じにくくなっており、パネルゾーンのコンクリートの損傷が抑えられていると考えられる。そのため試験体 CESJ-BS は試験体 CESJ-B よりも最大耐力時の変形角が大きくなったといえる。

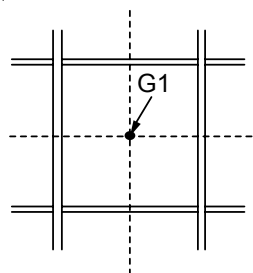


図-10 三軸歪ゲージ位置

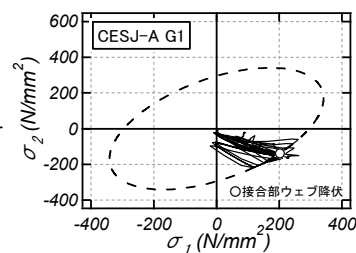


図-11 主応力度の推移

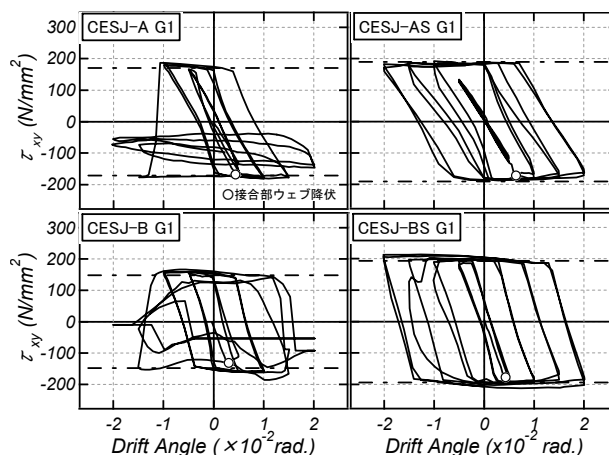


図-12 せん断応力度-変形角関係

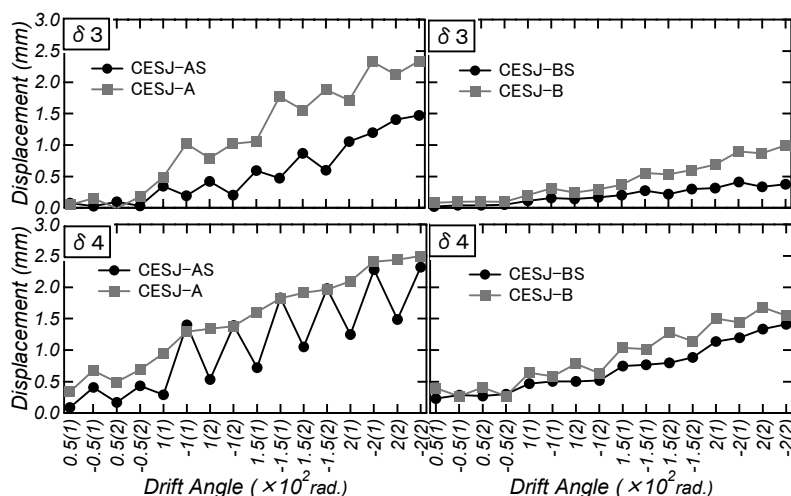


図-8 接合部の水平方向の変形

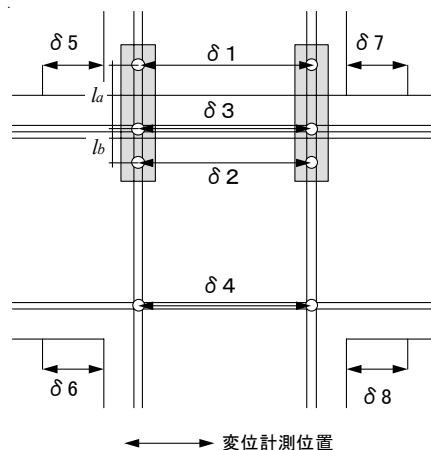


図-9 変位計計測位置

(6) スラブ筋の応力状態

図-13 に試験体 CESJ-AS, CESJ-BS 各試験体の $R=0.02\text{rad}$ までの正載荷ピーク時の梁の危険断面におけるスラブ筋の応力分布を示す。また、スラブ筋の歪ゲージ位置を図-14 に示す。なお、図-13 において破線はスラブ筋の降伏応力を示す。これを見ると、引張側では、梁から離れたスラブ筋ほど応力が小さくなる傾向が確認できた。しかし、ほぼ最大耐力に達する $R=0.02\text{rad}$ 時には、ほとんどのスラブ筋の降伏が確認でき、本試験体におけるスラブ幅 900mm は応力を負担するのに十分有効な幅であると考えられる。圧縮側では、柱の面より内側のスラブ筋は圧縮力を負担していることが確認できたが、柱の面より外側のスラブ筋では圧縮力を負担できていないことが確認できた。これは、今回の試験体ではスラブのみの影響について考察するために直交梁を省いており、直交梁がある場合に比べてスラブの固定度が小さいためであると考えられる。

(7) スラブ付き梁の曲げ耐力の検討

図-15 に試験体 CESJ-AS の梁における一般累加強度理論による Q - N 曲線を、図-16 に試験体 CESJ-AS 東側梁の梁端せん断力-梁変形角関係を示す。なお、同図において梁端せん断力 Q_b は試験体東側梁に取り付けられたロードセルの測定値である。梁変形角 θ_b は図-9 に示す変位計 $\delta 5$ および $\delta 6$ の測定値から計算した回転角とした。また、表-5 に梁の曲げ耐力の実験値と計算値を示す。

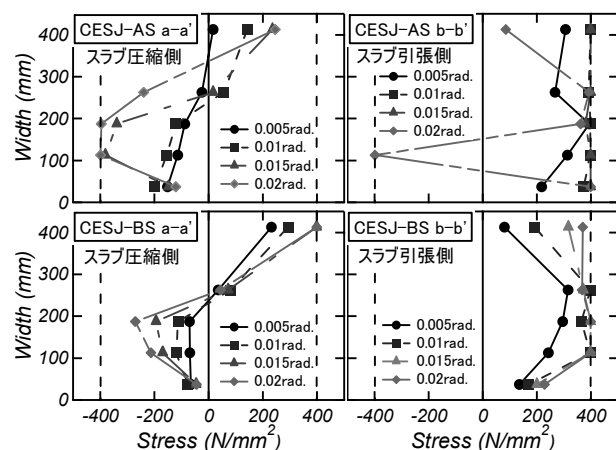


図-13 スラブ筋の応力分布

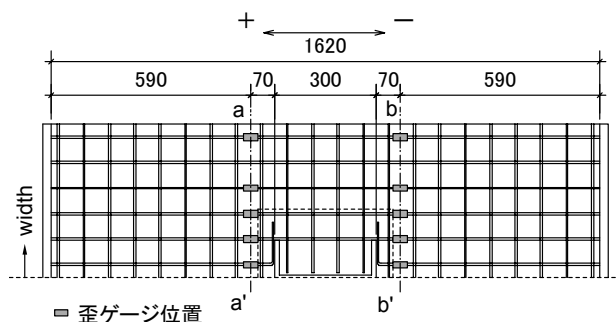


図-14 スラブ筋歪ゲージ位置

スラブ付き梁の曲げ耐力は、スラブ無しとした場合、スラブ全幅を有効とした場合でそれぞれ計算した。図-15 に示すように、一般累加強度理論によるスラブ付きの梁の曲げ耐力は、スラブ無しの梁の曲げ耐力と比べて、スラブが引張側になる場合と圧縮側になる場合でそれぞれ異なることがわかる。しかし、梁は軸力が 0 であるために、その計算値の差はともに梁端部のせん断力で 50kN 程度となった。それぞれの計算耐力と実験値の比率を比較すると、スラブが引張側となる場合は、スラブ無しとした場合の比率が 1.27 であるのに対して、スラブ全幅を有効とした場合の比率が 1.09 となり、スラブ全幅を有効とした場合の方が計算耐力と実験値に近い値となった。スラブが圧縮側になる場合は、スラブ無しとした場合の比率が 1.15 であるのに対してスラブ全幅を有効とした場合の実験値と計算値の比率は 0.99 となり、スラブが引張側になる場合同様、スラブ全幅を有効とした場合の方が実験値と計算値に近い値となった。この結果から、スラブ付き梁の終局曲げ耐力は一般累加強度理論を用いて適切に評価できると考えられる。

4. 3次元非線形 FEM 解析

(1) 解析概要

解析対象試験体は 2 章および 3 章で実験結果を報告し

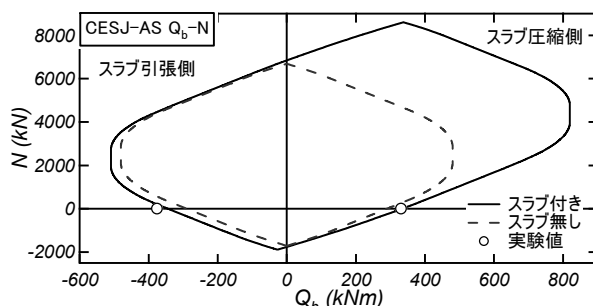


図-15 一般累加強度理論による Q - N 曲線

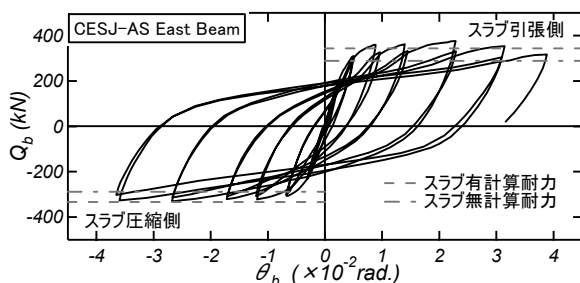


図-16 梁端せん断力-梁変形角関係

表-5 梁の曲げ耐力の実験値および計算値

CESJ-AS	スラブ引張側	スラブ圧縮側
実験値	376	331
スラブ有	計算耐力 (kN)	344
	実験値/計算値	1.09
スラブ無	計算耐力 (kN)	289
	実験値/計算値	1.15

た試験体 CESJ-AS（梁曲げ破壊型）および CESJ-BS（接合部せん断破壊型）の 2 体である。図-17 に要素分割図を示す。解析モデルは対象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、正負水平繰返しの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”⁷⁾を使用した。

(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-歪関係はパ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。

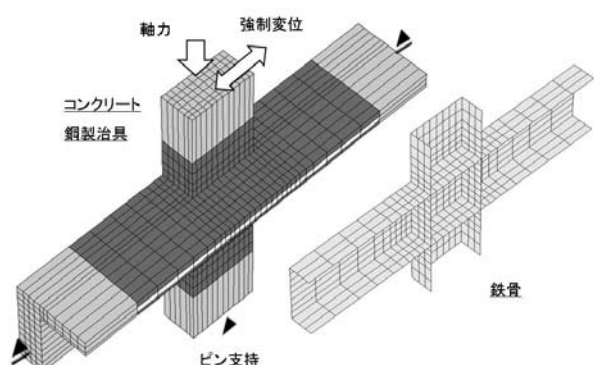


図-17 要素分割図

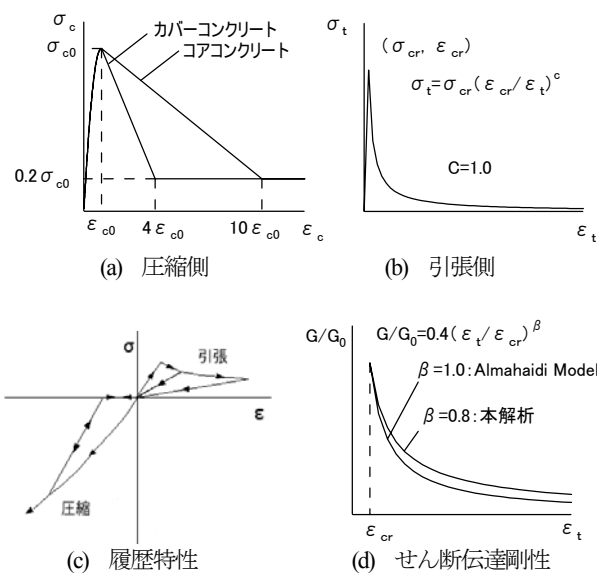


図-18 コンクリートの材料モデル

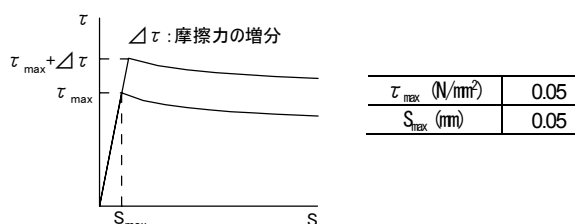


図-19 鉄骨とコンクリートの付着応力-すべり関係

関係はパ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-歪関係においては、図-18 に示すように圧縮側の応力上昇は修正 Ahmad モデル⁸⁾、カバーコンクリートの軟化域は、圧縮試験より得られた結果より直線でモデル化し、鉄骨に囲まれたコアコンクリートの軟化勾配は、鉄骨による拘束効果を顧慮してカバーコンクリートと比べて緩やかなものとして仮定してモデル化している。破壊条件は、Willam-Wanke の 5 パラメータモデルを用いた。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⁹⁾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。ひび割れ後のせん断伝達モデルは図-18 に示す Al-mahaidi モデル⁸⁾ ($\beta=1$ 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 $\beta=0.8$ に調整して多折線モデルを設定した。表に解析に用いたコンクリートの材料特性を示す。

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 10)を参照し、低拘束圧を仮定して付着応力（粘着強度）を 0.05N/mm^2 と小さく設定した。また、文献 11)に示される SRC 柱梁接合部を対象に鉄骨とコンクリートの間の摩擦力を考慮した FEM 解析手法を参考

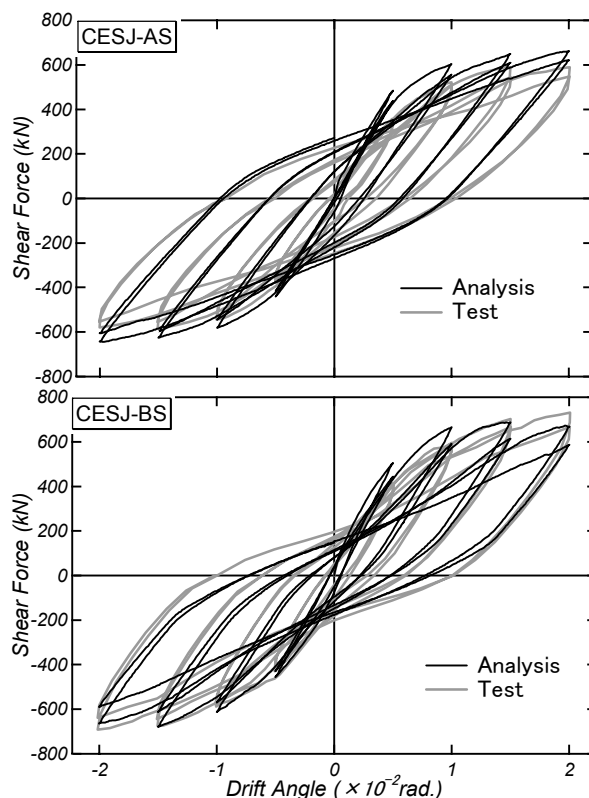


図-20 荷重-変形関係

にして、面外圧縮力に伴う摩擦力の増大を付着応力に加えることとした。なお、このときの摩擦係数は 0.65 とした。

スラブ筋に関してはコンクリート要素内で埋め込み鉄筋として扱い、モデル化を行った。

(4) 荷重－変形関係

図-20 に解析および実験の荷重－変形関係を示す。ここで、水平荷重は柱頂部の水平荷重、変形角 R は柱頂部位置での水平変位を柱上下間距離で除した値とし、比較は変形角 $R=0.02\text{rad}$ までとしている。

試験体 CESJ-AS では、全体的に解析の方が剛性が高くなった。各変形角の水平荷重を比較すると、 $R=0.005\text{rad}$ では解析の値が実験値の 40% 程度上回り、その後の変形角では、正負ともに解析による水平荷重が実験値よりも 5～20% 程度大きくなる結果となった。

試験体 CESJ-BS では、変形角 $R=0.005\sim0.01\text{rad}$ では解析の剛性が実験を上回っている。変形角 $R=0.015\text{rad}$ で実験と解析のせん断力がほぼ一致している。しかし、その後の変形角 $R=0.02\text{rad}$ において、実験のせん断力が上昇しているのに対して、解析のせん断力は低下している点は模擬できなかった。

5. まとめ

本研究では、スラブ付き CES 造柱梁接合部の実験結果と、3 次元非線形 FEM 解析の結果を比較することにより、FEM 解析のモデル化の妥当性について検討を行い、以下の知見が得られた。

- 1) 実験結果より、CES 造スラブ付き梁の終局曲げ耐力は一般累加強度理論を用いることにより適切に評価できることが確認できた。
- 2) 実験結果より、接合部せん断耐力はスラブが付くことにより上昇したと考えられる。
- 3) 解析と実験の荷重－変形関係を比較すると、相違点が多く、モデル化についてさらに検討が必要である。

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) 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, 第 624 号, pp.235-242, 2008.2.
- 3) 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, 第 629 号, pp.1103-1110, 2008.7.
- 4) 岩瀬 勝洋, 田名部 智, 松井 智哉, 倉本 洋: CES 内部柱梁接合部の構造性能に関する研究 その 1・その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.1181-1184, 2008.7
- 5) 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
- 6) 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.
- 7) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V99HELP
- 8) 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
- 9) 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
- 10) 金洗演, 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
- 11) 後藤康明, 穴吹拓也, 城 攻: SRC 内柱梁接合部におけるせん断応力分担に関する非線形有限要素解析 (その 1: 解析モデルの構築), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1089-1090, 2005.9

FEM ANALYSIS OF CES BEAM-COLUMN JOINT WITH SLAB

Takanori YOSHINO, Tomoya MATSUI and Hiroshi KURAMOTO

The purpose of this study is to understand the basic structural performance of CES beam-column joints with slab and the effect of slab on structural performance, and examine the evaluation method of strength of beam with slab. Therefore, Static loading tests were conducted on two specimens, which have different failure types. As a result, it was found that ultimate flexural strength of beams with slab could be evaluated by the general cumulative strength theory. At the beam-column joint, it was found that the yielding of web was delayed and the shear strength of joint increased. Moreover, FEM analysis of CES beam-column joint with slab was conducted, in order to investigate validity of the analytical method.