

論文 外殻集成材の上下端部に隙間を設けた EW ECS 柱の構造性能

平松 卓宏*1・鈴木 卓*2・吉田 浩輝*3・田口 孝*4

要旨: 本研究では、外殻集成材の上下端部に隙間を設けた EW ECS 柱の構造性能の把握を目的として、せん断スパン比、集成材の樹種およびコンクリート強度を変数とした試験体の静的載荷実験を行った。その結果、せん断スパン比および集成材樹種の違いに拘わらず、各試験体ともに集成材の縦割れの拡幅に伴う耐力低下が確認された。終局強度評価の結果、当該試験体の曲げ終局強度は一般化累加強度理論により、せん断終局強度は SRC 規準に示される簡略化式により評価できることを示した。さらに三次元 FEM 解析のための解析モデルを提案し、せん断力-変形角関係などの実験結果を概ね再現できることを示した。

キーワード: EW ECS 構造, 集成材, 静的載荷実験, 終局強度評価, FEM 解析

1. はじめに

EW ECS (Engineering Wood Encased Concrete-Steel) 構造はコンクリート、鉄骨および外殻集成材から構成される合成構造である。この構造システムは集成材の内側に不燃材料であるコンクリートおよび鉄骨を使用することにより2時間以上の耐火性能が要求される5階建て以上の木質建築物への適用が想定されている。また、集成材をコンクリートの兼用型枠として利用することから、施工コストの抑制および省人力化が期待できる。

これまでのEW ECS柱の開発研究では、集成材と上下スタブを直接接触させたもの、集成材と上下スタブの間に緩衝材として繊維直交方向の集成材を接触させたもの、およびスタブ内で集成材をボルトにより固定させたものの3種類の接触方法が検討されてきた¹⁾。その結果、集成材とスタブの間に繊維直交方向の集成材を設けた試験体はその他の接触方法の試験体に比べて集成材の損傷を抑制できることが確認されている。

一方で本研究では、実施工を想定して外殻集成材の上下端に隙間を設けたEW ECS柱の構造性能の把握を目的としてせん断スパン比、集成材の樹種およびコンクリート強度を変数とした静的載荷実験および三次元FEM解析を行った。本論では、破壊性状および履歴特性等の構造性能の検討結果を述べるとともに、FEM解析に用いる解析モデルを提案する。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体は実大の1/2スケールのもので8体である。図-1に試験体の形状を、表-1に試験体概要をそれぞれ示す。図-1にはひずみゲージ貼り付け位置も併せて示す。柱のコンクリート断面 $cb \times cD$ は350mm角とし、鉄骨は

H-300×150×6.5×9を使用した。外殻集成材は厚さを40mmとし、4枚の集成材をウレタン系接着材により二次接着することで兼用型枠とした。なお、集成材の繊維方向および柱軸方向を一致させた。また、各試験体において上下のスタブおよび集成材の間には10mmの隙間を設けている(図-1参照)。

実験変数にはせん断スパン比 a/cD 、集成材の樹種およびコンクリート強度を選択した。 $a/cD=1.84$ として曲げ降

表-1 試験体概要

試験体	WC M1	WC M2	WC M3	WC M4	WC M5	WC S1	WC S2	WC S3
集成材樹種	スギ	カラマツ	ヒノキ	—	カラマツ	スギ	カラマツ	ヒノキ
F_c (N/mm ²)	24				45		24	
せん断スパン比 a/cD	1.84				0.92			
$cb \times cD$	350x350 (mm)							
鉄骨	H-300x150x6x9, $sp=3.70\%$, ($sp=sA/cb \times cD$)							
集成材厚さ	40mm		—		40mm			
導入軸力 N (kN)	841				1,162		843	

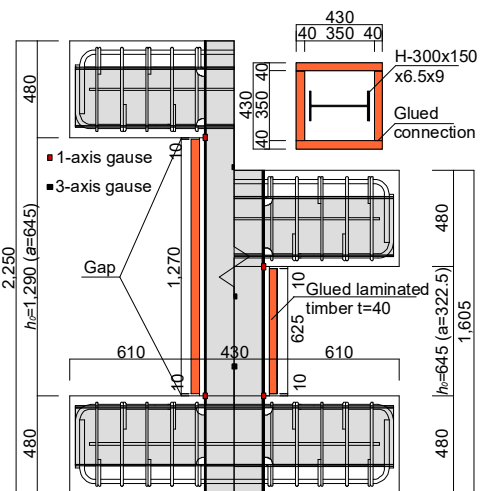


図-1 試験体詳細 (単位: mm)

*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

*3 大阪大学 工学部地球総合工学科

*4 矢作建設工業 (株) 地震工学技術研究所 主席研究員 博士 (工学) (正会員)

伏先行型を想定した試験体WCM1からWCM5および $a/cD=0.92$ としてせん断破壊型を想定した試験体WCS1からWCS3を作成した。また、各せん断スパン比においてスギ、カラマツおよびヒノキの3種類の集成材樹種を使用した。各試験体のコンクリートの設計基準強度 F_c は 24N/mm^2 とした。ただし、 a/cD 1.84の試験体では集成材を有していないものおよび集成材をカラマツとし、 F_c を 45N/mm^2 としたものをそれぞれ作成した。表-2にコンクリートの材料特性を、表-3に鉄骨の材料特性を、表-4に集成材の材料特性をそれぞれ示す。

2.2 載荷計画

図-2に載荷装置を示す。試験体はPC鋼棒を用いて載荷フレームに固定した。実験は載荷フレームに取り付けた2台の鉛直アクチュエーター（押し1,500kN、引き1,000kN）によって軸力比（ N/N_0 、 N_0 ：柱の軸圧縮耐力で式(1)より算出）0.2に相当する一定軸力 N を作用させた後、載荷フレームに取り付けた水平アクチュエーター（押し1,500kN、引き1,000kN）により水平力を載荷した。

$$N_0 = \sigma_B \cdot \sigma_{B,c} \cdot A + \sigma_y \cdot s \cdot A \quad (1)$$

ここで、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度、 cA ：コンクリートの断面積、 cA_u ：鉄骨比に応じて定まる低減係数²⁾、 σ_y ：鉄骨の降伏強度、 sA ：鉄骨の断面積である。

水平力の載荷は柱上下端の相対水平変位 δ を柱内法高さ h_0 で除した部材角 R （ $=\delta/h_0$ ）による変位制御とした。載荷サイクルは $R=0.1$ 、 $0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ を1サイクル、 0.5 、 1.0 、 1.5 、 2.0 、 3.0 、 $4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ を2サイクルずつ行い、 $R=5.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ を正載荷側のみ行った。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-3に実験終了時の集成材の損傷状況および集成材を剥がした内部コンクリートの損傷状況をそれぞれ示す。破壊性状では集成材の樹種による違いはみられなかったため、試験体WCM2、WCM4、WCM5およびWCS2についてのみ示している。 $a/cD=1.84$ とした試験体WCM1からWCM5では、 $R=0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ （以後、 R を省略）の載荷サイクルまでに上下のスタブおよび柱の集成材の間のコンクリートに曲げひび割れの発生が確認された。 $2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の載荷サイクルでは、集成材の二次接着面（図-1参照）に縦割れの発生が確認された。その後、試験体WCM4を除く試験体WCM1からWCM5では、 $4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の載荷サイクルにおいて集成材および上下スタブの接触に伴う集成材の縦割れの顕著な拡幅がみられ、頂部と脚部コンクリートの圧壊が確認された。一方で集成材を有していない試験体WCM4では、 $4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の載荷サイクルにおいて頂部と脚部コンクリートの圧壊および鉄骨フランジの局部座屈が確認された。

表-2 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮ひずみ (μ)
WCM1-4	27.9	23.8	2,299
WCM5	44.4	28.1	2,834
WCS1-3	28.0	24.5	2,306

表-3 鉄骨の材料特性

SS400		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
PL-6.5	ウェブ	356	461	186
PL-9	フランジ	314	441	193

表-4 集成材の材料特性

	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
スギ	27.1	5.8
カラマツ	40.7	11.1
ヒノキ	35.9	9.1

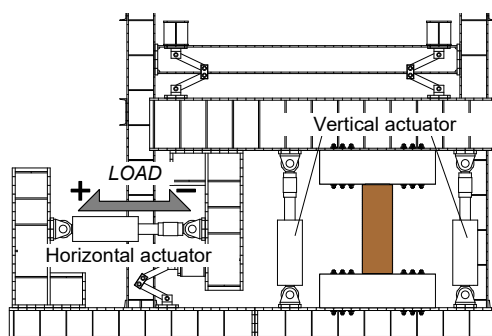


図-2 載荷装置

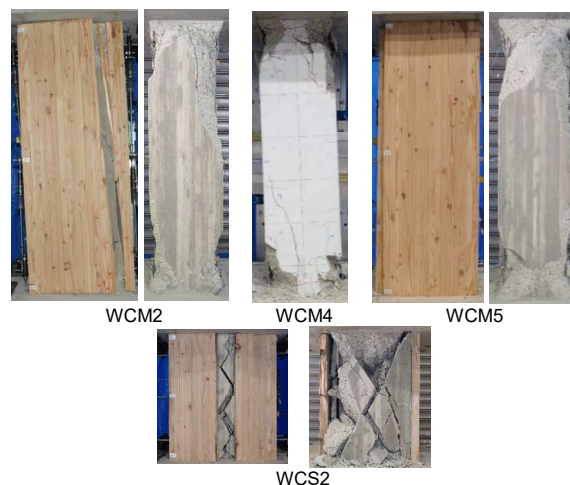


図-3 最終破壊状況

$a/cD=0.92$ の試験体WCS1からWCS3では、 $0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$ の載荷サイクルまでに上下スタブおよび集成材の間のコンクリートに曲げひび割れの発生が確認された。その後、 $2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の載荷サイクルにおいて破裂音の発生に伴い集成材に顕著な縦割れの発生が確認された。その際、集成材内部のコンクリートにおいてせん断ひび割れの顕著な拡幅が併せて確認された。実験終了後の損傷状況では、鉄骨ウェブおよびフランジの座屈が確認された。

3.2 せん断力-変形角関係

図-4に各試験体のせん断力-変形角関係を示す。同図には、実験における最大耐力点、鉄骨フランジの降伏点および鉄骨ウェブの降伏点および第4章に示す曲げ終局強度とせん断終局強度の計算結果を併せて示している。

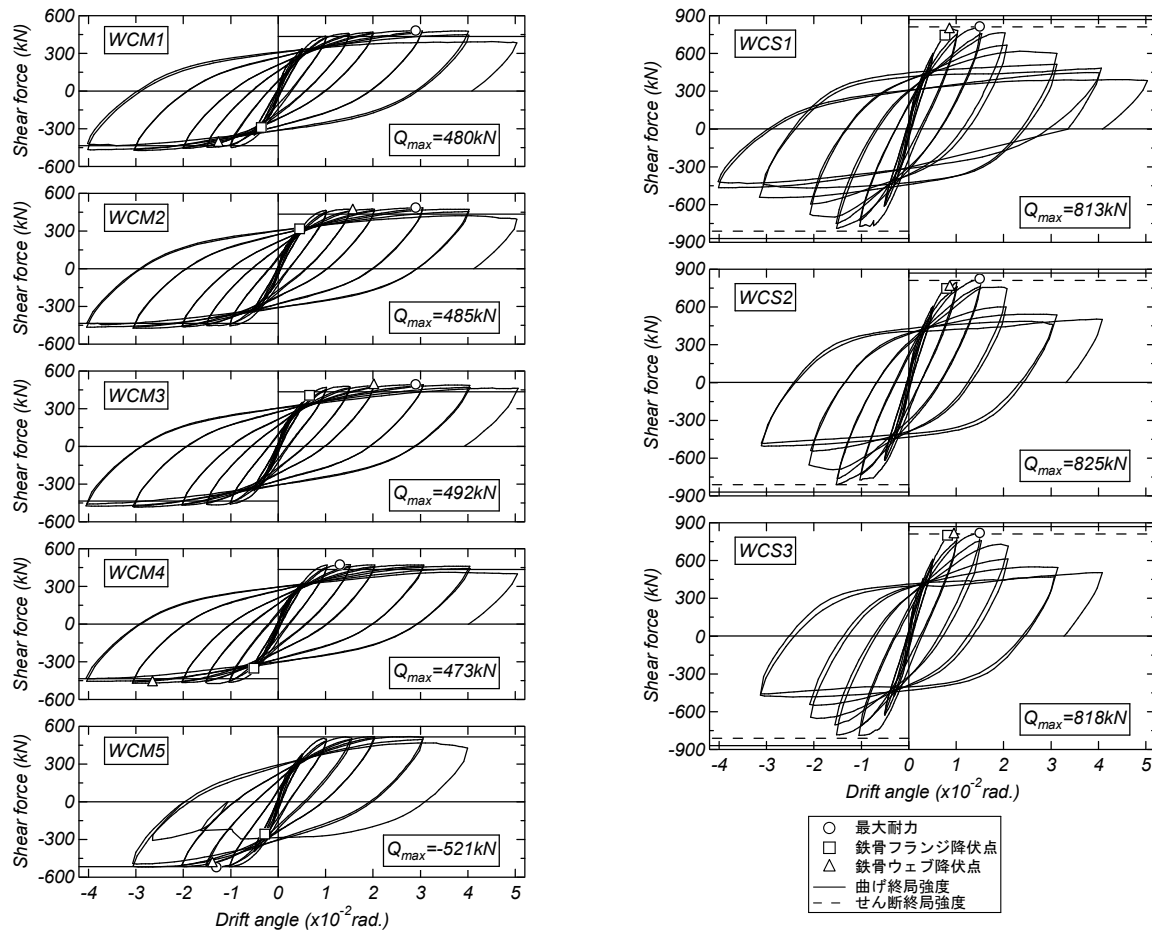


図-4 せん断力-変形角関係

ここで、鉄骨フランジの降伏点は1軸ひずみゲージの計測値が降伏ひずみに達した点である。また、鉄骨ウェブの降伏は、3軸ひずみゲージから得られた値を用いてロゼット解析を行い、Misesの降伏条件に達した点である。

試験体WCM5では 0.3×10^{-2} rad.の载荷サイクルに、試験体WCM1、WCM2およびWCM4では 0.5×10^{-2} rad.の载荷サイクルに、試験体WCM3では 1.0×10^{-2} rad.の载荷サイクルにそれぞれ頂部および脚部鉄骨フランジの降伏に伴う剛性低下が確認された。一方の試験体WCS1からWCS3では、 1.0×10^{-2} rad.の载荷サイクルにおいて頂部および脚部の鉄骨フランジおよび鉄骨ウェブの降伏に伴う剛性低下が認められた。 $a/cD=1.84$ の試験体WCM1からWCM3では、集成材の樹種に拘わらず 3.0×10^{-2} rad.の载荷サイクルにおいて同程度の最大耐力が記録された。その後、 4.0×10^{-2} rad.の载荷サイクルでは、集成材に生じた縦割れの拡幅に伴う耐力低下が確認されたものの、最終サイクルまで安定した履歴特性を示す傾向が認められた。一方、集成材を有していない試験体WCM4では、 1.5×10^{-2} rad.の载荷サイクルにおいて最大耐力が記録され、その後、緩やかな耐力低下が確認された。試験体WCM4は集成材を有している試験体と比べて最大耐力に違いはみられなかったものの、最大耐力時の変形角が小さくなった。また、 $F_c=45$ N/mm²の試験体WCM5においても、 1.5×10^{-2} rad.の载荷サ

イクルにおいて最大耐力が記録された。その後、 4.0×10^{-2} rad.の载荷サイクルにおいて軸力を保持できなくなるとともに急激な耐力低下が認められ、 $F_c=24$ N/mm²の試験体と比べて変形性能の低下が確認された。

$a/cD=0.92$ の試験体WCS1からWCS3では、集成材の樹種に拘わらず 1.5×10^{-2} rad.の载荷サイクルにおいて同程度の最大耐力が記録された。その後、集成材の縦割れの発生に伴う急激な耐力低下が認められた。

3.1節および3.2節の実験結果を総合的に判断すると、 $a/cD=1.84$ の試験体WCM1からWCM5の破壊形式は曲げ降伏先行型、 $a/cD=0.92$ の試験体WCS1からWCS3の破壊形式はせん断破壊型と考えられる。また、せん断スパン比の違いに拘わらず集成材の樹種による差異は認められなかった。

4. 終局強度評価

EWECs柱の曲げ終局強度は一般化累加強度理論により、せん断終局強度はSRC規準²⁾に示される簡略化終局せん断耐力式（以下、簡略化式）により算出した（式(2)および式(4)）。集成材は圧縮力のみを負担すると仮定したものの、本論で示す試験体は上下スタブと集成材の間に隙間を設けているため、両終局強度の算出において集成材の影響は考慮していない。

$$Q_{su} = \tan \theta_c \cdot b \cdot \mu_c \cdot D \cdot \sigma_B / 2 + s_t \cdot w \cdot s_d \cdot w \cdot s \cdot \sigma_{wy} / \sqrt{3} \quad (2)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(h_0 / c D)^2 + 1} - h_0 / c D \quad (3)$$

$$\mu = 0.5 + c b' / c b \leq 1.0 \quad (4)$$

ここで、 b' : コンクリートの有効幅 ($=c-b-sb$)、 s_b : 鉄骨フランジ幅、 s_d : 鉄骨ウェブせい、 s_t : 鉄骨ウェブ厚さ、 $s \sigma_{wy}$: 鉄骨ウェブの降伏強度である。

表-5に各試験体の終局強度の計算結果の一覧を示す。試験体WCM1からWCM5では、曲げ終局強度の計算結果はせん断終局強度の計算結果と比べて低く、終局強度評価による破壊形式は実験結果と同様に曲げ降伏先行型と判断された。一方の試験体WCS1からWCS3では、せん断終局強度の計算結果は曲げ終局強度の計算結果と比べて低く、終局強度評価による破壊形式は実験結果と同様にせん断破壊型と判断された。

曲げ降伏先行型の試験体WCM1からWCM4では、実験の最大耐力および曲げ終局強度の計算結果の比率は概ね1.1となった。また、 $F_c=45\text{N/mm}^2$ の試験体WCM5では、実験の最大耐力および曲げ終局強度の計算結果の比率は1.0となり、 $F_c=24\text{N/mm}^2$ の試験体WCM1からWCM4の比率と比べて低くなる傾向が認められた。一方のせん断破壊型の試験体WCS1からWCS3では、実験の最大耐力およびせん断終局強度の計算結果の比率は概ね1.0となった。以上のことより、当該試験体の曲げ終局強度は一般化累加強度理論により、せん断終局強度は簡略化式により概ね評価することができる。

5. FEM 解析

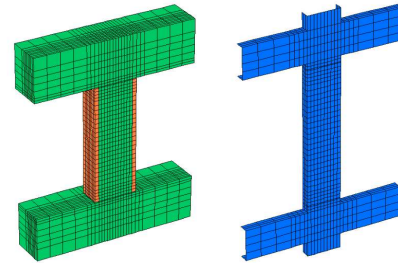
5.1 解析概要

第3章に示す実験結果では、 $a/cD=1.84$ の試験体において集成材の有無による最大耐力の顕著な違いはみられなかった。また、集成材の樹種の違いによる顕著な差は確認されなかったものの、コンクリート強度の上昇により最大耐力時の変形角が小さくなる傾向およびせん断スパン比の違いによる履歴特性に差が認められた。そこで、本解析ではカラマツ集成材の有無、せん断スパン比およびコンクリート強度の影響を検討するため、試験体WCM2、WCM4、WCM5およびWCS2の解析を実施した。

図-5に試験体WCM2を例とした要素分割を示す。試験体は面外方向の対称性を考慮して片側のみをモデル化した。コンクリートは六面体要素でモデル化した。鉄骨は四辺形積層シェル要素でモデル化した。また、コンクリート、集成材および鉄骨の節点は別々に定義し、その間に接合要素を定義した。解析は実験と同様に一定軸力を与え、正負水平繰り返しの強制変位を与えた。境界条件は最下部の節点を完全固定とし、頂部の節点は回転のみ固定とした。また、試験体切断面におけるすべての節

表-5 終局強度一覧

試験体	WCM1	WCM2	WCM3	WCM4	WCM5	WCS1	WCS2	WCS3
最大耐力 (kN)	480	485	492	473	521	813	825	818
曲げ 終局強度 (kN)	434	434	434	434	515	869	869	869
せん断 終局強度 (kN)	604	604	604	604	739	812	812	812
実験値 / 計算値	1.11	1.12	1.13	1.09	1.01	0.94	0.95	0.94
曲げ 終局強度 / せん断 終局強度	0.80	0.80	0.82	0.78	0.71	1.00	1.02	1.01



Concrete & Timber Steel
図-5 要素分割 (試験体WCM2)

点の面外方向変位を固定した。材料特性は表-2から表-4までに示された値を用いている。なお、解析には3次元非線形FEM解析ソフト「FINAL」を用いた。

5.2 材料構成側

コンクリートの応力-ひずみ構成モデルは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルにより表現し、ひび割れは非直交ひび割れモデル³⁾により表現した。三軸応力下の圧縮破壊条件はWillam-Warnkeの5パラメータモデルに大沼らの係数⁴⁾を用いて定義した。応力-ひずみ関係の上昇域は修正Ahmadモデル⁵⁾とし、軟化域は中村・楢貝⁶⁾モデルを選択した。ひび割れ後のテンションステイニング特性は出雲らの提案モデル($c=1.0$, c :モデル係数)⁷⁾を用いた。履歴モデルは長沼・大久保の提案モデル⁸⁾とした。ひび割れ後のせん断伝達特性はAl-Mahaidiモデル⁹⁾を選択した。

鉄骨の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルとし、履歴特性は修正Menegotto-Pintoモデル⁸⁾を用いた。鉄骨およびコンクリート間の付着応力-滑り関係は最大付着応力までを線形で、最大付着応力後の応力は文献10)を参照してモデル化した。最大付着応力は 0.05N/mm^2 とし、付着応力時のすべり量は 0.05mm とした。また、コンクリートおよび鉄骨間の摩擦係数は 0.65 とし、面外圧縮力 $\Delta\tau$ の作用に伴う付着応力の増大を考慮した(図-6)。

集成材の材料構成側は試行錯誤的に以下のように設定した。応力-ひずみ構成モデルはコンクリートと同じ等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルにより表現した。破壊条件は一軸圧縮強度の保持を仮定した。応力-ひずみ関係はバイリニアモデルとした。また、ひび割れ後のせん断伝達特性弾性剛性保持モデルを選択した。集成材およびコンクリート間の接合要素の復元力モデルは圧縮側を剛とし、引張およびせん断方向の応力は零とし

た。また、コンクリートおよび集成材間の摩擦係数は文献 11)を基に 0.62 を仮定し、面外圧縮力 $\Delta\tau$ の作用に伴う付着応力の増大を考慮した。

5.3 解析結果および実験結果の比較

図-7 に各試験体の実験および解析の履歴特性の比較を示す。 $a/cD=1.84$ の試験体 WCM2 および WCM5 の解析結果は実験結果と比べて履歴ループが若干大きくなるものの、最大耐力および剛性の解析結果は実験結果と対応している。一方の試験体 WCS2 の解析結果は、実験結果と比べて $2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の載荷サイクルまではピーク時の耐力を概ね再現できているものの、 $3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の載荷サイクル以降の耐力低下は確認されなかった。これは、実験結果では鉄骨フランジおよびウェブの座屈が確認されたものの、解析モデルでは鉄骨の座屈の影響を考慮していないためだと考えられる。

図-8 に実験および解析の $1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の正載荷 1 サイクル目における鉄骨および集成材の軸方向回転角分布の比較を示す。実験結果の回転角は同図に示す試験体の両側面に取り付けた変位計の相対変位量を、解析結果の回転角は試験体に取り付けた変位計の位置に対応する節点の相対変位量を両側面の変位計測間の距離で除することでそれぞれ算出した。回転角の算出に用いた軸方向変位は同図に示す変位計測区間の値であり、柱頭および柱脚の変位はスタブと集成材および鉄骨の相対変位である。

鉄骨の回転角をみると、試験体 WCM2 および WCM5 の解析結果はいずれの高さにおいても実験結果と一致しており、実験結果を良好に再現できている。一方の試験体 WCS2 の解析結果は実験結果に比べて頂部および脚部の回転角が小さく実験結果との相違が認められた。

次に集成材の回転角をみると、各試験体の解析結果は実験結果と同様に頂部および脚部のみに変形の集中が確認され、これは集成材の上下端部に設けた隙間によるものであり、実験および解析ともに集成材は軸方向には変形していないものと考えられる。

図-9 に試験体 WCM2, WCM5 および WCS2 の実験および解析の正載荷 1 サイクル目のピーク時における柱脚部の鉄骨フランジの応力推移を示す。同図に示す点線は材料試験により得られた鉄骨の降伏強度である。実験および解析のフランジ応力は同図のひずみ計測位置のものであり、実験における鉄骨の応力は履歴特性をバイリン

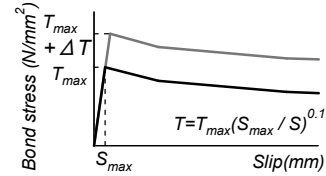


図-6 付着応力-すべり量関係

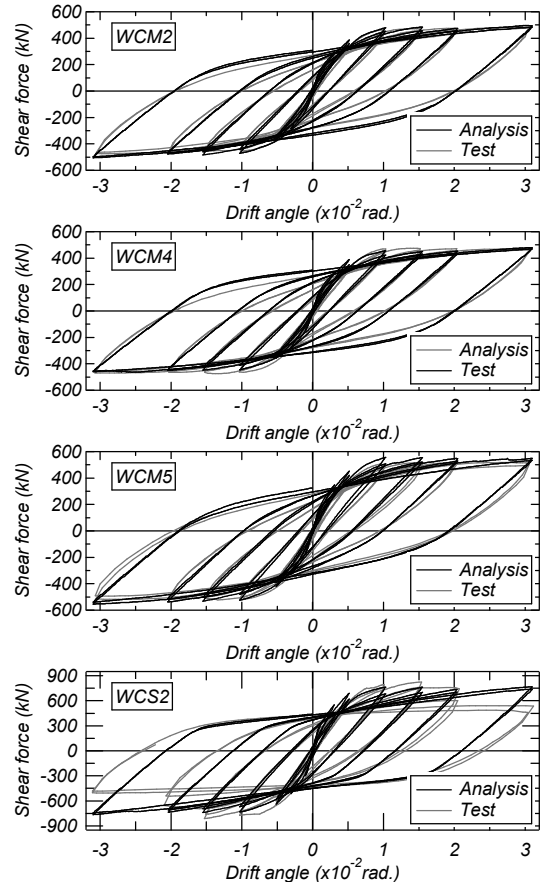


図-7 実験および解析における履歴特性の比較

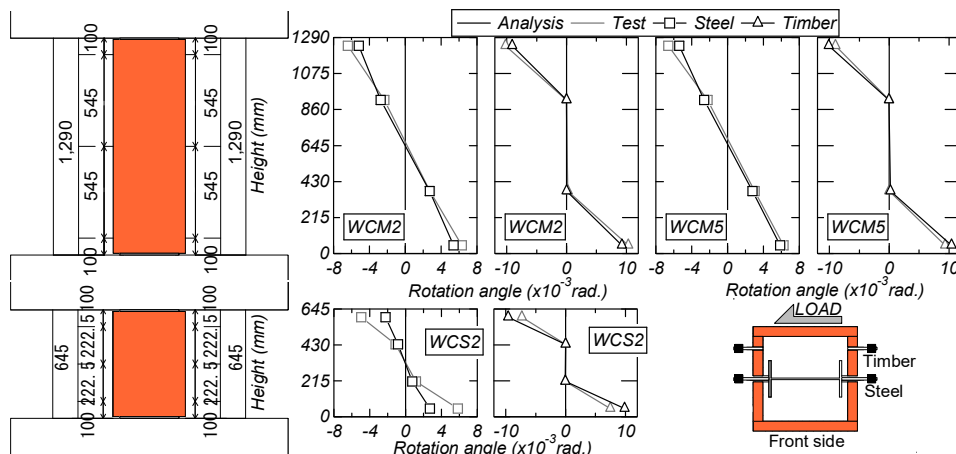


図-8 各材料の軸方向回転角分布 ($R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$.)

ア型に仮定して算出した。同図に示す計測位置では $1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の载荷サイクルのピーク時において試験体 WCM2 および WCM5 は実験も解析も降伏強度に達している。一方の試験体 WCS2 では実験は降伏強度に達しているが、解析は達していない。しかし、全体的な傾向としては、実験結果と解析結果は良い対応がみられる。

以上の解析結果から本論に示す EW ECS 柱の解析モデルは $a/cD=1.84$ の試験体の実験時のせん断力-変形角関係、回転角分布およびフランジ応力の推移を精度よく再現できることが確認された。また、 $a/cD=0.92$ の試験体では、 $R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ までのせん断力-変形角関係およびフランジ応力の推移は概ね再現できたものの、鉄骨の変形性状について今後さらなる検討が必要である。

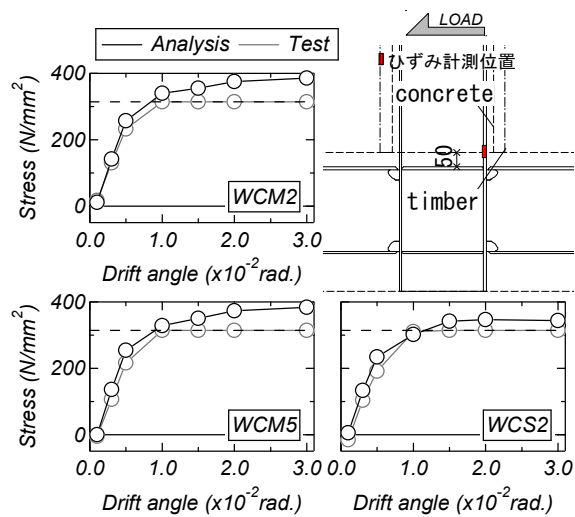


図-9 フランジ応力の推移

6. まとめ

本研究では、外殻集成材の上下端部に隙間を設けた EW ECS 柱の静的载荷実験および三次元 FEM 解析を行い、その構造性能および解析モデルの検討を行った。本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) せん断スパン比 1.84 の柱試験体では、集成材の縦割れに伴う耐力低下が確認されたものの、大変形時まで安定した履歴特性を示す傾向が確認された。
- 2) せん断スパン比 0.92 の柱試験体では、集成材の縦割れおよびコンクリートのせん断ひび割れの幅に伴う急激な耐力低下が確認された。
- 3) せん断スパン比 1.84 および 0.92 の柱試験体のそれぞれにおいて、集成材樹種の違いによる破壊性状および履歴特性に顕著な差は認められなかった。
- 4) 外殻集成材の上下端部に隙間を設けた EW ECS 柱の曲げ終局強度は一般化累加強度理論により、せん断終局強度は SRC 規準に示される簡略化式により概ね評価可能である。
- 5) 本論に示す FEM 解析モデルは上下端部に隙間を設けた EW ECS 柱試験体の最大耐力までのせん断力-変形角関係および鉄骨フランジの応力推移を概ね再現できた。

謝辞

本研究は、「平成 27 年度林野庁補助事業・地域の特性に応じた木質部材・工法の開発・普及等支援事業」を受けて実施したものです。研究の推進にあたり矢作建設工業株式会社 神谷隆氏、芳賀裕司氏にご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) FAUZAN, Hiroshi KURAMOTO and Ki-Hyung KIM: Seismic Performance of Composite EW ECS Columns

using Single H-Steel, Proceedings of Japan Concrete Institute, Vol.27, No.2, pp.307-312, 2005.7

- 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，2014.1
- 3) 米澤健次，長沼一洋，江戸宏彰：正負繰返し荷重を受ける RC 柱の三次元 FEM 解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.25, No.2, pp.43-48, 2003.7
- 4) 大沼博志，青柳征夫：三軸圧縮応力下におけるコンクリートの強度特性，電力中央研究所報告，No.381021, 1981, 12
- 5) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリート応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170, 1995.8
- 6) H. Nakamura, T. Higai：Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 7) 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，コンクリート工学年次論文集，No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9
- 8) 長沼一洋，大久保雅章：繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル，日本建築学会構造系論文集，第 536 号，pp.135-142, 2000.10
- 9) Al-Mahaidi, R.S.H.：Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan., 1979
- 10) 天野修，中村光，檜貝勇，田中浩一：鋼管・コンクリート複合構造橋脚のせん断挙動解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 3, pp.823-828, 1998.7
- 11) Engineer's Handbook, Reference Tables-Coefficient of Friction, 2006.7.25, <http://www.engineershandbook.com> (閲覧日：2018.01)