

# 論文 EWECS 柱の構造性能に関する実験的研究

松原 浩介\*1・黒川 洋一\*2・松井 智哉\*3・田口 孝\*4

**要旨:** 本研究では、EWECS 柱の構造性能の把握を目的として、コンクリート強度、シアスパン比、軸力比、変動軸力および鉄骨幅厚比を構造因子とした 5 体の試験体の静的載荷実験を実施した。結果として、高強度コンクリートおよび鉄骨幅厚比を変更した試験体では大変形時まで安定した履歴性状を示した。シアスパン比を 1.23、軸力比を 0.25 および変動軸力とした試験体では、耐力低下およびそれに伴った軸方向変位の圧縮方向への急激な増大が確認された。また、EWECS 柱の曲げ終局強度は一般化累加強度理論により概ね評価できていることを示した。さらに曲げ解析を行い、実験結果における終局強度を概ね模擬できることを示した。

**キーワード:** EWECS 構造, EWECS 柱, 集成材, 静的載荷実験, 終局強度評価, 曲げ解析

## 1. はじめに

EWECS(Engineering Wood Encased Concrete-Steel)構造はコンクリート、鉄骨および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内部に鉄骨コンクリートを有しており、その外周部を集成材で拘束した構造となっている。実際の施工時には、この集成材が型枠の役割を兼用するため、経済性および施工性に優れている。

既往の EWECS 柱の開発研究では、外殻集成材の上下端部に隙間を設けた試験体に対してコンクリート強度、シアスパン比、集成材の有無、軸力比、鉄骨断面積比等を変数とした静的載荷実験が行われてきた<sup>1),2)</sup>。結果のひとつとして、曲げ破壊する柱試験体では、集成材を有する試験体は有していない試験体と比べて最大耐力の値に大きな違いは見られなかったものの、最大耐力発現時の変形角の増大が確認されている。ただし、依然として実験試験体数が少なく、適用範囲の検証のためには、さらなる実験が必要である。

本研究では、EWECS 柱の性能評価手法の構築に向けて、これまでに実験を実施していないコンクリート強度、シアスパン比、軸力比、変動軸力および鉄骨幅厚比を構造因子とした柱試験体を用いて静的載荷実験を実施し、各試験体の破壊性状および耐力性能等の基本的な構造性能を把握し、終局強度評価についての検討を行う。また、Multi-Spring(以下、MS)モデルによる曲げ解析を実施し、実験結果との比較検討を行う。

能を把握し、終局強度評価についての検討を行う。また、Multi-Spring(以下、MS)モデルによる曲げ解析を実施し、実験結果との比較検討を行う。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体概要

試験体の形状および試験体概要をそれぞれ図-1 および表-1 に示す。既往の研究<sup>2)</sup>で行った EWECS 柱実験の試験体 WCM11 を基準試験体としており、本研究の試験

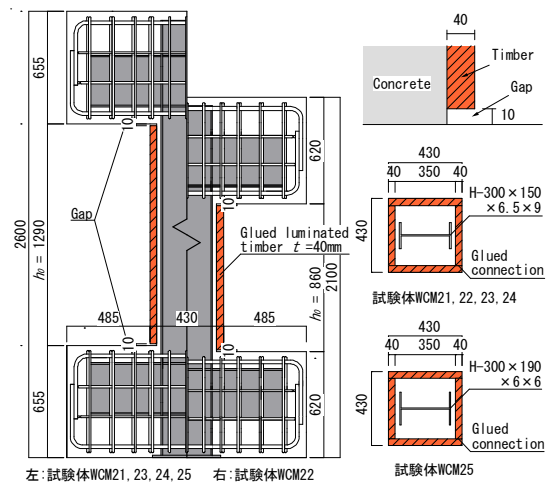


図-1 試験体形状(単位: mm)

表-1 試験体概要

試験体	$b \times D$ (mm)	$c_b \times c_c D$ (mm)	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	鉄骨形状 (mm)	集成材厚さ (mm)	シアスパン比 $M/Q_c D$	導入軸力 $N$ (kN)*	軸力比 $N/N_0$
WCM11(基準試験体: 文献 2))			36	H-300×150 ×6.5×9	40	1.84	1041	0.2
WCM21(高強度コンクリート)			60				1438	
WCM22(シアスパン比 1.23)	430 × 430	350 × 350	36			1.23	1011	0.25
WCM23(軸力比 0.25)						1.84	-556~2221	
WCM24(変動軸力)							987	0.2
WCM25(幅厚比変更)				H-300×190×6×6				

\*導入軸力はそれぞれ載荷前日のコンクリート強度を用いて算出した。

\*1 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学課程 大学生 (学生会員)  
 \*2 豊橋技術科学大学大学院 建築・都市システム学専攻 大学院生 (学生会員)  
 \*3 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 准教授 博士(工学) (正会員)  
 \*4 矢作建設工業 (株) エンジニアリングセンター 博士(工学) (正会員)

体は基準試験体に対して、コンクリート強度、シアスパン比、軸力比、変動軸力および鉄骨幅厚比がそれぞれ異なる構造的特徴を持つ5体の試験体である。基準試験体は曲げ降伏先行型となるようにシアスパン比( $M/Q_cD$ )は1.84とし、実大の1/2スケールである。柱は断面 $b \times D$ が430mm角、内部のコンクリート断面 $b \times cD$ は350mm角とし、内蔵鉄骨にはH-300×150×6.5×9を使用した。外殻集成材の樹種はカラマツを用い、厚さは40mmとし、4枚の集成材をウレタン系接着剤により二次接着することで兼用型枠とした。コンクリートの設計基準強度 $F_c$ は36N/mm<sup>2</sup>とし、軸力比(算定方法は2.2節で後述)は0.2である。また、既往の研究<sup>1)</sup>と同様に上下のスタブと集成材の間には10mmの隙間が設けられている(図-1右上)。

本研究の試験体は基準試験体に対して、コンクリートの設計基準強度 $F_c$ を60N/mm<sup>2</sup>の高強度コンクリートとした試験体をWCM21、シアスパン比を1.23と小さくした試験体をWCM22、軸力比を0.25と大きくした試験体をWCM23、変動軸力(2.2節で後述)を載荷した試験体をWCM24とした。また、内蔵鉄骨に幅厚比を変更したH-300×190×6×6を使用した試験体をWCM25とした。

コンクリート、鉄骨および集成材の材料特性を表-2、表-3および表-4に示す。コンクリートの材料特性は試験体WCM22,23,24,25においてはそれぞれ載荷日前日の

表-2 コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時ひずみ( $\mu$ )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
WCM21	57.3	33.0	2528	4.26
WCM22-25	36.7	30.1	2193	3.48

表-3 鉄骨の材料特性

試験体	SS400	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	部位
WCM21-24	PL-6.5	421	199	508	ウェブ
	PL-9	319	202	449	フランジ
WCM25	PL-6	299	210	439	ウェブ フランジ

表-4 集成材の材料特性

試験体	材種	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
WCM21-25	カラマツ	37.6	9.3

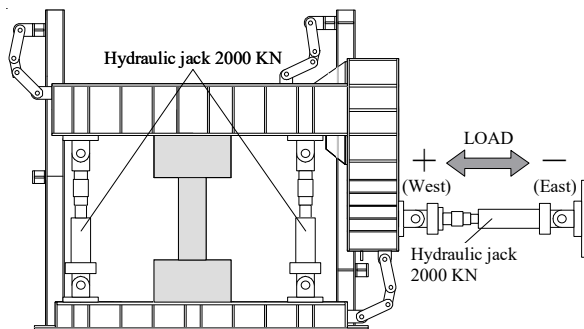


図-2 載荷装置

試験結果の平均値を示している。集成材の材料特性は、文献3)の構造用木材の強度試験方法にしたがって縦圧縮試験を実施し、15体の供試体の平均値とした。

## 2.2 載荷計画

図-2に載荷装置を示す。試験体はPC鋼棒を用いて載荷装置に固定した。載荷方法は、載荷装置に取り付けた2台の鉛直油圧ジャッキによって、所定の軸力を与えた後、載荷装置に取り付けた水平油圧ジャッキによる正負交番逆対称曲げせん断加力とした。作用軸力は試験体WCM21,22,23およびWCM25は所定の軸力比( $=N/N_0$ ,  $N_0$ :柱の軸圧縮耐力で式(1)<sup>4)</sup>より算出)による一定軸力とし、試験体WCM24は、10階から15階程度の中層建築物の最下階の側柱を想定し、作用せん断力に依存する式(2)に従った変動軸力とした。

$$N_0 = c r_u \cdot \sigma_B \cdot c A + s \sigma_y \cdot s A \quad (1)$$

$$N = 0.1 N_0 \pm 3 Q \quad (2)$$

ここで、 $c r_u$ :圧縮側鉄骨比に応じて定まるコンクリートの低減係数、 $\sigma_B$ :コンクリートの圧縮強度、 $c A$ :コンクリートの断面積、 $s \sigma_y$ :鉄骨の降伏強度、 $s A$ :鉄骨の断面積、 $N$ :作用軸力、 $Q$ :作用せん断力である。

水平力の載荷は、柱上下端部の相対水平変位 $\delta$ と柱の内法高さ $h_0$ で与えられる相対変形角 $R(=\delta/h_0)$ での変位制御とした。載荷サイクルは $R=0.1 \times 10^{-2}$ ,  $0.3 \times 10^{-2}$ rad.を1サイクル、 $R=0.5 \times 10^{-2}$ ,  $1.0 \times 10^{-2}$ ,  $1.5 \times 10^{-2}$ ,  $2.0 \times 10^{-2}$ ,  $3.0 \times 10^{-2}$ および $4.0 \times 10^{-2}$ rad.を2サイクルずつ繰り返した後 $R=5.0 \times 10^{-2}$ rad.を正載荷のみ行い、実験を終了した。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状

図-3に実験終了時の集成材および集成材を剥がした内部コンクリートの最終破壊状況をそれぞれ示す。

高強度コンクリートとした試験体WCM21では $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで集成材に目視による最初の割れが確認され、 $R=3.0 \times 10^{-2}$ rad.で割れ幅2,3mm程度の大きな縦割れまで拡幅した。その後、縦割れの進展は見られたが、集成材を分断する縦割れには至らなかった。

シアスパン比を1.23とした試験体WCM22では $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで集成材に目視による最初の割れが確認され、 $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで割れ幅2,3mm程度の大きな縦割れまで拡幅した。その後、同サイクルで東面に集成材を分断する縦割れが確認された。

軸力比を0.25とした試験体WCM23では $R=3.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで集成材に目視による最初の割れが確認され、その後、割れ幅2,3mm程度の大きな縦割れまで拡幅した。 $R=4.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで南面に集成材を分断する縦割れが確認された。

変動軸力とした試験体でWCM24は $R=1.5 \times 10^{-2}$ rad.の

サイクルで集成材に最初の割れが確認され、その後、割れ幅 2,3mm 程度の大きな縦割れまで拡幅した。 $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで西面に集成材を分断する縦割れが確認された。また、いずれの損傷とも正載荷側（圧縮軸力）で生じている。

幅厚比を変更した試験体 WCM25 では  $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで集成材に最初の割れが確認され、 $R=3.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで割れ幅 2,3mm 程度の大きな縦割れまで拡幅した。その後、 $R=4.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで南面に集成材を分断する縦割れが確認された。

実験終了後の破壊状況は集成材においては各試験体ともに損傷はラミナ部分に生じており、一次および二次接着面での剥離等の損傷は見られなかった。また、各試験体ともに上下端部のコンクリートの圧壊と鉄骨フランジの座屈が確認された。試験体 WCM22 の内部コンクリートは 5 体中最も激しい損傷が見られ、上下端部に斜めのひび割れが生じており、せん断破壊の様相を呈した。

### 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、図-5 に各試験体の軸変形-変形角関係をそれぞれ示す。図-4 中には実験における最大耐力点、鉄骨フランジ、ウェブに貼付したひずみゲージから確認された正負載荷それぞれの引張降伏点、集成材が大きく分断した点および曲げ強度の計算結果(4章で後述)を破線で併せて示している。

高強度コンクリートとした試験体 WCM21 では



図-3 最終破壊状況(正面)

$R=1.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで鉄骨フランジの降伏、 $R=3.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで最大耐力が-627kNに達した。

シアスパン比を 1.23 とした試験体 WCM22 では  $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで鉄骨フランジの降伏、 $R=2.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで最大耐力が-770kNに達した。

軸力比 0.25 とした試験体 WCM23 では  $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイクルで鉄骨フランジの降伏、 $R=3.0 \times 10^{-2}$ rad.のサイ

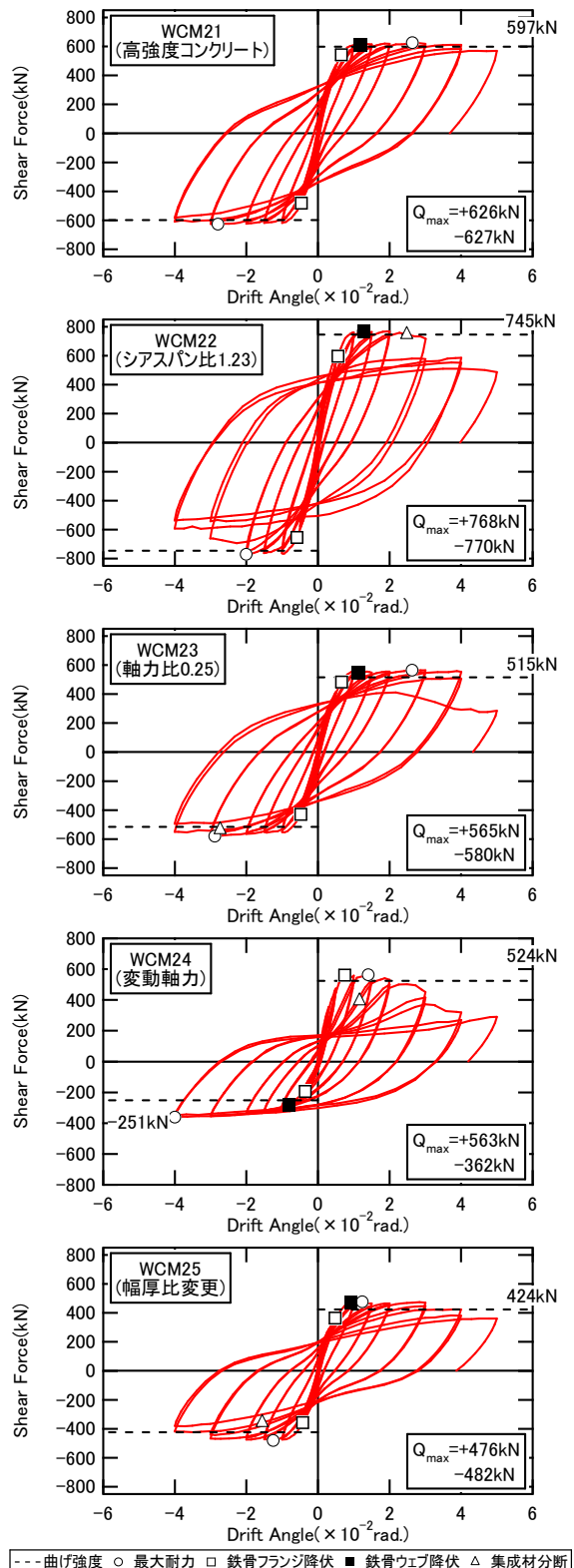


図-4 せん断力-変形角関係

クルで最大耐力が-580kNに達した。

変動軸力とした試験体 WCM24 では  $R=0.5 \times 10^{-2}$  rad. のサイクルで鉄骨フランジの降伏、正載荷（圧縮軸力）では  $R=1.5 \times 10^{-2}$  rad. のサイクルで最大耐力が 563kN に、負載荷（引張軸力）では  $R=4.0 \times 10^{-2}$  rad. のサイクルで最大耐力が -362kN 達した。また、最終的に正載荷時に大きく耐力低下が生じているが、軸力比 0.4 程度の高軸力において  $R=3.0 \times 10^{-2}$  rad. まで最大耐力の 8 割程度を維持している。

幅厚比を変更した試験体 WCM25 では  $R=0.5 \times 10^{-2}$  rad. のサイクルで鉄骨フランジの降伏、 $R=1.5 \times 10^{-2}$  rad. のサイクルで最大耐力が -482kN に達した。

試験体 WCM21 および WCM25 では最終変形角まで耐力低下が小さいが、試験体 WCM22,23 および WCM24 では耐力低下およびそれに伴った軸方向変位の圧縮側への急激な増大が見られた(図-5 参照)。また、全試験体ともに最大耐力が計算耐力を上回っていることが確認できた。

### 3.3 曲げ変形

図-6 に各試験体の全体の水平変位に対する曲げ変形による水平変位の比率を示す。曲げ変形は鉄骨に取り付けた変位計により得られた曲率を用いて算出した。試験体 WCM21 および WCM23,24,25 の曲げ変形は全体の水

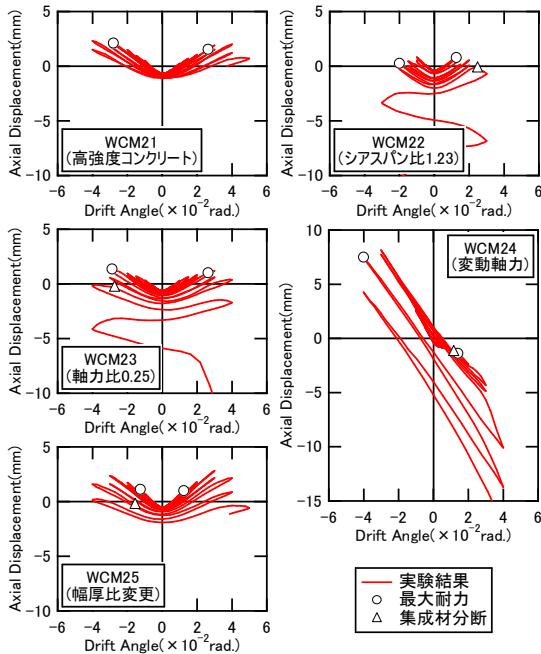


図-5 軸方向変形-変形角関係

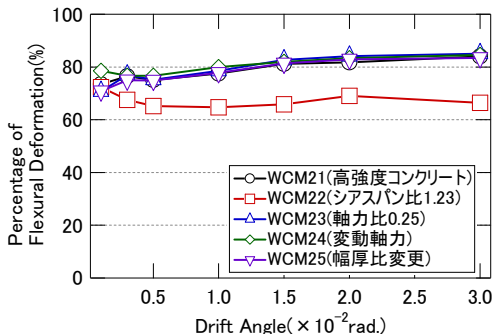


図-6 全体変形に対する曲げ変形の比率

平変位の 8 割程度となっている。一方で、最終的に内部コンクリートのせん断破壊が見られた試験体 WCM22 の曲げ変形は全体の水平変位の 7 割程度であり、他の試験体と比べると小さいことが確認できる。

### 4. 終局強度評価

EWECS 柱の曲げ強度は一般化累加強度理論により、せん断強度は文献 4) に示される式(3)より算出した。これらの算定法の妥当性については文献 1) で示されている。また、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。

$$Q_{su} = \tan\theta \cdot c_b \cdot \mu \cdot cD \cdot \sigma_B / 2 + s_t t_w \cdot s_d d_w \cdot s \sigma_{wy} / \sqrt{3} \quad (3)$$

$$\tan\theta = \sqrt{(h_0/cD)^2 + 1} - h_0/cD \quad (4)$$

$$\mu = 0.5 + c_b' / c_b \leq 1.0 \quad (5)$$

ここで、 $c_b'$ : コンクリートの有効幅(=  $c_b - s_b$ )、 $s_b$ : 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 に終局強度の実験値および計算値の比較を示す。各試験体ともに実験値が曲げ強度の計算値を上回っていることが確認できる。計算値に対する実験値の比率は変動軸力を受ける試験体 WCM24 の負載荷側を除けば、1.03 ~ 1.14 と概ね 1 割程度大きくなることが確認できた。一方で、試験体 WCM24 の負載荷側では 1.44 となり、計算値を大きく上回った。

図-7 に本研究の試験体および文献 1), 2) で報告されている試験体の実験値と曲げ強度の計算値の比較を示す。すべての試験体において、実験値が計算値を上回っており、その比率の平均値は 1.13 であることが確認された。また、試験体 WCM24 の負載荷側を除いて、計算値は実験値の 2 割の範囲内にあることから、EWECS 柱の曲げ

表-5 終局強度の実験値および計算値

試験体	WCM 21	WCM 22	WCM 23	WCM24		WCM 25
				負載荷	正載荷	
実験値(kN)	627.0	770.3	579.8	361.5	563.3	481.5
曲げ強度 $Q_{mu}$ (kN)	597.3	745.1	514.9	251.3	524.1	423.9
せん断強度 $Q_{su}$ (kN)	912.8	885.5	745.1	745.1	745.1	585.3
せん断余裕度( $Q_{su}/Q_{mu}$ )	1.53	1.19	1.45	2.97	1.42	1.38
実験値/曲げ強度	1.05	1.03	1.13	1.44	1.07	1.14

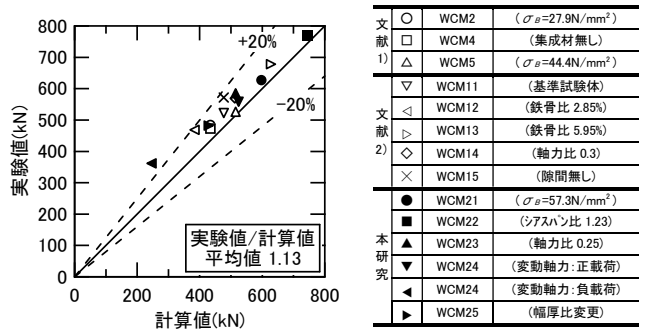


図-7 実験値と計算値の比較

文献 1)	○	WCM2	( $\sigma_c=27.9N/mm^2$ )
	□	WCM4	(集成材無し)
	△	WCM5	( $\sigma_c=44.4N/mm^2$ )
	▽	WCM11	(基準試験体)
	◁	WCM12	(鉄骨比 2.85%)
文献 2)	▷	WCM13	(鉄骨比 5.95%)
	◇	WCM14	(軸力比 0.3)
	×	WCM15	(隙間無し)
	●	WCM21	( $\sigma_c=37.3N/mm^2$ )
	▲	WCM22	( $\sigma_c=44.4N/mm^2$ )
本研究	■	WCM23	(軸力比 0.25)
	▼	WCM24	(変動軸力: 正載荷)
	▲	WCM24	(変動軸力: 負載荷)
	▶	WCM25	(幅厚比変更)



耐力は一般化累加強度理論により概ね評価できているといえる。

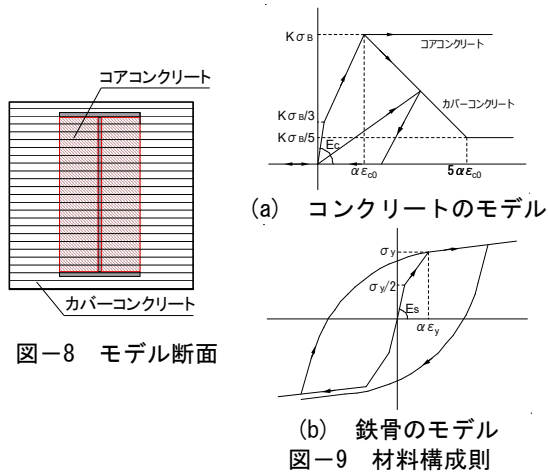
## 5. 曲げ解析

本章では、各試験体を対象とした曲げ解析を行い、実験結果との比較と解析モデルの妥当性について検討を行う。ただし、変動軸力を受ける試験体 WCM24 では実験において最大耐力到達時の载荷軸力を用いた一定軸力として、正負荷時それぞれの解析を行う。载荷軸力は正载荷側では軸力比 0.43 の圧縮軸力、負荷側では軸力比 -0.11 の引張軸力である。なお、解析には市販の解析ソフト“SNAP ver.7”<sup>5)</sup>を使用した。

### 5.1 解析手法

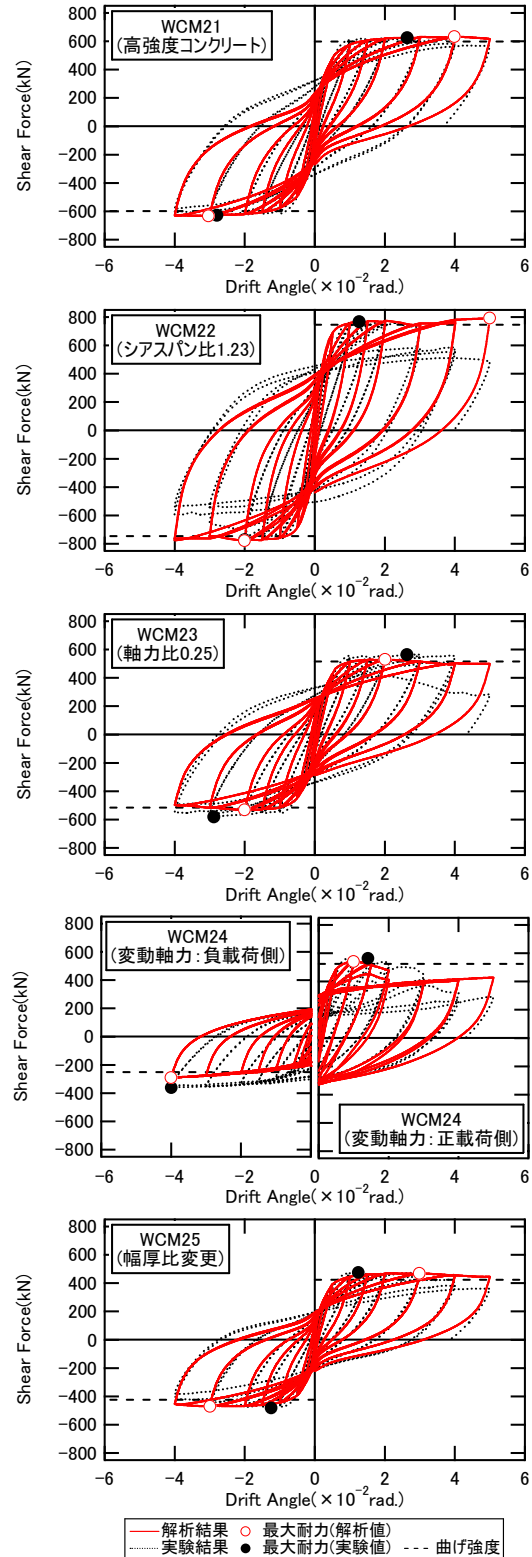
解析においては平面保持の仮定の下、MS モデルによる曲げ解析を実施した。解析断面は図-8 に示すように 24 分割されたコンクリート要素と鉄骨要素から構成されるものとし、カバーコンクリート部分と鉄骨に囲まれたコアコンクリートの材料特性は異なるものとした。実験では柱の内法スパンの外側の柱の埋め込み部分でも変形が生じていることが分かっている<sup>2)</sup>。一方で MS モデルでは非塑性ヒンジ領域における塑性変形は考慮できない。そのため本解析では、コンクリートの圧縮強度時のひずみおよび鉄骨の降伏時のひずみは材料試験値を  $\alpha$  倍した値を用いてこの現象を間接的に表現することとし、パラメトリックに解析を行った結果、本研究においては  $\alpha=2$  を採用した。また、塑性ヒンジ長さは、柱内法スパンの 0.2 倍とした。

図-9(a) にコンクリート要素の応力-ひずみ関係を示す。圧縮側における応力上昇域はトリリニアでモデル化し、第1折れ点はコンクリートの圧縮強度の 1/3 とし、第2折れ点は圧縮強度である。コアコンクリートの圧縮強度は鉄骨による拘束効果を考慮し強度上昇係数  $K$  を 1.15 とした<sup>6)</sup> (カバーコンクリートは  $K=1.0$ )。また、コアコンクリートは圧縮強度到達後の応力低下は生じないものとし、カバーコンクリートは応力低下を考慮した。



コンクリートの引張応力は無視するものとした。

図-9(b) に鉄骨要素の応力-ひずみ関係を示す。鉄骨のスケルトンカーブはトリリニアモデルとした。第1折れ点は降伏強度の 1/2 とし、第2折れ点は降伏強度である。降伏後の剛性低下率は 1/100 とした。履歴特性は修正 Ramberg-Osgood モデルを用いた (除荷カーブパラメータ  $\gamma=4$ 、塑性変形シフト量パラメータ  $\phi=0.1$ )。



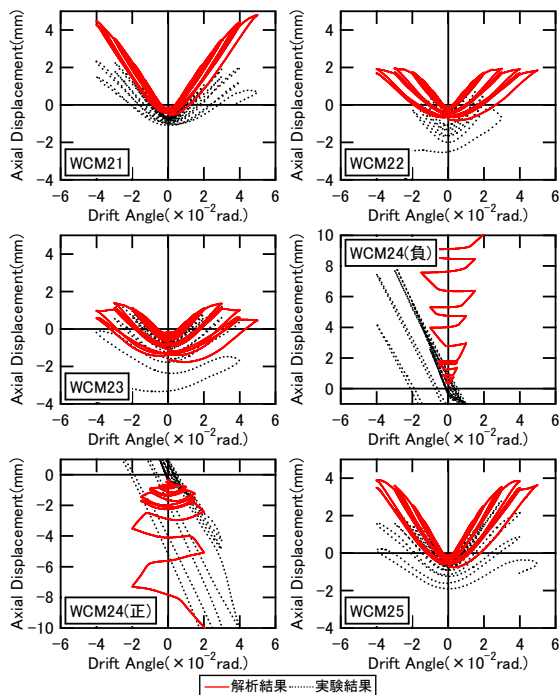


図-11 軸方向変形-変形角関係の比較

## 5.2 解析結果

図-10に各試験体のせん断力-変形角関係を示す。また、表-6に解析結果の最大耐力と曲げ強度の計算値との比較を示す。最大耐力に着目すると、解析値に対して一般化累加強度理論で算出した曲げ強度は1割下回る程度になっている。実験結果と比較すると試験体 WCM24の負荷側を除けば、解析値に対する実験値は0.97~1.09となっており、概ね評価可能である。試験体 WCM24の負荷側においてはその差は1.24と大きく、曲げ強度の比較と同様に実験値が大きく上回る傾向にある。

図-11に軸方向変形-変形角関係を示す。実験結果の軸方向変位は上スタブと下スタブの相対変位、解析結果の軸方向変形は上スタブの節点から得られた鉛直変位とした。解析結果は、試験体 WCM22の実験結果で確認された大変形時の急激な圧縮方向への軸方向変位の増大を模擬することはできなかった。一方で、WCM23の試験体においては若干ではあるが変形角の増大とともに圧縮方向への軸方向変位が増大していく傾向は捉えることができた。試験体 WCM24では解析上変動軸力は与えていないので履歴の比較はできないが、圧縮軸力を受ける正載荷時には圧縮方向へ軸方向変位が増大、引張軸力を受ける負載荷時には引張方向へ軸方向変位が増大する傾向は確認できた。

## 6. まとめ

限られた条件での試験体ではあるが、本研究では以下の知見が得られた。

- 1) 高強度コンクリートとした試験体および鉄骨幅厚

表-6 最大耐力一覧

試験体	WCM 21	WCM 22	WCM 23	WCM24		WCM 25
				負荷側	正載荷	
解析値(kN)	632.2	792.3	531.9	290.6	543.3	470.8
実験値(kN)	627.0	770.3	579.8	361.5	563.3	481.5
曲げ強度(kN)	597.3	745.1	514.9	251.3	524.1	423.9
曲げ強度/解析値	0.94	0.94	0.97	0.86	0.96	0.90
実験値/解析値	0.99	0.97	1.09	1.24	1.04	1.02

比を変更した試験体では、大変形時まで安定した履歴特性を示すことが確認された。

- 2) シアスパン比を 1.23 とした試験体では、大変形時に耐力低下が生じ、内部コンクリートでせん断破壊の様相が確認された。
- 3) 変動軸力を受ける試験体では、軸力比 0.4 程度の圧縮軸力においても変形角  $R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad.}$  まで耐力を維持していることが確認された。
- 4) 今回実験を行った曲げ降伏先行型の EWECs 柱の曲げ変形は全体の变形のおよそ7割から8割であった。
- 5) EWECs 柱の曲げ耐力は一般化累加強度理論により概ね評価可能である。ただし、変動軸力による引張力側の試験体は、実験値が計算値を大きく上回ることが確認された。
- 6) MS モデルによる曲げ解析により、耐力の低下が生じていない試験体において実験結果を概ね模擬することができ、モデル化手法は妥当であることが確認できた。ただし、耐力低下が生じた試験体においては、再現ができておらず、今後の課題としたい。

## 参考文献

- 1) 平松拓宏, 鈴木卓, 吉田浩輝, 田口孝: 外殻集成材の上下端部に隙間を設けた EWECs 柱の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.1129-1134, 2018.7
- 2) 黒川洋一, 森本征晃, 松井智哉, 田口孝: 鉄骨断面積比および軸力比が異なる EWECs 柱の構造性能に関する研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.41, No.2, pp.1135-1140, 2019.7
- 3) 日本住宅・木材技術センター: 構造用木材の強度試験マニュアル, 2011.3
- 4) 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
- 5) 任意形状立体フレームの弾塑性解析 SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル, 2012
- 6) Fauzan, et al.: Load-Displacement Response Analysis for Composite EWECs columns, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol. 31, No. 2, pp.1237-1242, 2009.7