

論文 中柱梁接合部のせん断破壊先行型 CES フレームの FEM 解析

鈴木 卓*1, 田口 孝*2

要旨: 本研究では、2層2スパン CES フレームの静的載荷実験を対象とした2次元 FEM 解析を実施した。その結果、提案する FEM 解析モデルは CES フレームの復元力特性および破壊性状の実験結果を概ね再現することが確認された。また、中柱梁接合部の鉄骨ウェブ厚さを変数とした解析の結果、接合部せん断破壊型のモデルでは、鉄骨ウェブの平均せん断応力の推移は降伏応力に達する以前にせん断ひずみの進展が確認された。これらの結果から、当該試験体の接合部せん断破壊の発生を抑制するためには、接合部鉄骨ウェブの平均せん断応力を降伏強度の 0.8 倍以下にすることが肝要であることを示した。

キーワード: 合成構造, 繊維補強コンクリート, 材料構成則, 接合部せん断ひずみ, FEM

1. はじめに

現在、鉄骨および繊維補強コンクリート (FRC) から構成される CES 合成構造システム (Concrete Encased Steel) に関する研究開発が進められており、CES 部材の構造性能が徐々に明らかにされつつある^{1)~5)}。

文献3)では、CES フレームの構造性能の確認を目的とした静的載荷実験およびフレーム解析が実施された。実験の結果、CES フレームは大変形領域においても耐力低下の少ない耐震的な構造形式であることが確認された。一方で、当該フレームでは、接合部のせん断耐力および梁曲げ耐力の柱せん断力換算値の比率⁶⁾ (以下、接合部せん断余裕度と呼称) が 1.2 程度にも拘らず、中柱梁接合部においてせん断破壊の発生が確認された。全体崩壊系を想定する CES フレームでは、梁の曲げ降伏を接合部のせん断破壊より先に生じさせる必要がある。しかしながら、柱梁接合部に要求される構造性能については不明瞭な点が多く、更なる検討が必要である。

以上を背景として本研究では、文献3)に示される2層2スパン CES フレームの静的載荷実験を対象として2次元 FEM 解析を実施した。本論文では、解析手法の概要を述べるとともに、実験および解析におけるベースシア変形角関係および破壊性状などの比較検討を行った。併せて、当該試験体の中柱梁接合部鉄骨ウェブの厚さを変数とした解析を実施し、鉄骨ウェブ厚さが CES フレームにおける柱梁接合部の構造性能に及ぼす影響の検討結果を述べる。

2. 静的載荷実験の概要³⁾

2.1 試験体形状

図-1 に試験体形状を、表-1 に試験体概要をおよび表-2 に文献6)を基に算定した各部材の終局強度計算値の柱せん断力換算値をそれぞれ示す。試験体は CES 構造

純フレーム建築物の下部 2.5 層を取り出した約 1/2 縮尺モデルである。柱コンクリート断面 $b \times D$ は 400mm 角、1 層柱脚から 3 層柱の反曲点位置を想定したピン支承までの高さは 4,800mm である。梁断面 $b \times D$ は 300×400mm、スパン長さは 3,000mm である。柱鉄骨には H-300×220×10×15 が、梁鉄骨には H-300×150×6.5×9 がそれぞれ使用された。接合部鉄骨ウェブ厚さは柱鉄骨ウェブと同じく 10mm、ダイアフラムは梁鉄骨フランジと同じく 9mm である。

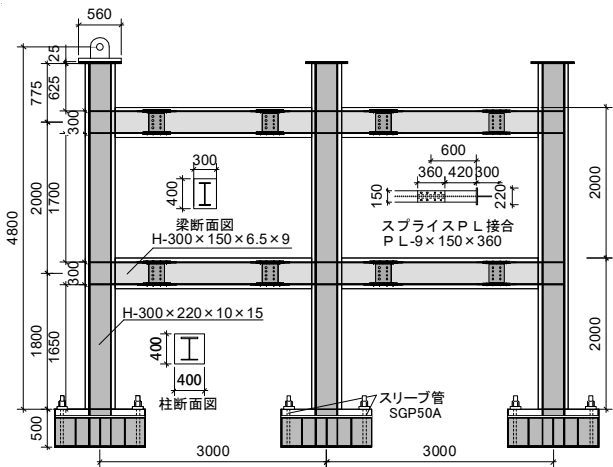


図-1 試験体形状³⁾

表-1 試験体概要

Section	Column		Beam
	Interior	Exterior	
$b \times D$ (mm)	400x400		300x400
Steel	H-300x220x10x15		H-300x150x6.5x9
Initial axial force N (kN)	1,920	1,620	-
Material	FRC	1F	39.9
	σ_a (N/mm ²)	2F	33.9
	Steel	Flange	320.8
	σ_y (N/mm ²)	Web	361.0
			315.6
			354.8

表-2 耐力計算結果 (層せん断力換算値)

Unit of strength: kN	Column		Beam		Panel		Panel / Beam	
	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior
3F	728	720	264	132	319	258	1.20	1.95
2F	728	720	279	139	332	267	1.19	1.91
1F	765	750	-	-	-	-	-	-

*1 高知工科大学 システム工学群 講師・博士 (工学) (正会員)

*2 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)

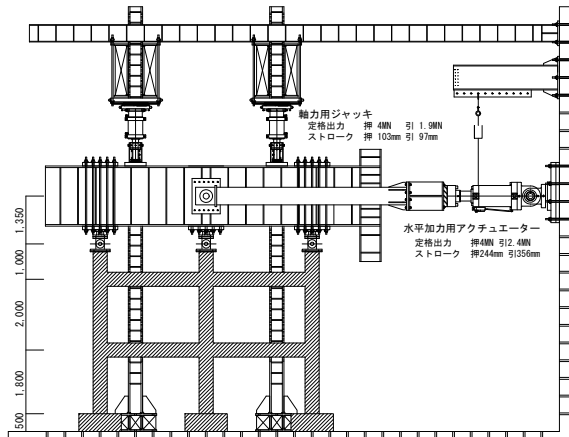


図-2 載荷装置³⁾

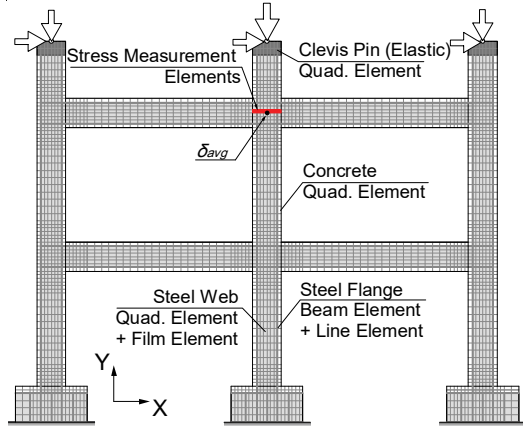


図-3 要素分割

表-1 の下段に FRC の圧縮強度 σ_B および鋼材の降伏強度 σ_y をそれぞれ示す。コンクリートに使用した繊維は直径が 0.66mm、長さが 30mm のビニロンファイバー (RF4000) で体積混入率 V_f は 1.0% である。繊維補強コンクリートの打設は 2 層梁上面位置を打ち継ぎとして 2 回に分けて行われた。

2.2 載荷方法

図-2 に載荷状況を示す。試験体は 3 層柱頭に取り付けられたピン支承を介して載荷装置に連結された。内柱には $N=1,920\text{kN}$ ($N/bD\sigma_B=0.3$, N : 軸力) を, 外柱には $N=1,620\text{kN}$ ($N/bD\sigma_B=0.25$) を初期軸力として加えた後に, 静的漸増繰返し水平力載荷を行った。水平力載荷は, 変位制御とし, 3 層中柱梁接合部中心位置における水平変位 δ を 1 層柱脚から 3 層中柱梁接合部中心位置までの高さ h で除した平均層間変形角 R ($=\delta/h$) に従った。

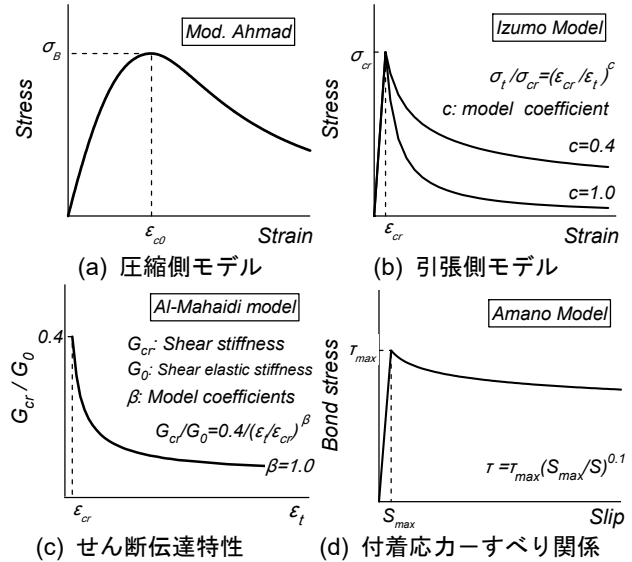
3. FEM 解析

3.1 解析モデル

解析対象試験体は, 第 2 章において示した 2 層 2 スパン CES フレームである。さらに, 当該フレームにおいて接合部せん断破壊の確認された中柱梁接合部の鉄骨ウェブ厚さを 10mm (基準モデル tw10) から 6mm (モデル tw6), 14mm (モデル tw14) および 19mm (モデル tw19) に変

表-3 解析変数と耐力計算結果 (層せん断力換算値)

Unit of strength: kN	Beam (Interior)	Panel (Interior)	Panel / Beam
tw6	3F	264	1.00
	2F	279	0.99
tw10 (Benchmark)	3F	264	1.20
	2F	279	1.19
tw14	3F	264	1.41
	2F	279	1.39
tw19	3F	264	1.67
	2F	279	1.63



(a) 圧縮側モデル (b) 引張側モデル (c) せん断伝達特性 (d) 付着応力-すべり関係

図-4 材料構成則

更したモデルの解析も併せて実施した。表-3 に解析変数および文献(6)に従い算定した中柱梁接合部の耐力計算結果を示す。

図-3 に要素分割を示す。解析は 2 次元モデルとして平面応力場を仮定した。下スタブ下端のコンクリートおよび鉄骨要素の節点は完全固定とした。また, 左右柱の頂部のピン支承上端中央節点の変位は水平および鉛直とも中柱のものと同じ値となるように従属させた。

コンクリートの圧縮強度と鉄骨の降伏強度は表-1 の値を用いた。その他のコンクリートの物性値は文献(3)に示されていないことから, ヤング係数 E_c は式(1)の計算値を⁶⁾, 圧縮強度時のひずみ ϵ_{c0} は式(2)の計算値を⁷⁾, ひび割れ強度 σ_{cr} は式(3)の計算値⁸⁾をそれぞれ使用した。

$$E_c = 33500 \cdot (\gamma/24)^2 \cdot (F_c/60)^{1/3} \quad (1)$$

$$\epsilon_{c0} = 2\sigma_B/E_c \quad (2)$$

$$\sigma_{cr} = 0.313\sqrt{\sigma_B} \quad (3)$$

ここで, γ : コンクリートの単位体積重量で, 文献(3)中のコンクリートの配合表より $22.2(\text{kN/m}^3)$ とした。

解析では, 実験と同様に初期軸力を 3 階各柱頭のピン支承中央節点に作用させた後に, 当該節点の X 方向変位の制御による正負交番繰返し載荷とした。解析は収束計算が不安定となるまで実施した。なお, 解析には非線形解析ソフト「FINAL」を使用した。

3.2 材料構成則

図-4 に材料構成則を示す。コンクリートには四辺形

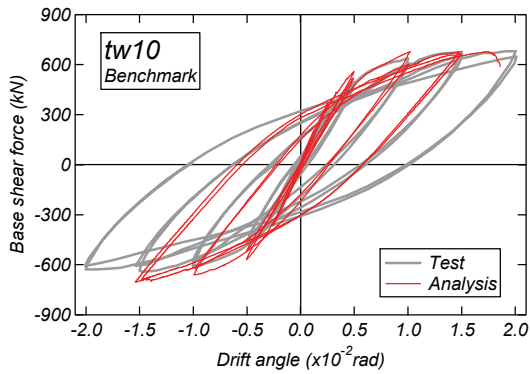


図-5 基準モデル tw10 のベースシア-平均層間変形角関係の比較

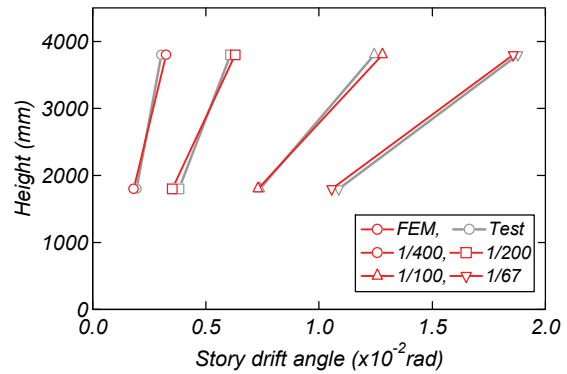


図-6 層間変形角の高さ方向分布

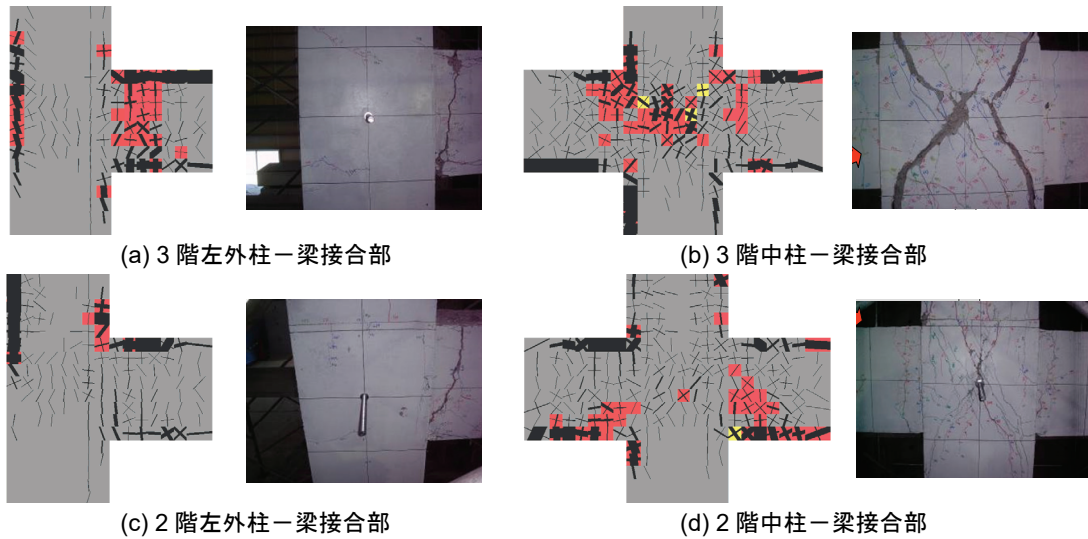


図-7 基準モデル tw10 の実験および解析の柱梁接合部の損傷状況 (実験：実験終了時，解析：R=1/67rad 終了時)

要素に置換した。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⁹⁾を適用した。二軸応力下の破壊条件は Kupfer-Gerstle の提案モデル¹⁰⁾に従った。応力-ひずみ関係は修正 Ahmad モデル¹¹⁾を (図-4(a))、ひび割れによる圧縮特性の劣化は Collins らのモデル¹²⁾をそれぞれ適用した。ひび割れ後の tension-stiffening 特性は出雲らの提案モデル¹³⁾を用いた (図-4(b))。柱の FRC では同図中の係数 c を 1.0 として応力をほぼ負担しないものとし、基礎の RC では c を 0.4 とした。繰返し応力下における履歴モデルは曲線モデル¹⁴⁾を使用した。ひび割れ後のせん断伝達モデルは、かぶり部分ではせん断剛性をゼロとし、コア部分では Al-Mahaidi モデル¹⁵⁾を選択した (図-4(c))。

鉄骨ウェブは四辺形要素で、鉄骨フランジは梁要素でそれぞれモデル化した。応力-ひずみ関係はバイリニアモデルで表した。鉄骨ウェブとコンクリートの間をフィルム要素で、鉄骨フランジとコンクリートの間をライン要素でそれぞれ接合した。両接合要素における鉄骨およびコンクリートの間の付着応力-すべり関係は、炭素繊維混入の有無に拘わらず、最大付着応力点までを線形で

仮定し、最大付着応力後の軟化域は天野らのモデル¹⁶⁾を使用した (図-4(d))。最大付着応力は次式¹⁷⁾より算定した。両接合要素の鉄骨およびコンクリートの間の離間は考慮していない。

$$\tau_{\max}/\sigma_B = 0.05C/B \quad (4)$$

ここで、 C ：かぶり厚、 B ：フランジ幅である。

3.3 解析結果と実験結果の比較

図-5に基準モデル tw10 の実験および解析の層せん断力-平均層間変形角関係を示す。

解析結果は実験結果と比べて $R=1/50\text{rad}$ の正載荷サイクルにおいて早期に耐力低下する傾向が認められた。しかし、解析における層せん断力-平均層間変形角関係の包絡線および履歴形状は実験結果と良好な対応を示す傾向が確認された。

図-6に基準モデル tw10 の実験および解析における正載荷サイクルピークにおける層間変形角の高さ方向分布の比較を示す。実験および解析の層間変形角は各階の中柱梁接合部中心位置の水平方向変位から算出した値である。各載荷サイクルともに解析における層間変形角の高さ方向分布は実験のものと精度よく一致している。

図-7に基準モデル tw10 の実験および解析における

各柱梁接合部コンクリートの損傷状況を示す。実験の損傷状況は載荷終了時のものを、解析の損傷状況は $R=1/67$ rad の 1 サイクル目終了時のものである。解析結果における赤色と黄色で塗りつぶされた要素はコンクリートの応力がひずみ軟化域に達したものである。

解析結果では、各階の柱梁接合部フェイス付近においてひび割れ幅の拡幅が確認できる。3 階中柱梁接合部では、コンクリートのひずみ軟化挙動および接合部斜めひび割れの進展が顕著である。これは、実験において確認された接合部せん断破壊の発生と対応するものである。

以上のことから、本論に示した解析モデルは $R=1/67$ rad までの CES フレームの静的載荷実験を概ね再現しているものと判断された。次章からは中柱梁接合部における鉄骨ウェブ厚さを変数とした解析モデルの検討を進める。

4. 解析結果

4.1 層せん断力ー平均層間変形角

図-8 に中柱梁接合部の鉄骨ウェブ厚さを変数とした各解析モデルの層せん断力ー平均層間変形角関係を示す。同図の凡例中の数値は各解析モデルの最大耐力の値である。

モデル tw6 は基準モデル tw10 と比べて早期に計算が不安定になる傾向が認められた。モデル tw14 および tw19 の層せん断力は基準モデル tw10 のものと比べて $R=1/200$ rad のピーク付近から高くなる傾向が認められた。また、モデル tw14 および tw19 の最大耐力はほぼ同程度の値を示しており、両解析モデルの復元力特性の包絡線に顕著

な差は認められない。これは、次節の最大主ひずみ分布に示されるように、当該解析モデルにおいて 3 階中柱梁接合部のせん断破壊が抑制され、梁曲げ降伏先行型の破壊モードに移行したためである。

4.2 主ひずみおよび主応力分布

図-9 にモデル tw10, tw14 および tw19 におけるコンクリート要素の最大主ひずみ分布を、図-10 に最小主応力分布をそれぞれ示す。両図は各解析モデルにおいてほぼ最大耐力に達した $R=1/67$ rad の正載荷 1 サイクル目ピーク時のものを示している。

最大主ひずみ分布および最小主応力分布のそれぞれにおいて、各モデルの外柱および梁に特筆すべき差異は認められない。最大主ひずみ分布の中柱梁接合部をみると、基準モデル tw10 では、図-7 に示したコンクリートの損傷状況と同様に 2 階と 3 階において引張側の主ひずみの増加が認められる。また、当該解析モデルでは、3 階接合部の主ひずみのレベルは 2 階のものとは比べて高い。こ

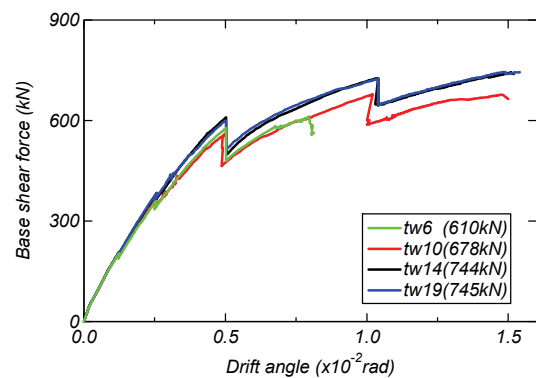


図-8 層せん断力ー層間変形角関係

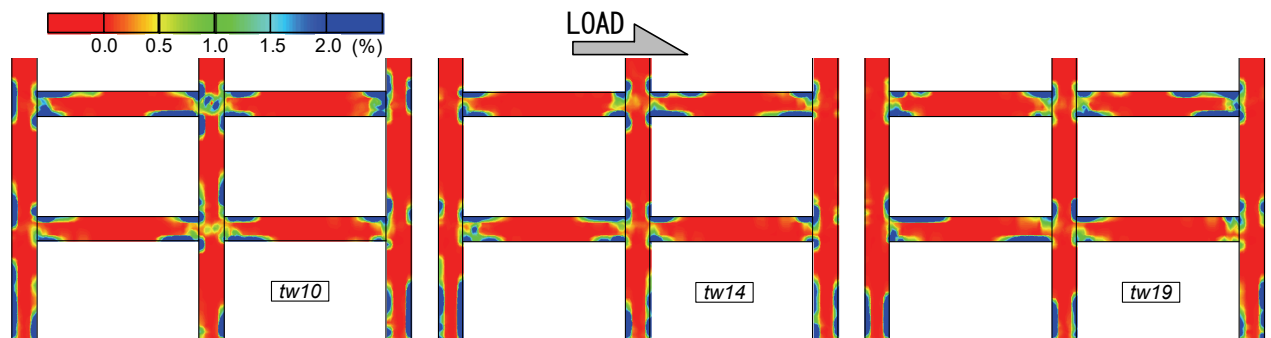


図-9 最大主ひずみ分布($R=1/67$ rad)

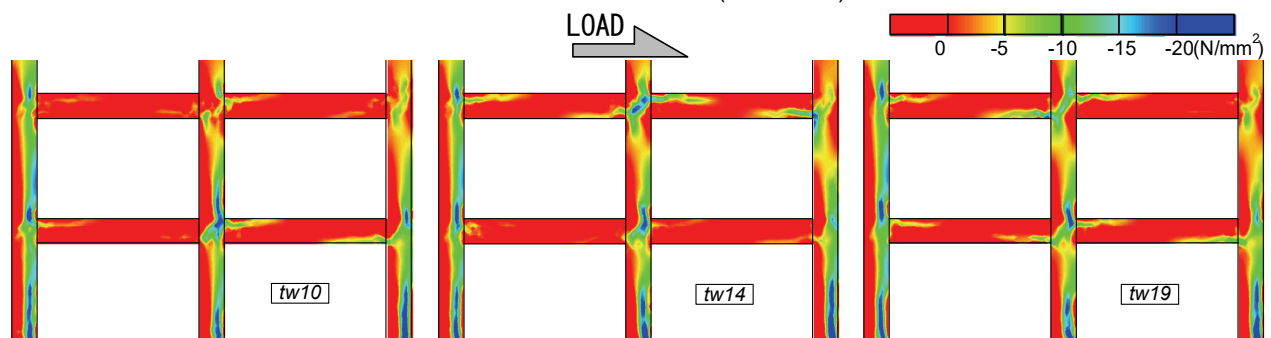


図-10 最小主応力分布($R=1/67$ rad)

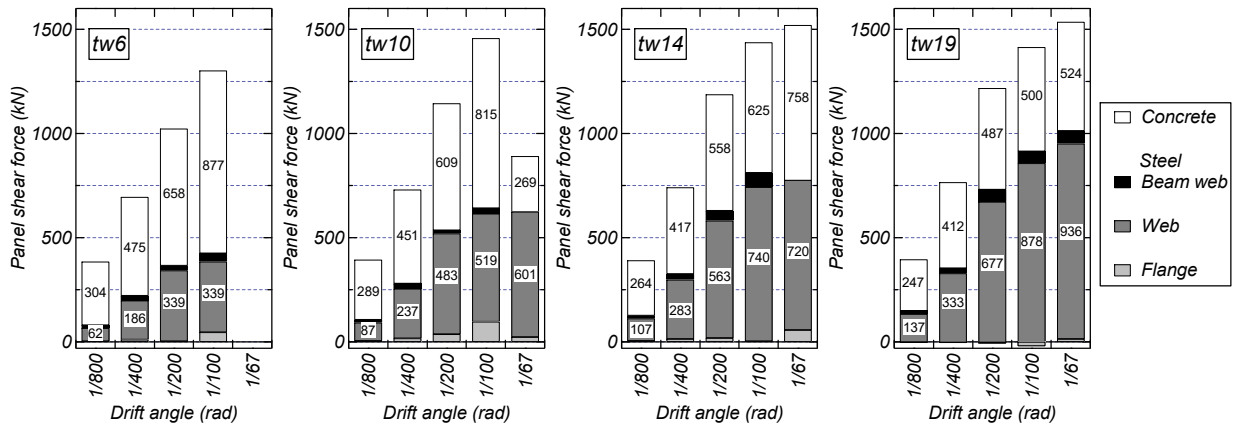


図-11 接合部負担せん断力の推移

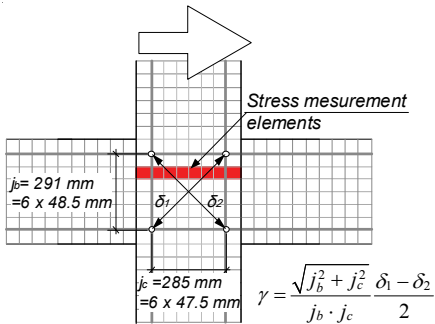


図-12 3階中柱梁接合部の応力と変位の出力位置

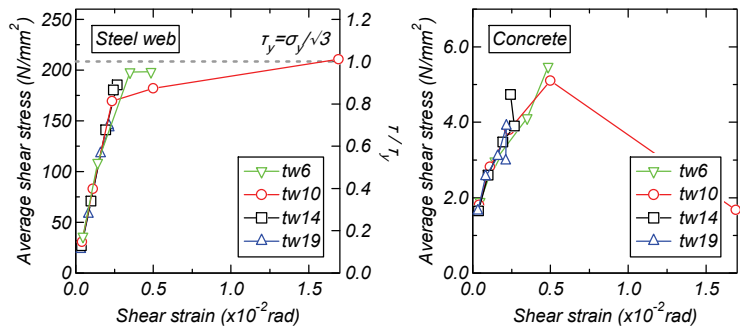


図-13 平均せん断応力-せん断ひずみ関係

れは、図-6に示したように、3層層間変形角が2層のものに比べて大きいことに起因するものと判断される。一方でモデル tw14 および tw19 では、各階の接合部における主ひずみの顕著な増加は確認されない。

最小主応力分布の中柱梁接合部をみると、最大主ひずみの進展がみられたモデル tw10 の3階接合部の応力は tw14 および tw19 のものと比べて低い。また、モデル tw14 の3階接合部の応力はモデル tw19 のものと比べて高い。これは、次節において述べるが、接合部負担せん断力における鉄骨ウェブの割合が増加し、コンクリートの割合が減少したことに起因するものと推察される。また、各モデルの2階接合部の圧縮応力のレベルに顕著な差はみられない。

4.3 接合部の負担せん断力とせん断ひずみ

図-11 に各モデルの正載荷サイクルピーク時の接合部負担せん断力の推移を示す。接合部負担せん断力は図-12 に示すように、基準モデル tw10 の3階中柱梁接合部において接合部負担せん断力の最大値が確認された応力出力位置のコンクリートと鉄骨のXY方向(図-3参照)せん断応力に要素断面積を乗じた値の合計値である。負担せん断力はコンクリート要素、接合部鉄骨ウェブ、接合部鉄骨フランジおよび梁鉄骨ウェブ要素に区別して示している。モデル tw6 の $R=1/100\text{rad}$ の負担せん断力の値は同載荷サイクルの最大耐力時のものである。同図中の数値はコンクリートおよび鉄骨ウェブの負担せん断力

を示している。

各モデルの $R=1/100\text{rad}$ までの各載荷サイクルピークにおいて、鉄骨ウェブ厚さの増加に伴う鉄骨ウェブ負担分の増大とコンクリートの負担分の減少が確認できる。

接合部せん断破壊型と判断されたモデル tw6 および tw10 では $R=1/200\text{rad}$ から $1/100\text{rad}$ にかけて鉄骨ウェブ負担分の増加の抑制が認められる。また、両モデルともに $R=1/100\text{rad}$ においてコンクリート負担分の最大値が確認できる。一方の梁曲げ降伏型と判断されたモデル tw14 では、 $R=1/100\text{rad}$ から $1/67\text{rad}$ にかけて鉄骨ウェブ負担分の増加の抑制が確認できる。モデル tw19 では、最終サイクルまで鉄骨ウェブ負担分の増加が確認できる。また、モデル tw14 および tw19 とともに $R=1/67\text{rad}$ においてコンクリート負担分の最大値が確認できる。

図-13 に各モデルの正載荷サイクルピーク時における平均せん断応力-せん断ひずみ関係を示す。平均せん断応力は鉄骨ウェブおよびコンクリートのそれぞれのせん断力を断面積で除した値であり、せん断ひずみは鉄骨フランジで囲まれた鉄骨ウェブ四隅の節点変位から対角の伸縮変位を算出して図-12中の算出式より求めた値である。また、せん断ひずみは層間変形角と区別するために小数表示とした。

各モデルのせん断ひずみ 0.0025rad 程度まで鉄骨ウェブおよびコンクリートの応力推移に大きな差はみられない。梁曲げ降伏型と判断されたモデル tw14 および tw19

では、 $R=1/67\text{rad}$ までのせん断ひずみは 0.0025rad 程度に抑制されている。また、 $R=1/67\text{rad}$ における鉄骨ウェブの平均せん断応力および降伏強度の比率は、モデル tw14 では 0.89 、モデル tw19 では 0.69 であった。一方のせん断破壊型と判断されたモデル tw6 および tw10 では、鉄骨ウェブの応力推移は降伏強度に達する以前にひずみの進行が認められた。これは、鉄骨ウェブの局所的な降伏によるものと推察される。せん断ひずみの進行が確認される直前の鉄骨ウェブの平均せん断応力および降伏強度の比率は、モデル tw6 では 0.95 、モデル tw10 では 0.81 であった。また、コンクリートの平均せん断応力の最大値は鉄骨ウェブのせん断ひずみの進展した 0.005rad 程度で確認された。以上のことから、本研究において示した CES フレームにおいて接合部せん断破壊の発生を抑制するためには、接合部鉄骨ウェブの平均せん断応力を降伏強度の 0.8 倍程度以下にすることが肝要だと判断される。

5. まとめ

本研究では、2層2スパン CES フレームの静的荷重実験を対象とした非線形 FEM 解析を実施した。

限られた条件ではあるものの、本論より得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論に示した FEM 解析モデルは $R=1/67\text{rad}$ の荷重サイクルまでの CES フレームの復元力特性、層間変形角の高さ方向分布および損傷状況の実験結果を概ね再現した。
- 2) 中柱梁接合部の鉄骨ウェブ厚さを 14mm 以上とした解析モデルでは、梁曲げ降伏型の様相が確認された。一方、中柱梁接合部の鉄骨ウェブ厚さを 10mm 以下としたモデルでは、接合部せん断破壊型の様相が確認された。
- 3) 接合部せん断破壊の発生が認められた解析モデルの中柱梁接合部では、鉄骨ウェブの平均せん断応力が降伏せん断応力に達する以前にせん断ひずみの進展が確認された。
- 4) 接合部せん断破壊の発生が認められた解析モデルでは、接合部せん断ひずみ 0.005rad 程度でコンクリートのせん断応力の最大値の発現が確認された。
- 5) 接合部せん断破壊の発生を抑制するためには、接合部鉄骨ウェブの平均せん断応力を降伏強度の 0.8 倍以下にすることが肝要である

参考文献

- 1) 鈴木卓, 松井智哉: H 形鉄骨を内蔵した CES 柱の MS モデルを用いた構造解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 84, No. 761, pp. 993-1000, 2019.7
- 2) 永田諭, 他 2 名: 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
- 3) 倉本洋, 他 3 名: 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
- 4) 鈴木卓, 他 2 名: CES 造耐震壁の構造性能に及ぼす壁縦筋の定着状態の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp.1189-1194, 2010.7
- 5) 金子佳樹, 鈴木卓: CES 埋込み柱脚の構造性能に及ぼす埋込み深さ比の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 41, No. 2, pp. 1087-1092, 2019.7
- 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, 2014.1
- 7) E. Hognestad: A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Univ. of Illinois Eng. Experimental Station, No. 399 pp. 128, 1951.11
- 8) 藤本利昭, 他 2 名: CES 部材に適用する繊維補強コンクリートの構造性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.81, No. 729, pp.1945-1953, 2016.11
- 9) 長沼一洋, 他 2 名: 鉄筋コンクリート壁体の FEM による正負繰返し及び動的解析, 日本建築学会構造系論文集, No. 544, pp. 125-132, 2001.6
- 10) Kupfer, H.B. and Gerstle, K.H: Behavior of Concrete under Biaxial stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol.99 No.EM4, pp.853-866, 1973.8
- 11) 長沼一洋: 三軸圧縮応力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, 第 474 号, pp. 163-170, 1995.8
- 12) Frank J. Vecchio and M. P. Collins: The modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, No. 83-22, pp. 219-231, 1986.3-4
- 13) 出雲淳一, 他 2 名: 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, 1987.9
- 14) 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, No. 536, pp. 135-142, 2000.10
- 15) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dept. Structural Engineering, Cornell University, 1979.1
- 16) 天野修, 他 3 名: 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
- 17) 佐藤政勝, 田中祐人: 鋼管, H 型鋼の付着強度に及ぼすコンクリートの拘束効果について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, 1993.6