

(17) 壁板が柱に偏心して取り付いたCES造耐震壁の 非線形FEM解析

鈴木 卓¹・松井智哉²・倉本 洋³

¹正会員 大阪大学大学院 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:suzuki_suguru@arch.eng.osaka-u.ac.jp

²正会員 豊橋技術科学大学大学院助教 工学研究科建築・都市システム学系 (〒441-8580 豊橋市天白町雲雀ヶ丘 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からなる CES 合成構造における壁板が柱に偏心して取り付く耐震壁の構造性能の把握を目的として、シアスパン比の異なる 2 体の試験体を用いた静的載荷実験を実施した。本論では、実験の概要を述べると共に、当該耐震壁の破壊性状、耐荷性能および変形性能について述べる。さらに、本実験で用いた CES 造耐震壁を対象とした 3 次元 FEM 解析を行い、モデル化の妥当性を検証する。また、内部応力状態より側柱コンクリート、壁板コンクリートの応力分担メカニズムについて明らかにする。

Key Words: CES Shear Walls, Static Loading Test, Shear Span Ratio, Eccentric Shear Walls, FEM Analysis

1. はじめに

鋼コンクリート合成構造 (Concrete Encased Steel : 以下, CES 構造) は鉄骨と繊維補強コンクリートのみからなる合成構造であり、これまでの実験的研究¹⁾³⁾により本構造は優れた復元力特性および安定した履歴特性を示し、高い耐震性能を有することが確認されている。また、筆者等は CES 造周辺架構と壁板との定着を簡略化した CES 造耐震壁の構造性能を明らかにするために静的加力実験を実施し⁴⁾、壁縦筋の梁への定着を省略しても定着させたものと同等以上の耐力性能および変形性能を有することを示した。

一方で、建築物の外部に面する耐震壁は壁板が柱に偏心して取り付くことが多く、CES 造耐震壁において壁板が柱に偏心して取り付く場合、側柱の内蔵鉄骨による壁板への拘束効果の低減が予想される。それにより、無偏心壁試験体の場合と比較して耐震壁の構造性能は低下する可能性がある。

このような背景から、筆者らは壁板が偏心して取り付く CES 造耐震壁の静加力実験を実施し⁵⁾、偏心壁試験体と無偏心壁試験体の耐荷性能は同等になることを示した。しかしながら、変形性能は無偏心壁試験体と比べて低下する傾向が見られ、壁板が偏心して取り付いた CES

造耐震壁の構造性能は未だ不明な点が多いと考える。

そこで本研究では、CES 造耐震壁の構造性能評価法の開発に向けて 3 次元 FEM 解析を実施し、解析のモデル化の妥当性の検討を行う。また、壁板の位置およびせん断スパン比を変数としたパラメトリック解析を行い、内部応力状態から壁板の位置が応力伝達メカニズムに及ぼす影響について検討する。

2. 解析対象試験体の概要

(1) 試験体概要

試験体は、中高層壁フレーム建築物における連層耐震壁の下部 2 層を想定した実大の 1/3 スケールのもので 2 体である。試験体の形状および配筋を図-1 および図-2 に、試験体の部材断面詳細を表-1 に示す。耐震壁は階高が 1,000mm、柱中心間距離が 1,800mm、壁厚が 100mm であり、側柱断面が 250mm 角である。また、壁梁の幅およびせいはそれぞれ 200mm および 250mm である。本実験の試験体では、図-2 に示すように耐震壁の壁板は付帯柱に偏心して取り付け、壁縦筋を梁内に定着せず壁板内でフックを設けてあり、壁横筋は側柱内で 90 度フックにより定着させた。

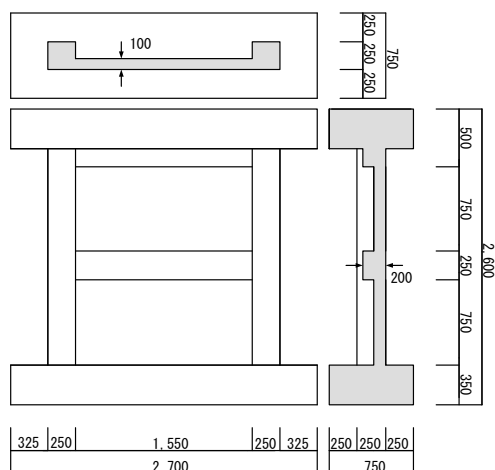


図-1 試験体形状

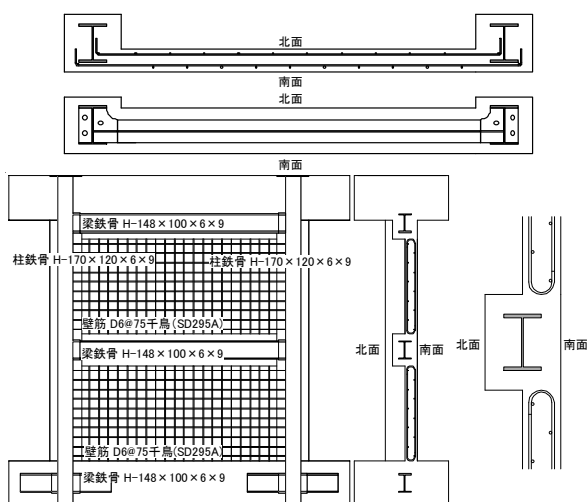


図-2 試験体配筋図

実験変数はせん断スパン比 ($M/(QL)$, L : 壁全せい) とし、試験体 CWCS では 1.1 とし、試験体 CWCF では 1.65 とし、それぞれせん断破壊先行型および曲げ降伏先行型の試験体となるように計画した。なお、本試験体 CWCS および CWCF は、比較対象となる無偏心耐震壁試験体 CWAS および CWAF それぞれに対応し、壁板の位置を偏心させたものである⁴⁾。

(2) 使用材料

表-2 に繊維補強コンクリートの材料特性を、表-3 に鉄骨および鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。コンクリートの打設は、基礎スタブ、壁部 1 層（1 層梁上端まで）、壁部 2 層（上部スタブ下端まで）、および上部スタブの 4 回に分けて行う。また、基礎スタブおよび上スタブを除く試験体の柱、梁および壁板のコンクリートは繊維補強コンクリートを使用している。繊維は直径が 0.66mm、長さが 30mm のビニロンファイバー (RF4000) で体積混入率は 1.0% である。

(3) 荷重方法

荷重装置を図-3 に示す。試験体は反力フレームに PC

表-1 部材断面詳細

柱	B×D	250×250 (mm)
	鉄骨	H-170×120×6×9 ($p=4.9\%$)
梁	B×D	200×250 (mm)
	鉄骨	H-148×100×6×9 ($p=5.2\%$)
壁	壁厚	100 (mm)
	縦筋	D6@75 千鳥 ($p=0.42\%$)
	横筋	D6@75 千鳥 ($p=0.42\%$)

表-2 繊維補強コンクリートの材料特性

		σ_B (MPa)	E_C (GPa)	ϵ_{C0} (μ)	α_t (MPa)
CWCS	1 層	32.3	23.0	2868	2.52
	2 層	34.2	25.1	2742	2.65
CWCF	1 層	33.8	27.1	2377	2.41
	2 層	34.9	28.4	2321	2.54

σ_B : 圧縮強度, E_C : 弾性係数, ϵ_{C0} : 圧縮強度時ひずみ, α_t : ひび割れ強度

表-3 鉄骨および鉄筋の材料特性

種別・使用箇所		σ_y (MPa)	E_s (GPa)	σ_u (MPa)
PL-6 ウェブ	柱	300	197	422
	梁	338	201	457
PL-9 フランジ	柱	297	209	442
	梁	317	197	448
D6 壁補強筋		396	192	518

σ_y : 降伏強度, E_s : 弾性係数, σ_u : 引張強度

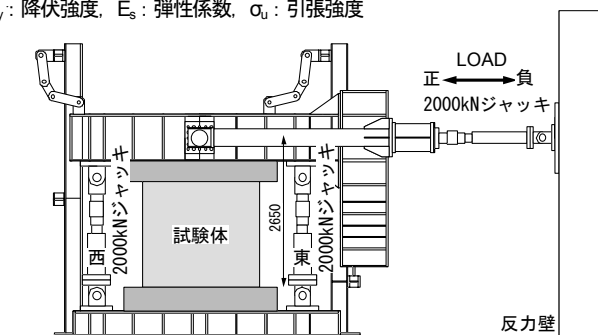


図-3 試験体設置状況

鋼棒で固定し、水平力の正負繰り返し荷重は反力壁に取り付けたオイルジャッキによって行った。さらに、反力フレームに取り付けた 2 台の鉛直オイルジャッキにより、 $N=1,135\text{kN}$ の一定軸力（柱軸力比 $N/N_0=0.2$, N_0 : 鉄骨を含む軸耐力）を試験体頂部に作用させると同時に、せん断スパン比が 1.1 もしくは 1.65 となるように作用せん断力に対応させて当該鉛直ジャッキを制御することによって試験体頂部に付加モーメントを作用させた。実験では試験体頂部の水平変位 (δ) を計測位置の高さ ($H=2,050\text{mm}$) で除した相対部材角 $R=\delta/H$ で西側方向を正として制御した。

(4) 実験結果の概要

図-4 に各試験体のせん断力一部材角関係を、図-5 に各試験体南面の最終破壊状況を示す。また、図-4 では文献 4) に示す試験体 CWAS および CWAF のせん断力一部材角関係の包絡線を、図-5 では最終破壊状況を併せて示す。

せん断破壊先行型試験体 CWCS および CWAS の最大耐力はほぼ同等の値が記録された。その後、偏心壁試験体 CWCS は無偏心壁試験体 CWAS と比較して急激な耐

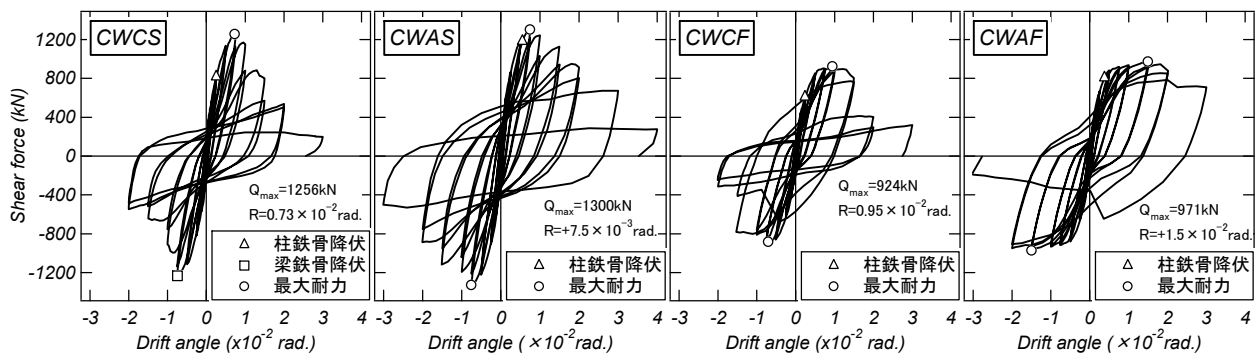


図4 せん断力-部材角関係

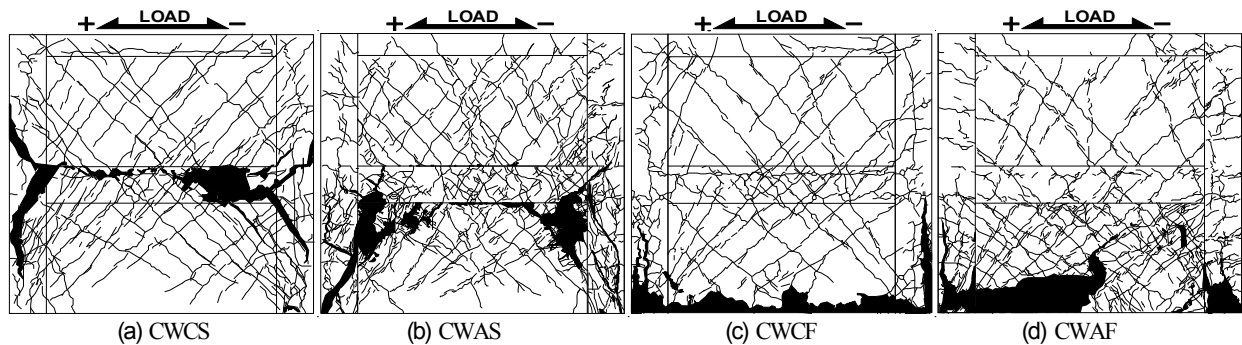


図5 各試験体の最終破壊状況

力低下が生じている。無偏心壁試験体 CWAS では 1 層梁と 1 層壁板の境界のずれの増大が認められ、それに伴い耐力の低下が確認された。一方、偏心壁試験体 CWCS では 1 層梁のせん断破壊が発生し、それに伴う耐力低下が確認された。最終的に、無偏心壁試験体 CWAS では 1 層壁板の上隅角部に損傷が集中し、偏心壁試験体 CWCS では 1 層梁のコンクリートの損傷が顕著に認められた。すなわち、試験体 CWCS では図-2 に示すように壁板が偏心していることと梁のコンクリート部分は無筋としているため、梁のかぶり部分は相対的に弱くなることから、試験体 CWAS と比べて変形性能が低下したものと考えられる。

曲げ降伏先行型試験体においても、試験体 CWCF および CWAFF の最大耐力はほぼ同等の値が記録された。最大耐力後の挙動を比較すると、偏心壁試験体および無偏心壁試験体の変形性能に違いが見られる。試験体 CWAFF では、 $R=3.0 \times 10^2 \text{ rad.}$ において側柱のせん断破壊に伴う耐力低下が生じたが、試験体 CWCF では、 $R=1.5 \times 10^2 \text{ rad.}$ で 1 層壁板脚部コンクリートの圧壊に伴う耐力低下が生じた。試験体 CWCF では、側柱と壁板北面の境界付近のコンクリートに応力が集中し、脚部コンクリートの圧壊が始まると、急激に壁板コンクリートの損傷が進行していくものと考えられ、変形性能に影響を及ぼしたと考えられる。

以上より、せん断破壊先行および曲げ降伏先行において偏心壁試験体の耐力性能は無偏心壁試験体と同等であるといえる。また、偏心壁試験体の変形性能は無偏心壁

試験体と比べて低下する傾向にある。

3. FEM 解析

(1) 解析概要

解析対象試験体は 2 章で示した偏心壁試験体 CWCS および CWCF と文献 4)に示す無偏心壁試験体 CWAS および CWAFF である。さらに上記に示す偏心壁試験体と無偏心壁試験体の中間に壁板が位置する解析モデル CWES および CWEF についても解析を実施する。表-4 に試験体の解析変数を示す。

図-6 に要素分割図を示す。本解析では実験と同様のせん断スパン比 1.1 および 1.65 とするため、試験体の上スタブから実験における想定加力高さまで仮想スタブをコンクリートの 10 倍程度の硬さの弾性体で定義し、仮想スタブ上端に実験と同様の部材角となるよう強制変位を与えた。軸力は仮想スタブ上端において軸力を与えた。解析は変位制御による正負交番繰返し载荷とし、 $R=1.0 \times 10^2 \text{ rad.}$ の第 2 サイクルまで行った。なお、解析には 3 次元非線形解析ソフト” FINAL”⁹⁾を使用した。

(2) 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-ひずみ関係については、圧縮側の応力上昇域は修正 Ahmad モデル⁷⁾とし、軟化域はコンクリートの材料試験を参考に図-7(a)に示す多折線でモデル化した。引張側は

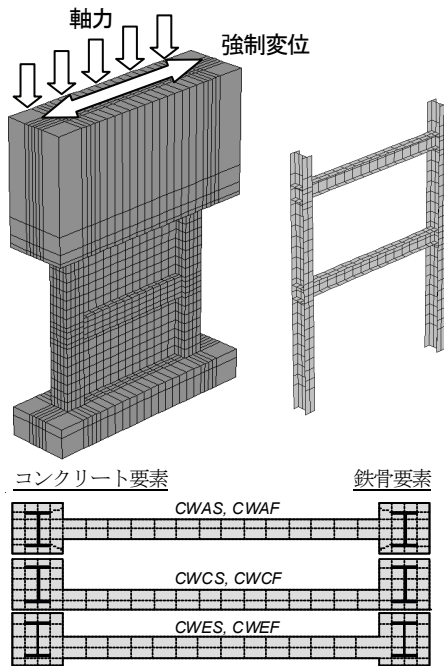
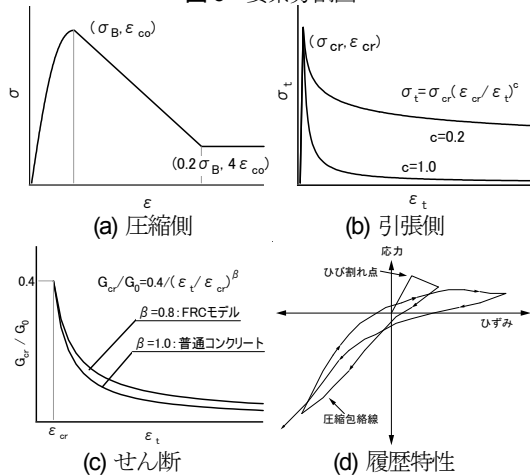


図-6 要素分割図



(a) 圧縮側 (b) 引張側

(c) せん断 (d) 履歴特性

図-7 コンクリートの材料モデル

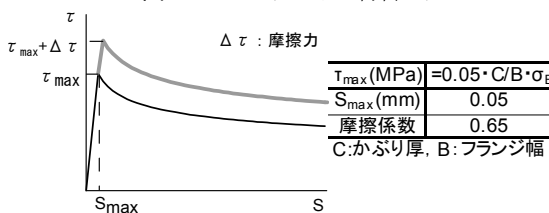


図-8 鉄骨とコンクリートの付着応力-すべり関係

ひび割れ発生までを線形で仮定し、ひび割れ発生後の軟化域は出雲らの提案モデル⁸⁾を用いた。柱および梁要素では上記のモデルの係数 $c=1.0$ としてひび割れ発生後に引張応力をほとんど負担しないものとし、鉄筋がある壁板要素では $c=0.2$ としてテンションスティフニングを考慮した(図-7(b))。三軸応力下の破壊条件は William-Wamke の 5 パラメータモデル⁹⁾を用いた。コンクリートの繰り返し応力下における履歴モデルは、除荷と再載荷過程における軟化挙動を考慮した曲線モデル⁹⁾を使用した(図-7(c))。ひび割れ後のせん断伝達モデルには図-

表-4 解析変数

変数	壁板の偏心	せん断スパン比
CWAS	無偏心	1.1
CWCS	偏心	(せん断破壊先行型)
CWES	半偏心	1.65
CWAF	無偏心	(曲げ降伏先行型)
CWCF	偏心	
CWEF	半偏心	

表-5 繊維補強コンクリートの材料特性

試験体	σ_B (MPa)	E_C (GPa)	ϵ_{co} (μ)
CWAS	1層 38.6	24.8	2814
	2層 36.4	26.7	2550
CWAF	1層 41.2	25.5	2457
	2層 38.6	27.6	2423
CWCS	1層 32.3	23	2868
	2層 34.2	25.1	2742
CWCF	1層 33.8	27.1	2377
	2層 34.9	28.4	2321
CWES	1層 36.0	24.0	2800
CWEF	2層 36.0	24.0	2800

σ_B : 圧縮強度, E_C : 弾性係数, ϵ_{co} : 圧縮強度時ひずみ

表-6 鉄骨および鉄筋の材料特性

試験体	種別・使用箇所	σ_y (MPa)	E_s (GPa)
CWAS, CWAF	PL-6 ウェブ	柱 260	190
		梁 260	190
CWCS, CWCF		柱 300	197
		梁 338	201
CWES, CWEF	PL-9 フランジ	柱 300	205
		梁 300	205
CWAS, CWAF		柱 282	197
		梁 282	197
CWCS, CWCF	D6 壁補強筋	柱 297	209
		梁 317	197
CWES, CWEF		柱 300	205
		梁 300	205
CWAS, CWAF	D6 壁補強筋	345	190
CWCS, CWCF		396	192
CWES, CWEF		350	205

σ_y : 降伏強度, E_s : 弾性係数

7(d)に示す Al-Mahaidi モデル¹⁰⁾ ($\beta=1.0$ の場合) に対して、せん断伝達剛性がわずかに大きくなるように $\beta=0.8$ として多折線でモデル化した。また、壁板のせん断補強筋は埋め込み鉄筋として要素内に層状置換した。解析に用いた繊維補強コンクリートおよび鉄骨・鉄筋の材料特性は、表-5 および表-6 の値を用いている。ただし、本論で解析対象とした試験体では載荷前に初期ひび割れの発生が確認されており、文献 11)を参考に FRC の引張強度を 0.3MPa へ低減した。

本論で解析対象としている試験体は壁縦筋の定着を省略(図-2 参照)しているため、壁板と梁およびスタブの間に離散ひび割れ要素を使用し、ひび割れ後の引張応力が零となるモデル¹²⁾とした。また、離散ひび割れ要素のひび割れ面のせん断伝達特性は長沼の提案するモデル¹⁰⁾とした。

(3) 鋼材のモデル化

柱と梁鉄骨ウェブおよび梁鉄骨フランジは四辺形平面応力要素でモデル化し、柱鉄骨フランジは面外曲げお

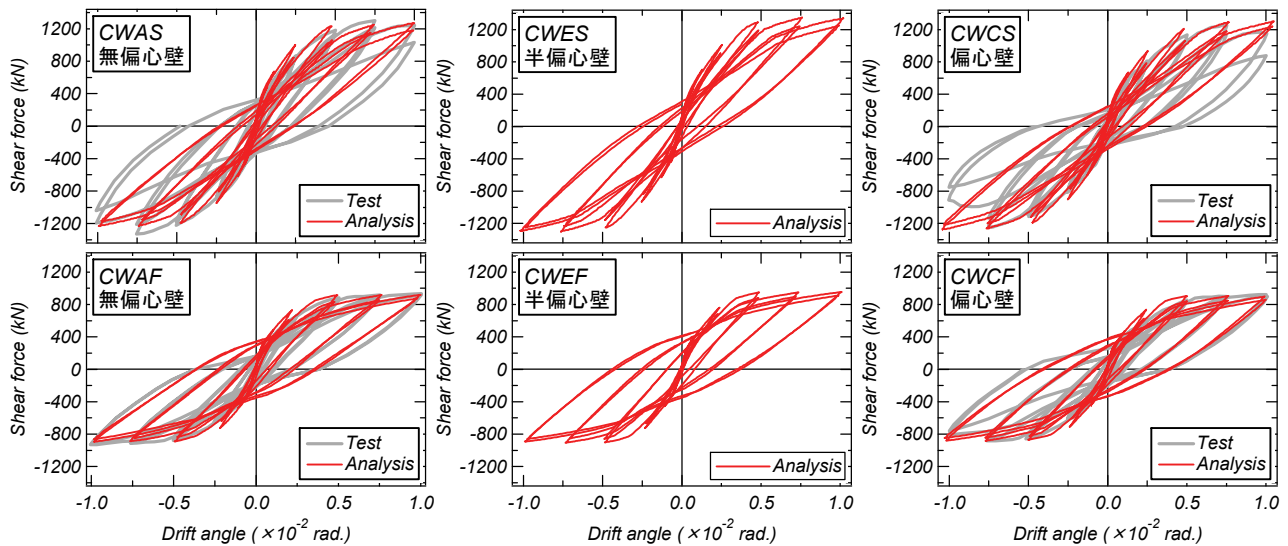


図-9 実験および解析におけるせん断力-部材角関係

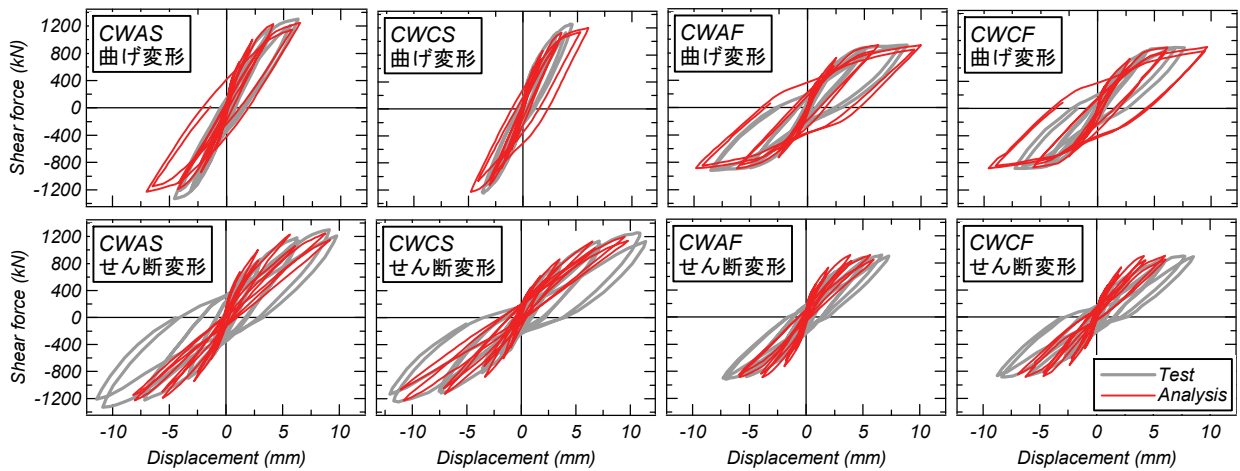


図-10 実験と解析における変形成分の比較 ($R=0.75 \times 10^{-2}$ rad まで)

よびせん断変形を考慮できる積層シェル要素でモデル化した。鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルで表し、履歴特性は等硬化化則とした。また、鉄骨とコンクリートの間をフィルム要素で定義し、文献 13)を参照し付着応力-すべり関係をモデル化した。ここで最大付着応力は $\tau_{max}=0.05 \times C/B \times \sigma_B$ (C : かぶり厚, B : フランジ幅, σ_B : コンクリート強度) とした¹⁴⁾。また、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、このときの摩擦係数は 0.65 とした (図-8 参照)。

4. 解析結果

(1) 履歴性状

図-9 に実験および解析におけるせん断力-部材角関係を示す。

全ての試験体の解析結果は、 $R=0.25 \times 10^{-2}$ rad までの剛性は若干大きめに評価する傾向が認められるが、正載荷および負載荷ともに最大耐力の解析値は実験値と比べて概

ね一致していることがわかる。せん断破壊先行型試験体 CWCS および CWAS の履歴性状については、解析結果は実験結果と比べて原点を指向する傾向が認められる。一方、曲げ降伏先行型試験体 CWF および CWF の履歴性状は実験結果を精度良く再現できている。

次に、壁板の位置が偏心壁試験体と無偏心壁試験体の中間に位置する半偏心壁モデル CWES および CWF の解析結果について着目すると、破壊形式に拘らず半偏心壁モデルのせん断力-部材角関係は偏心壁試験体および無偏心壁試験体のものとほぼ同様の履歴性状となる傾向が認められた。

(2) 変形成分

図-10 に $R=0.75 \times 10^{-2}$ rad までの実験と解析におけるせん断力-せん断変形および曲げ変形成分の履歴特性をそれぞれ示す。実験および解析の曲げ変形は、高さ方向に 7 分割して測定した側柱の軸方向変形量から求め、せん断変形は、全体変形から曲げ変形を差し引いたものである。

せん断破壊先行型試験体では、無偏心壁試験体

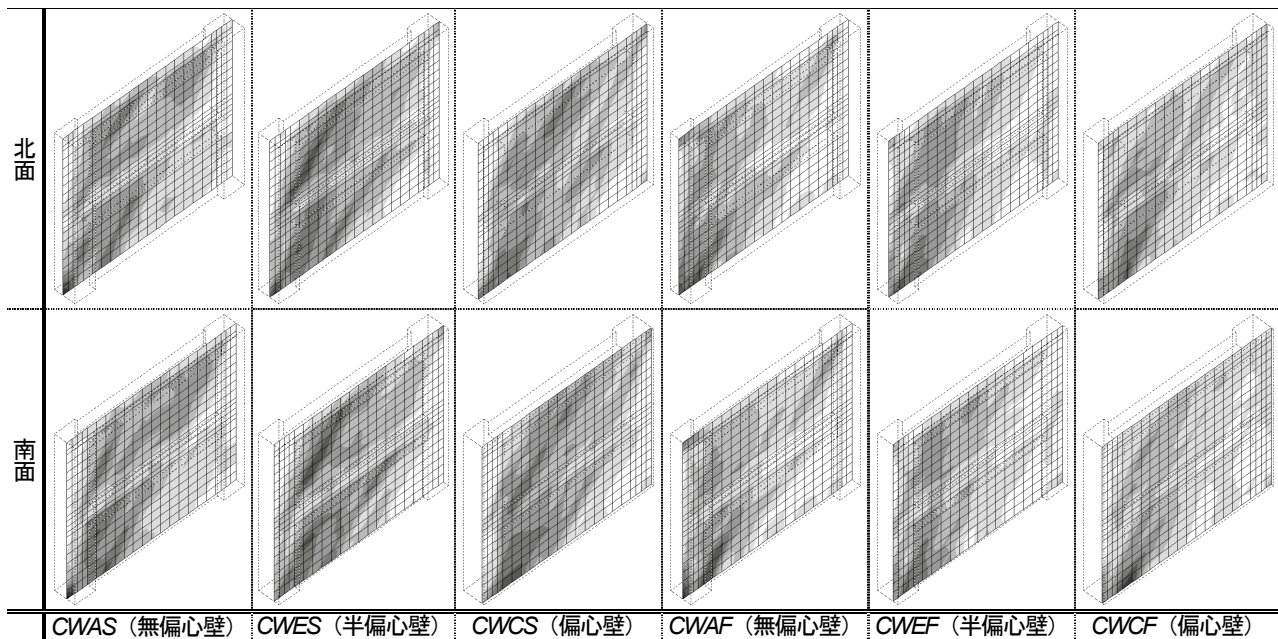


図-11 最小主応力分布 ($R=0.75 \times 10^2 \text{ rad}$)



図-12 要素名称

CWAS の $R=0.75 \times 10^2 \text{ rad}$ の負荷荷において、解析の曲げ変形成分は実験結果と比べて大きくなる傾向が認められるが、解析結果と実験結果の挙動は概ね一致している。偏心壁試験体 CWCS では、解析結果と実験結果の挙動は概ね一致している。また、試験体 CWAS および CWCS の解析結果の除荷剛性が実験結果と比べて小さくなる傾向が示され、せん断変形成分の履歴特性の影響が図-9 に示すせん断力-部材角関係に現れたと考えられる。

曲げ降伏先行型試験体 CWAF および CWCF では、載荷サイクルの進行に伴い、解析における曲げ変形成分は実験結果と比べて若干大きくなる傾向が認められるが、解析と実験における挙動は概ね一致している。

以上から、本論に示す解析モデルによって、CES 造耐震壁の履歴性状を概ね模擬できたといえる。

5. 内部応力状態

(1) 最小主応力分布

図-11 に $R=+0.75 \times 10^2 \text{ rad}$ の 1 サイクル目ピーク時の最小主応力分布 (圧縮応力分布) をそれぞれ示す。最小主応力分布は図-12 に示す要素名称の北面および南面のコンクリート要素である。

南面および北面の壁板についてみると、全ての試験体

において、1 層から 2 層にかけて壁板に斜め圧縮ストラットが形成されている。曲げ降伏先行型試験体に形成された圧縮ストラットの幅はせん断破壊先行型試験体のものと比べて狭くなる傾向が認められる。また、破壊形式に拘わらず、無偏心壁試験体は偏心壁試験体および半偏心壁モデルと比べて圧縮側柱脚部に高い圧縮応力が生じている。

(2) コンクリートのせん断力分布

図-13 にはほぼ最大耐力に達する $R=+0.75 \times 10^2 \text{ rad}$ の 1 サイクル目ピーク時における耐震壁のせん断力分布を示す。同図の縦方向実線は側柱位置を示している。せん断力は図-12 および図-14 に示される位置における側柱および壁板要素列の北面および南面のせん断力を用いて、要素 2 個分のせん断力を合計した値である。

全試験体の圧縮側柱についてみると、無偏心壁試験体を除く全ての試験体の圧縮側柱では、北面は南面と比べて高いせん断応力が生じている。すなわち、無偏心壁試験体では、北面および南面のコンクリートは側柱中心位置にあるため、高いせん断力が生じたと考えられる。一方、偏心壁試験体および半偏心壁モデルでは、北面のコンクリートは側柱中心位置に近いので高いせん断力が生じているのに対し、南面のコンクリートのせん断力は、側柱中心位置から離れているため、北面と比べて小さくなったと考えられる。壁板について見ると、全ての試験

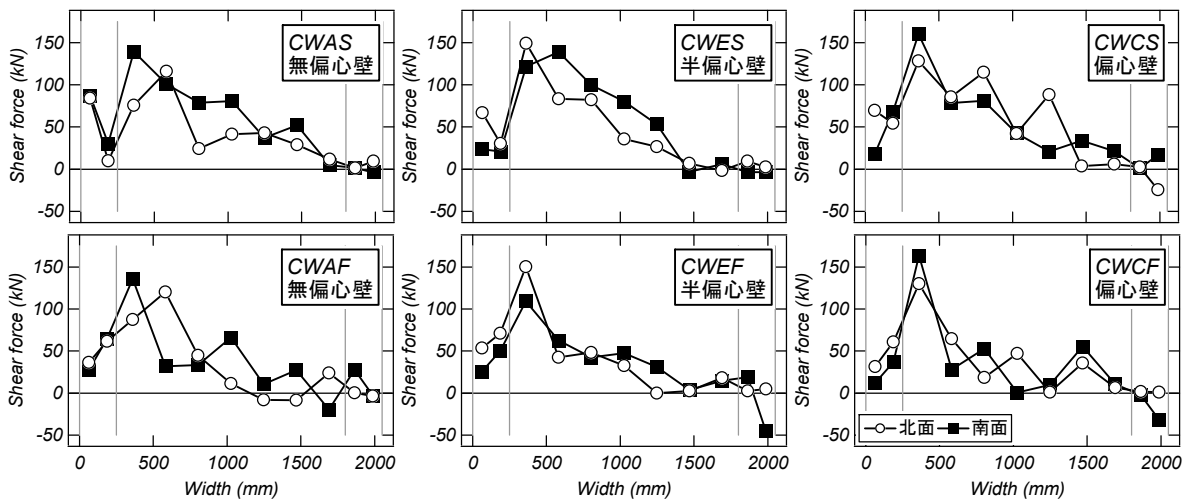


図-13 コンクリートのせん断力分布 ($R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$)

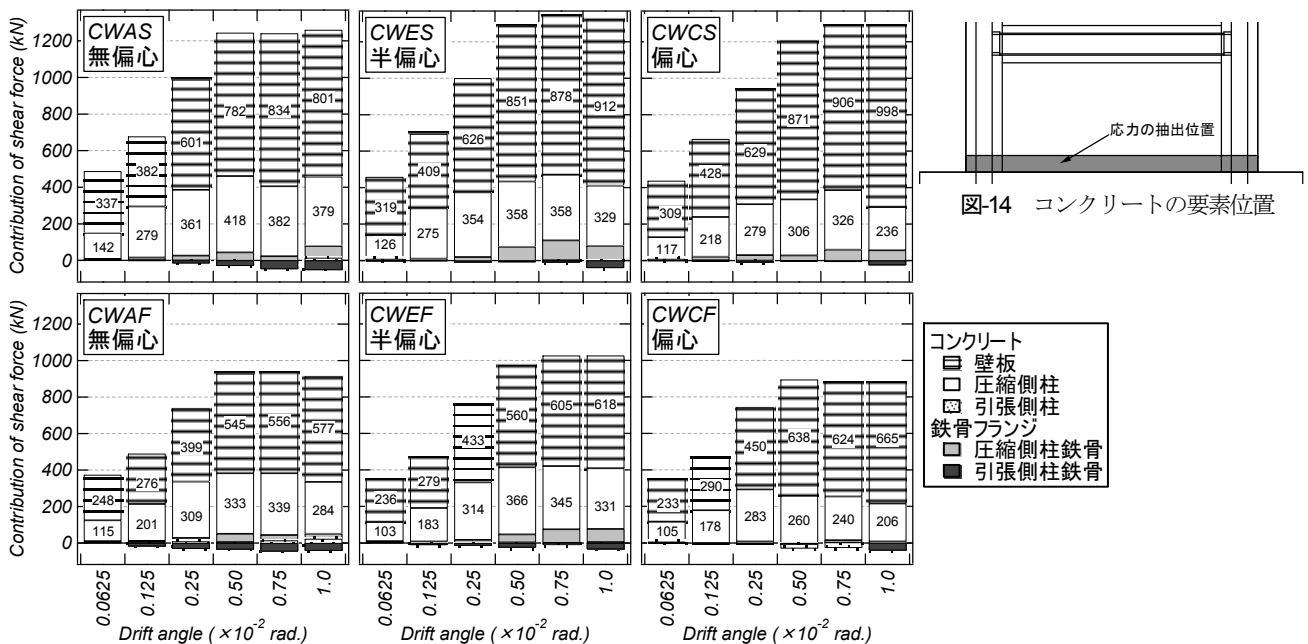


図-15 負担せん断力の推移

体において北面および南面のせん断力分布に明確な違いは見られない。また、せん断力は圧縮側柱に隣接する壁板付近で大部分を負担する傾向が認められる。しかしながら、最大耐力時では壁板のせん断力分布はほぼ同様のものとなり、そのため今回の実験の範囲では、CES 造耐震壁の最大耐力に及ぼす壁板の偏心の影響は小さいと考えられる。

(3) 負担せん断力の推移

図-15 に各試験体の負担せん断力推移をそれぞれ示す。負担せん断力は、壁板、圧縮側柱コンクリート、引張側柱コンクリート、圧縮側鉄骨および引張側鉄骨に分けて示している。また、負担せん断力の推移は図-12 および図-14 に示される位置における結果についてそれぞれ示している。

全ての試験体において、壁板および圧縮側柱のコン

クリートがせん断力の大部分を負担している。また、無偏心壁試験体の壁板の負担せん断力は偏心壁試験体と比べて小さくなる傾向が見られ、半偏心壁モデルの壁板は無偏心壁試験体と偏心壁試験体の中間程度のせん断力を負担していることが認められる。

せん断破壊先行型試験体の負担せん断力の推移について見ると、無偏心壁試験体 CWAS では $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ から、半偏心壁モデル CWES では $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ から圧縮側柱コンクリートの負担せん断力が徐々に低下しているのに対し、偏心壁試験体 CWCS では $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ から圧縮側柱コンクリートの負担せん断力が急激に低下しており、壁板の偏心に伴い圧縮側柱コンクリートにおける負担せん断力の推移に差異が見られる。

一方、曲げ降伏先行型試験体の圧縮側柱コンクリートにおける負担せん断力について見ると、無偏心壁試験体 CWAF では $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$ から、半偏心壁モデル

CWEF では $R=0.5 \times 10^2 \text{rad}$ から、偏心壁試験体 CWCF では $R=0.25 \times 10^2 \text{rad}$ から負担せん断力が低下しており、壁板の偏心に伴い圧縮側柱コンクリートの負担せん断力の推移に差異が認められる。

また、図-9 の実験と解析におけるせん断力-部材角関係に示すように、 $R=1.0 \times 10^2 \text{rad}$ 時におけるせん断破壊および曲げ降伏先行型試験体のせん断力はほぼ同等の値となっている。しかしながら、負担せん断力の割合を見ると、壁板の偏心に伴い、圧縮側柱コンクリートの負担せん断力は減少する傾向が認められる。このように、破壊形式に拘わらず、壁板の偏心に伴い圧縮側柱コンクリートの負担せん断力の低下が早期に生じる解析結果となっており、偏心壁試験体は無偏心壁試験体と比べて変形性能が劣る一因であると考えられる。

5. まとめ

本論では、壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁の 3 次元非線形 FEM 解析を実施し、解析モデルの妥当性および壁板の偏心が応力伝達メカニズムに及ぼす影響についての検討を行った。

本研究により得られた知見を以下に示す。

- 1) 破壊形式に拘らず、壁板の偏心が CES 造耐震壁の最大耐力に及ぼす影響はほとんどない。また、変形性能に関しては壁板が偏心することにより低下する傾向にある。
- 2) 本論に示す 3 次元 FEM 解析モデルによって、CES 造耐震壁の履歴特性は概ね再現可能である。
- 3) CES 造耐震壁の最大耐力時のせん断力分布では、壁板の偏心によって圧縮側柱コンクリートのせん断力に差異が認められるものの、壁板では大きな違いは見られず、CES 造耐震壁の最大耐力に及ぼす壁板の偏心の影響は小さいと考えられる。
- 4) 破壊形式に拘わらず、偏心壁試験体の圧縮側柱コンクリートの負担せん断力は無偏心壁試験体と比

べて早期に低下しており、壁板の偏心に伴う変形性能の低下の原因であると考えられる。

参考文献

- 1) 田口孝, 永田諭, 松井智哉, 倉本洋: H 型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1273-1278, 2006.7
- 2) 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, Vol.28, No.2, pp.1267-1272, 2006.7
- 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, No.629, pp.1103-1110, 2008.7
- 4) 鈴木卓, 松井智哉, 倉本洋: 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) 鈴木卓, 岐津幸大, 松井智哉, 倉本洋: 壁板が柱に偏心して取り付いた CES 造耐震壁の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1189-1194, 2011.7
- 6) 伊藤忠テクノソリューションズ(株): FINAL/V99HELP
- 7) 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
- 8) 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.
- 9) 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
- 10) 長沼一洋, 平面応力場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報告集, 第 421 号, pp.39-48, 1991.3
- 11) 井本勝慶, 米澤健次, 加藤朝郎, 川里健: 1/4PCCV の耐圧限界挙動に関するラウンドロビン解析, コンクリート工学, Vol.41, No.1, pp.153-157, 2003.1
- 12) 三島徹也, 山田一字, 前川宏一: 正負交番載荷下における鉄筋コンクリートひびわれ面の局所的挙動, 土木学会論文, No.442, V-16, pp.161-170, 1992.
- 13) 後藤康明, 穴吹拓也, 城攻: SRC 造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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1089-1090, 2005.9
- 14) 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, 1993.7

Non-Linear FEM Analysis for CES Shear Walls With Eccentrically Arranged Wall Panel

Suguru SUZUKI, Tomoya MATSUI and Hiroshi KURAMOTO

The purpose of this study is the understanding of the structural performance of shear walls with eccentrically arranged wall panel in the CES structure consisting of fiber reinforcing concrete and steel. Static loading tests used specimens with different shear span ratio of the two bodies. In this paper, to describes a summary of the experiment and to examine structural performance of CES shear walls. Furthermore, three dimensional FEM anslysis was conducted for CES shear walls used this experiment to verify the validity of the modeling. In additions, to clarify the stress transfer mechanism from internal stress state of concrete wall panels and column concrete.