

# 論文 CES 造耐震壁の構造特性に及ぼす壁筋の定着状態の影響

鈴木 卓\*1・松井 智哉\*2・倉本 洋\*3

要旨：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 合成構造における連層耐震壁の構造性能の把握と施工性の改善を目的として、破壊形式および壁縦筋の定着方法の異なる 4 体の試験体を用いた静加力実験を実施した。本論では実験の概要を述べるとともに、当該連層耐震壁の破壊性状、終局強度および復元力特性に影響を及ぼすせん断スパン比および壁縦筋定着方法の影響に関する検討結果を示す。

キーワード：CES 耐震壁、繊維補強コンクリート、構造実験、定着方法、せん断スパン比

## 1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート構造（以下、SRC 構造）は、鉄骨構造と鉄筋コンクリート構造を合成した構造システムであり、優れた耐震性能を有する構造形式であるが、施工の困難さに起因する高コスト、工期の長期化といった問題点も同時に有している。そのようなことから、筆者等は SRC 構造の構造特性を生かしつつ施工を合理化するため、鉄筋を省略し、繊維補強コンクリート（以下、FRC）と内蔵鉄骨のみで構成される鋼コンクリート合成構造（Concrete Encased Steel：以下、CES 構造）の開発研究を継続的に実施してきた。これまで、柱、柱梁接合部および 2 層 2 スパンフレームを対象とした実験的研究<sup>1)-3)</sup>により SRC 構造と同等以上の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。

一方、建築物の主要耐震部材のひとつである耐震壁については、CES 構造においても剛性および強度を確保する上で有効である。しかし、柱および梁に充腹形鉄骨が内蔵されている CES 構造では、SRC 構造と同様に、壁筋の配筋が困難であることは想像に難くない。最近では、

SRC 耐震壁について周辺骨組と壁板との接合部のディテールに関する研究<sup>4)</sup>も行われてきており、CES 耐震壁の開発にあたっては周辺架構と壁板との接合部の施工性の改善も重要な課題である。

そこで、本研究では CES 造周辺架構と壁板との定着を簡略化した CES 造耐震壁を用いて静的加力実験を実施することにより、当該耐震壁の耐力と変形性能および損傷性能等の基礎的な耐震性能を検討する。また、CES 耐震壁の耐力評価法の適用性についても併せて検討する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

耐震壁試験体は、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約 1/3 縮尺のもの 4 体である。試験体の形状および配筋を図 - 1 および図 - 2 に示す。また、表 - 1 に試験体の部材断面詳細を示す。耐震壁は壁階高さが 1,000mm、柱中心間距離が 1,800mm および壁厚が 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いずれも 200mm および 250mm である。本実験では壁縦筋の定着状態の影響を確認するものであり、壁横筋は側柱の内蔵鉄骨ウ

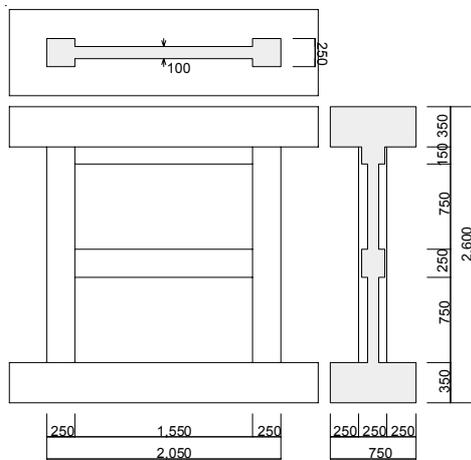


図 - 1 試験体形状

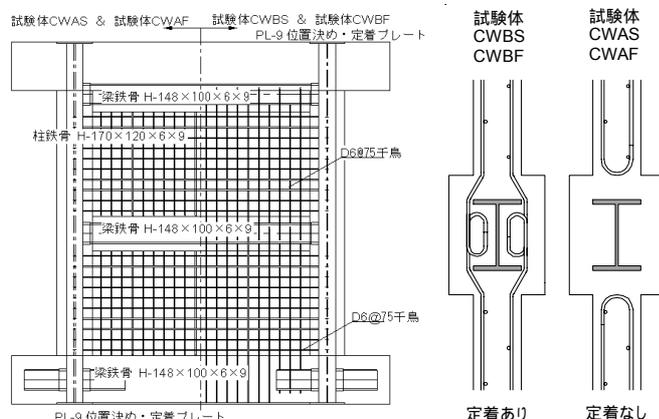


図 - 2 試験体配筋図

\*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科 建設工学専攻（正会員）

\*2 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系助教 博士（工学）（正会員）

\*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻教授 博士（工学）（正会員）

ウェブに溶接している。

実験変数は表 - 2 に示すように壁縦筋の定着の有無とせん断スパン比とした。図 - 2 に示すように試験体 CWAS および CWF では、壁縦筋を梁内およびスタブに定着せず壁板内でフックを設けている。一方、試験体 CWBS および CWBF では、壁縦筋を梁内およびスタブに定着させている。また、試験体 CWAS および CWBS ではせん断スパン比 ( $M/(Q \cdot D)$ ,  $D$ : 壁の全せい) を 1.1 とし、試験体 CWF および CWBF では 1.65 として、それぞれせん断破壊先行型および曲げ降伏先行型となるように計画した。

表 - 3 に FRC の材料特性を、表 - 4 に鉄骨および鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。使用したコンクリートは呼び強度 30MPa である。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 回に分けて行った。また、上下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 FRC を使用している。

## 2.2 載荷方法

載荷装置を図 - 3 に示す。試験体は反力フレームに PC 鋼棒で固定し、水平力の正負繰り返し載荷は反力壁に取り付けたオイルジャッキ

表 - 1 部材断面詳細

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

表 - 2 実験変数

実験変数	CWAS	CWBS	CWF	CWBF
せん断スパン比	1.1	1.1	1.65	1.65
壁縦筋接合方法	定着なし	定着あり	定着なし	定着あり

(2,000kN) 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 (各 2,000kN) により、1,260kN 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 ( $\delta$ ) を計測位置の高さ ( $H=2,050\text{mm}$ ) で除した部材角  $R=\delta/H$  で制御し、表 - 5 に示す載荷計画に従って載荷した。

## 2.3 測定方法

変位測定位置を図 - 4 に、鉄骨フランジのひずみゲージ貼付け位置を図 - 5 にそれぞれ示す。

計測変位は、上部スタブおよび側柱での水平変位、側柱を 7 分割した軸方向変位、梁と壁板のずれおよび開きである。また、ひずみゲージにより鉄骨フランジ、鉄骨ウェブおよび壁のせん断補強筋のひずみを測定した。

表 - 3 FRC 材料特性

		圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度時ひずみ ( $\mu$ )	材令 (日)
CWAS	1 層	38.6	24.8	2814	91
	2 層	36.4	26.7	2550	86
CWBS	1 層	42.0	25.7	2587	94
	2 層	30.6	29.5	2558	89
CWF	1 層	41.2	25.5	2457	100
	2 層	38.6	27.6	2423	95
CWBF	1 層	40.1	24.9	2765	105
	2 層	35.9	24.8	4160	100

表 - 4 鉄骨および鉄筋材料特性

種別・使用箇所		降伏点 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)
PL-6 (SS400)	フランジ	260	190	409
PL-9 (SS400)	ウェブ	282	197	418
PL-16 (SS400)	接合部	268	200	427
D6 (SD295A)	壁補強筋	345	190	501

表 - 5 載荷計画

$R (\times 10^{-2} \text{rad.})$	0.0625	0.125	0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0
$\delta$ (mm)	1.28	2.56	5.13	10.3	15.4	20.5	30.8	41.0	61.5	82.0
サイクル (回)	1	2	2	2	2	2	2	2	1	1

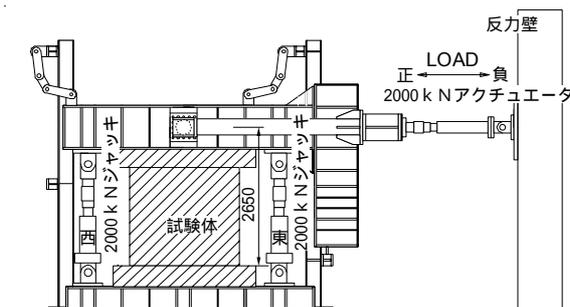


図 - 3 載荷装置

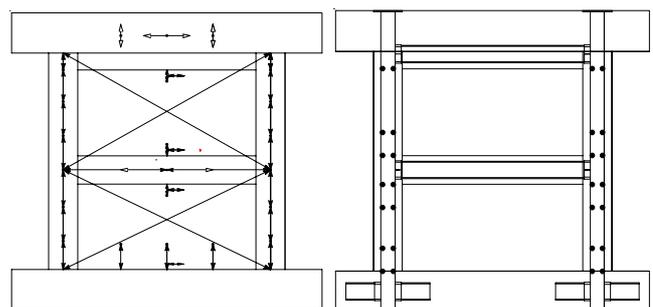


図 - 4 変位計測位置

図 - 5 ゲージ貼付け図

### 3. 破壊性状および復元力特性

#### 3.1 破壊性状

図 - 6 に全試験体の最終破壊状況を示す。

試験体 CWAS では、 $R=0.0625 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて 1 層壁板にせん断ひび割れが発生した。最大耐力を発揮した  $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$  では、1 層壁板西上隅角部で圧壊が確認され、1 層梁と 2 層壁板境界にひび割れの発生が認められた。最大耐力以降の  $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  では、1 層壁板東上隅角部の圧壊が認められた。また、1 層梁と 1 層壁板境界にせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルに 1 層壁板上隅角部のせん断破壊が生じた。さらに、 $R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  で側柱脚部がせん断破壊を生じたため載荷を終了した。

試験体 CWBS では、 $R=0.0625 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて 1 層壁板にせん断ひび割れが確認された。最大耐力を発揮した  $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  では、1 層壁板中央においてコンクリートの圧壊が発生した。その直後の  $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて、側柱および 1 層壁板中央から下隅角部にかけてせん断破壊が確認された。さらに、 $R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて両側柱梁接合部がせん断破壊後を生じ、 $R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて載荷を終了した。

試験体 CWAF では、 $R=0.0625 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて東側柱脚部において曲げひび割れが確認され、 $R=0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて 1 層壁板においてせん断ひび割れが確認された。 $R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルでは、両側柱脚部で圧壊が確認され、 $R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて壁板西側および側柱脚部にせん断破壊が生じた。それに伴い壁板および側柱の損傷が進行し、載荷を終了した。

試験体 CWBF では、 $R=0.0625 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいてスタブとの境界面でひび割れが生じ、 $R=0.25 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて 1 層および 2 層壁板でせん断ひび割れが確認された。最大耐力を  $R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて発揮し、同変形角において 1 層壁板中央でせん断破壊を生じた。その後、 $R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  において両側柱せん断破壊を生じたため載荷を終了した。

最終破壊状況を比較すると、せん断破壊先行型試験体

に関しては、CWBS は壁板全体に亘ってコンクリートの損傷が認められるのに対して、壁縦筋が定着されていない CWAS は 1 層壁板と梁の境界にずれが生じるため、コンクリートの損傷は壁板の上隅角部に集中しており、定着の有無により破壊箇所の違いが認められた。一方、曲げ降伏先行型試験体に関しては、CWAF の損傷は脚部に集中しているのに対して、CWBF の損傷は壁板の中央部において顕著であり、これらの耐震壁においても壁板の損傷箇所若干の相違が認められた。

#### 3.2 履歴特性

図 - 7 にせん断力 - 部材角関係を示す。また、同図には 5 章で示す各種強度の算定結果も併せて示している。

各試験体とも  $R=0.0625 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいてひび割れの発生に起因する剛性の低下が認められた。また、全試験体とも  $R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて側柱鉄骨フランジの降伏が確認された。

せん断破壊先行型となる試験体 CWAS では、 $R=0.75 \times 10^{-2} \text{rad}$  において最大耐力 1,230kN を記録し、その後、壁板および側柱脚部の損傷に伴い耐力が徐々に低下した。

試験体 CWBS では、 $R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  において最大耐力 1,336kN を記録した。その後、 $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルで側柱および 1 層壁板のせん断破壊に伴い耐力が急激に低下した。

曲げ降伏先行型となる試験体 CWAF では、側柱鉄骨フランジ降伏後における耐力上昇は緩やかであり、 $R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルで最大耐力 971kN を記録した。 $R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  のサイクルにおいて側柱および壁板脚部の圧壊に伴う耐力低下が認められた。それ以後、 $R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  の負荷において壁板および側柱のせん断破壊に伴い急激な耐力低下を生じた。

試験体 CWBF も CWAF と同様に、側柱の内蔵鉄骨フランジが降伏した後の耐力上昇は緩やかであった。 $R=1.9 \times 10^{-2} \text{rad}$  において最大耐力 1,018kN を記録した後、 $R=3.0 \times 10^{-2} \text{rad}$  において壁板にせん断破壊が生じ、それに伴い耐力が急激に低下した。

せん断破壊先行型の試験体 CWAS および CWBS の最大耐力はほぼ同等の値を記録した。しかし、最大耐力以

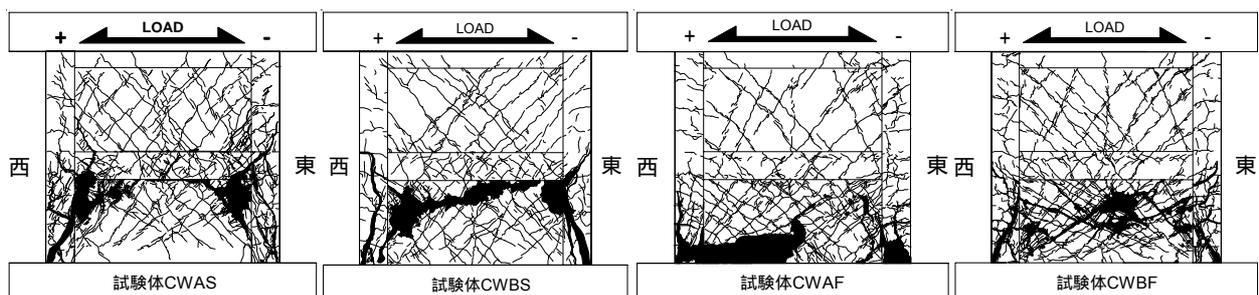


図 - 6 各試験体最終破壊状況

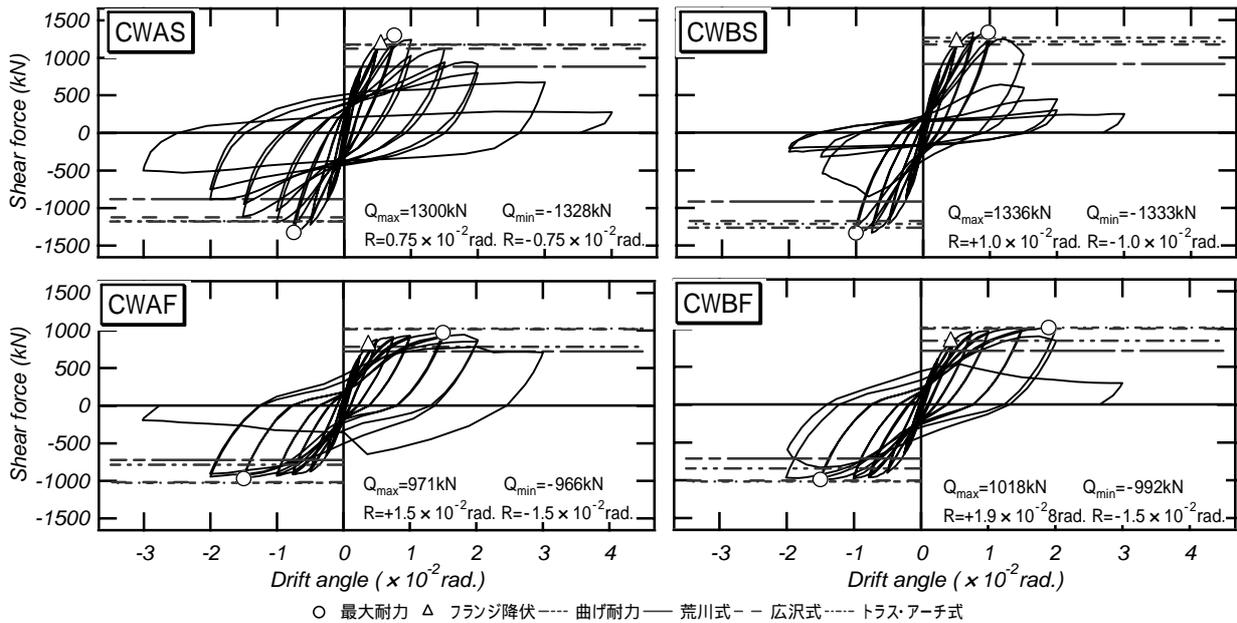


図 - 7 せん断力 - 部材角関係

降に着目すると、試験体 CWBS の方が試験体 CWAS に比べて耐力低下が急激であることが見てとれる。これは図 - 6 からわかるように、試験体 CWBS では 1 層壁板の広範囲においてせん断破壊が発生しているのに対して、試験体 CWAS では 1 層壁板中央の損傷が少ないことが影響しているものと推察される。この原因については 4.3 節で後述するが、1 層梁下においてすべりが生じているためと考えられる。

曲げ降伏先行型である試験体 CWF および CWBF については、試験体 CWBF の最大耐力が CWF よりも若干大きくなっている。この原因は壁縦筋の定着の有無による違いであると考えられるが、ほぼ同等の値を記録しているといえる。最大耐力後と比較すると、試験体 CWBF では、 $R=3.0 \times 10^{-2}$  rad. の正載荷時において耐力の低下が確認されるが、試験体 CWF では、 $R=3.0 \times 10^{-2}$  rad. の負載荷において急激な耐力の低下が生じており、変形性能に違いが見られる。

以上のことから、壁縦筋の定着を省略しても CES 耐震壁の最大耐力への影響はほとんどないといえる。また、変形性能に関しては壁縦筋の定着を省略することにより若干ではあるが向上する傾向にあるといえよう。

#### 4. 周辺架構と壁板との接合部の挙動

##### 4.1 脚部軸方向変形

$R=0.25 \times 10^{-2}$ 、 $0.5 \times 10^{-2}$  および  $0.75 \times 10^{-2}$  rad. における第 1 サイクル正載荷ピーク時における壁板および柱の脚部軸方向変形分布（正側：引張、負側：圧縮）を図 - 8 に示す。また、図 - 9 に各試験体の壁脚部の変位計測位置およびひずみ測定位置を示す。

図 - 8 より、各試験体とも脚部の変形分布はほぼ直線

的になっていることが見てとれる。圧縮側となる西側柱の変形量は、各試験体とも大きな差異はみられない。一方、引張側となる東側の軸方向変形をみると、試験体 CWAS の変形量が試験体 CWBS より大きいことが確認される。また、曲げ降伏先行型である試験体 CWF の脚部軸方向変形量が試験体 CWBF より大きくなっていることが確認される。以上より、壁縦筋が定着されていない試験体は定着されている試験体よりも脚部の軸方向変形量が大きいことが確認できる。

##### 4.2 脚部応力分布

図 - 10 に壁脚部縦筋の  $R=0.25 \times 10^{-2}$ 、 $0.5 \times 10^{-2}$  および  $0.75 \times 10^{-2}$  rad. における第 1 サイクル正載荷ピーク時の鉄筋の応力分布（正側：引張、負側：圧縮）を示す。応力は鉄筋の履歴特性をバイリニアと仮定し、ひずみゲージ測定値を用いて計算した。

せん断破壊先行型の試験体の脚部軸方向応力分布を比較すると試験体 CWAS では載荷が増加しても、壁縦筋の定着がされていないため応力がほとんど生じていない。試験体 CWBS の脚部軸方向応力分布をみると、載荷サイクルの増加に伴って壁板西側の負担圧縮力が減少し、逆に壁板東側の負担引張力が増大する傾向を示した。また、曲げ降伏先行型の試験体 CWF の脚部軸方向応力分布をみると、試験体 CWAS と同様に壁板が応力を負担していないことが確認できる。試験体 CWBF の脚部軸方向応力分布をみると、 $R=0.25 \times 10^{-2}$  rad. から  $R=0.75 \times 10^{-2}$  rad. にかけて壁板西側において圧縮力の負担が増大し、壁板東側において引張力の負担が増大する傾向を示した。

##### 4.3 壁板と梁のずれ

一層壁板と梁下のずれ（図 - 9 中の I28）を各サイクルにおける正載荷 1 サイクル目ピーク時ごとに図 - 11

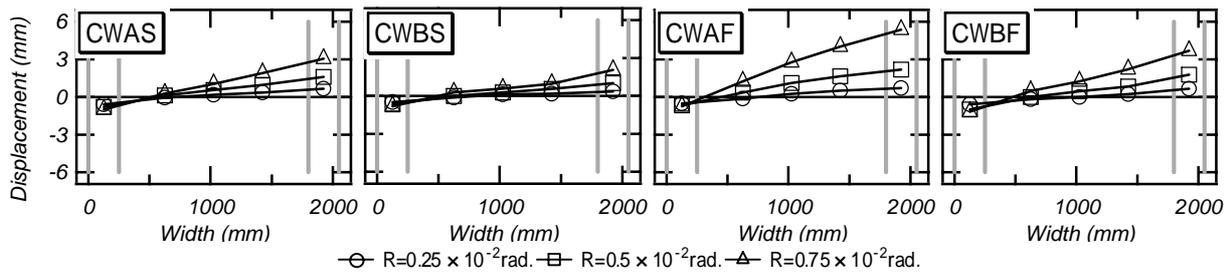


図 - 8 脚部軸方向変形分布

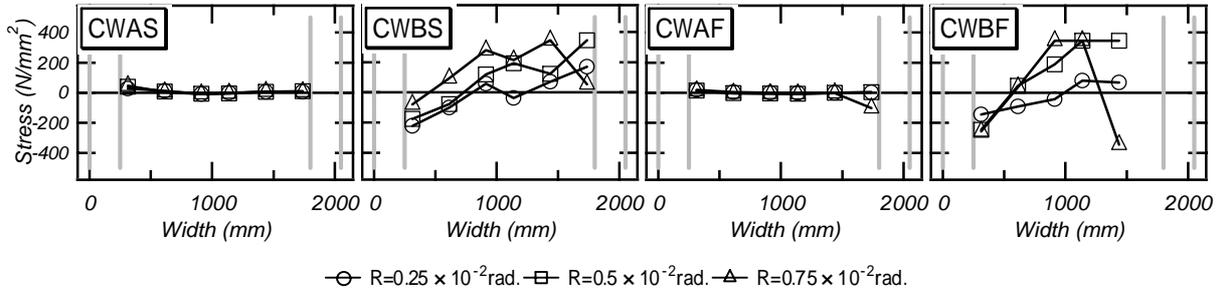


図 - 10 脚部軸方向応力分布

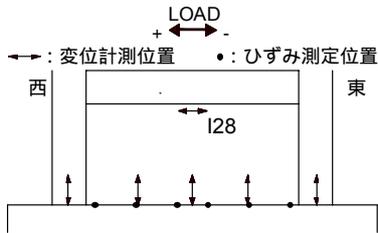


図 - 9 壁板変位計測位置

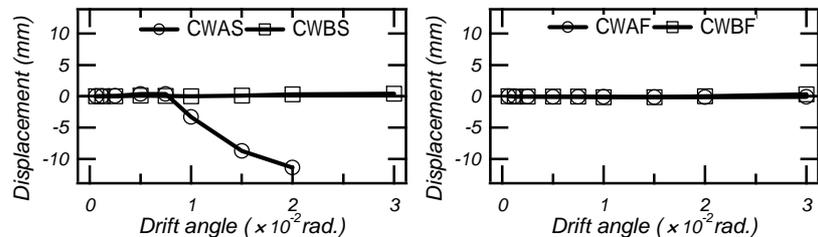


図 - 11 一層梁下ずれ

に示す。

壁縦筋の定着がある試験体 CWBS は梁下にずれが生じていないことが確認できる。一方、壁縦筋の定着がない試験体 CWAS は最大耐力直後の  $R=1.0 \times 10^{-2}$  rad. からずれが生じていることが確認できる。そのため、試験体 CWAS は図 - 6 においてみられるように梁下部のコンクリートの損傷が少なくなり、試験体 CWBS と比較して耐力低下が緩やかになったといえる。試験体 CWAF および CWBF では壁板中央と脚部に損傷が集中したため、梁下のずれは顕著には認められなかった。

### 5. 実験値と計算値の比較

各試験体の耐力計算結果を表 - 6 に示す。耐力算定におけるコンクリート強度は一層壁板の値を用いた。曲げ終局強度式  $Q_{mu}$  (式(1)) は鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>5)</sup>による算定式から側柱鉄筋の項を除いた式を用いた。なお、試験体 CWAS および CWAF の曲げ終局強度の算定においては壁縦筋を省略して計算した。せん断終局強度として用いた荒川式  $Q_{su1}$  (式(2)) および広沢式  $Q_{su2}$  (式(3)) は建築物の構造関係規準解説書<sup>6)</sup>の鉄筋コンクリート造耐震壁による算定式を用いた。なお、等価引張鉄筋比  $p_{te}$  は引張側鉄骨断面積に置き換え、 $p_{wh}$  を等価壁厚とした場合の水平せん断補強筋比とした。また、

中間梁の鉄骨による影響は考慮していない。トラス・アーチ式  $Q_{su3}$  (式(3)) は文献 5) による算定式を用いた。トラス・アーチ式中の式(5)は、アーチ機構において CES 造側柱がその曲げ耐力分のせん断耐力を負担するものと考え、壁の有効長さの増分という形で考慮したものである。また、実験において最大耐力時において梁鉄骨フランジの降伏が確認されたことから式(4)の  $p_{se}$  に梁鉄骨下フランジ分を含めることとした。これは、文献 7) に示される耐震壁のせん断終局強度の算定において壁横筋の中に梁主筋の下半分を考慮しているものと同様な扱いとなっている。式中の記号は参考文献を参照されたい。

< 曲げ終局強度 >

$$Q_{mu} = \left( \frac{N_U}{2} + s_{CS} A_s \sigma_y + \frac{mW}{2} A_w \sigma_y \right) l_w / h_w \quad (1)$$

< 荒川式 >

$$Q_{su1} = \left[ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} \cdot (F_C + 18)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right] \cdot t_e \cdot j \quad (2)$$

< 広沢式 >

$$Q_{su2} = \left[ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} \cdot (F_C + 18)}{\sqrt{M / (Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right] \cdot t_e \cdot j \quad (3)$$

< トラス・アーチ式 >

$$Q_{su3} = w t \left\{ w l_t \cdot p_{se} \cdot w \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) w l_a \cdot v \cdot \frac{\sigma_B}{2} \right\} \quad (4)$$

表 - 6 耐力算定結果および実験値

(単位: kN)		CWAS	CWBS	CWAF	CWBF
実験値	$Q_{exp}$	1299.8	1335.8	970.5	1017.8
曲げ終局	$Q_{mu}$	1177	1264	784	842
せん断終局	荒川 $Q_{su1}$	883	918	722	714
	広沢 $Q_{su2}$	1124	1174	1017	1003
	トラス・アーチ $Q_{su3}$	1302	1358	1192	1182
せん断余裕度	荒川 $Q_{su1}/Q_{mu}$	0.75	0.73	0.92	0.85
	広沢 $Q_{su2}/Q_{mu}$	0.95	0.93	1.30	1.19
	トラス・アーチ $Q_{su3}/Q_{mu}$	1.11	1.07	1.52	1.40
耐力比	曲げ終局 $Q_{exp}/Q_{mu}$	-	-	1.24	1.21
	荒川 $Q_{exp}/Q_{su1}$	1.47	1.46	-	-
	広沢 $Q_{exp}/Q_{su2}$	1.16	1.14	-	-
	トラス・アーチ $Q_{exp}/Q_{su3}$	1.00	0.98	-	-

$$w l_a = l + D + \frac{1}{\cos \theta} \sqrt{\frac{2 C_S M_U}{v \cdot \sigma_B \cdot w t (1 - \beta)}} \quad (5)$$

$$P_{se} = w P + \frac{a_f \cdot \sigma_{fy}}{w t \cdot h_w \cdot \sigma_y} \quad (6)$$

ここで  $a_f$ : 鉄骨フランジ断面積,  $\sigma_{fy}$ : 鉄骨フランジの降伏強度,  $h_w$ : 中間梁上端までの高さである。

せん断破壊先行型の試験体 CWAS および CWBS の実験値では, 計算値に対する実験値の比率(以下, 耐力比)は, 荒川式では 1.46 程度であり過小評価している。広沢式に対する耐力比は 1.15 程度, トラス・アーチ式に対する耐力比は 1.0 程度となり, トラス・アーチ式が最も良い対応を示す結果となった。

曲げ降伏先行型である試験体 CWAF および CWBF の計算値に対する実験値の比率は, 曲げ終局強度式に対して 1.25 以内となり, 曲げ耐力を概ね評価できている。

表 - 6 よりせん断破壊先行型の試験体のせん断余裕度は, 荒川式および広沢式では 1.0 以下となり, せん断破壊先行型と判定されており, トラス・アーチ式では 1.0 以上となり曲げ降伏先行型と判定される結果となった。一方, 曲げ降伏先行型の試験体におけるせん断余裕度では, 荒川式が 1.0 未満となり, せん断破壊先行型と判定される結果となった。広沢式およびトラス・アーチ式に対しては両試験体とも 1.0 以上となり曲げ降伏先行型と判定される結果となった。せん断余裕度による破壊形式の判定は曲げ終局強度とせん断終局強度の評価精度の差異による影響がみられ, 今後の研究課題といえる。

本実験における CES 造耐震壁の曲げ終局耐力は, SRC 規準で, せん断終局耐力は広沢式およびトラス・アーチ式により概ね評価可能である。

## 6. まとめ

本研究では, 壁筋の定着方法およびせん断スパン比を実験変数とした CES 造耐震壁の静的載荷実験を実施し, 以下の知見を得た。

(1) せん断破壊先行型と曲げ降伏先行型の双方におい

て壁縦筋の定着の違いに拘らず最大耐力は同等の値となった。

- (2) 壁縦筋が定着されていない CES 耐震壁では壁板と梁とのずれが生じるため, 定着されているものと比較して, 損傷箇所に差異がみられる。
- (3) 壁縦筋が定着されている CES 耐震壁の耐力は急激に低下しているのに対し, 定着されていない耐震壁の耐力低下は緩やかであり, 変形性能の向上がみられる。
- (4) CES 造耐震壁の曲げ終局耐力は SRC 規準で, せん断終局耐力は広沢式およびトラス・アーチ式により概ね評価可能である。

以上より, CES 造耐震壁において壁縦筋の定着を省略しても, 壁縦筋を定着させたものと同等以上の構造性能を有することが確認された。

## 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, pp1103-1110, 2008.7
- 4) 春山智史, 小野里憲一, 戸澤知仁: 鉄骨鉄筋コンクリート造耐震壁の定着方法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.1147-1148, 2006.9
- 5) 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
- 6) 日本建築センター: 建築物の構造関係規準解説書, 2007
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004