

### 3.2.5 鉄筋コンクリート造有開口耐震壁の動的復元力特性に関する研究

## 目 次

### (1) 業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 5 ヶ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）
- (e) 平成18年度業務目的

### (2) 平成18年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
  - 1) 試験体
  - 2) 材料特性
  - 3) 載荷計画
  - 4) 計測計画
  - 5) 試験体の諸強度
- (c) 業務の成果
  - 1) 破壊性状
  - 2) 履歴特性
  - 3) 累積消費エネルギー
  - 4) 変形性能
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献

## (1) 業務の内容

(a) 業務題目 鉄筋コンクリート造有開口耐震壁の動的復元力特性に関する研究

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
豊橋技術科学大学			
工学部建設工学系	助教授	倉本 洋	<a href="mailto:kura@tutrp.tut.ac.jp">kura@tutrp.tut.ac.jp</a>
大学院工学研究科	助手	松井 智哉	<a href="mailto:matsui@tutrp.tut.ac.jp">matsui@tutrp.tut.ac.jp</a>
大学院工学研究科	修士課程1年	鈴木 健太	<a href="mailto:k065608@edu.imc.tut.ac.jp">k065608@edu.imc.tut.ac.jp</a>
工学部建設工学科	学部4年	櫻井 真人	<a href="mailto:m053620@edu.imc.tut.ac.jp">m053620@edu.imc.tut.ac.jp</a>

(c) 業務の目的

本研究では有開口耐震壁を対象として開口数および開口位置の違いが耐力、変形性能および破壊性状に及ぼす影響について実験的に検討する。

(d) 5ヵ年の年次実施計画（過去年度は、実施業務の要約）

- 1) 平成14年度：時刻暦地震応答解析に慣用されている耐震壁の復元力特性の妥当性、有効性を耐震壁単体の震動台実験<sup>1)</sup>（以下、震動台実験と呼称）の結果を用いて検証し、せん断スパン比が小さい試験体Aよりもせん断スパン比が大きい試験体Bの方が履歴曲線、応答変位のいずれにおいても実験結果と解析結果の対応は良好であることが確認できた。
- 2) 平成15年度：せん断スパン比の異なる鉄筋コンクリート造連層耐震壁の静的載荷実験<sup>2)</sup>（以下、H15年度実験と呼称）を実施し、震動台実験との比較を行い、耐震壁の動的挙動と静的挙動の違いを大略把握することができた。
- 3) 平成16年度：繰り返し回数の異なる鉄筋コンクリート造連層耐震壁の静的載荷実験<sup>3)</sup>（以下、H16年度実験と呼称）を実施し、H15年度実験の結果と比較・検討を行い、静的挙動に及ぼす載荷サイクル数の影響を把握することができた。
- 4) 平成17年度：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の静的および動的載荷実験<sup>4)</sup>（以下、H17年度実験と呼称）を実施し、耐震壁の力学的挙動に及ぼす載荷速度の影響を把握することができた。
- 5) 平成18年度：鉄筋コンクリート造有開口連層耐震壁の静的載荷実験を実施し、同一開口周比であっても開口数および開口位置の違いにより、耐力、変形性能および破壊性状に顕著な差異が認められることを明らかにする。また、既往のせん断耐力評価式によって安全側に評価できることを示す。

(e) 平成 18 年度業務目的

開口周比を同一とした RC 造有開口耐震壁 3 体について、開口位置および開口数をパラメータとした静的載荷実験を行い、それらの構造特性を比較検討する。

(2) 平成 18 年度の成果

(a) 業務の要約

本研究では開口の大きさ、形状、位置、個数を構造因子とした有開口連層耐震壁の構造実験を実施し、破壊性状、履歴特性、変形状、せん断耐力等の力学的性状を明らかにした。また、現行の有開口耐震壁の終局耐力評価式による計算値と実験結果の比較を行い、評価式は実験結果に対して安全側の評価を与えるが、その予測精度はかなり低いことを示した。

(b) 業務の実施方法 (H18 年度実験の計画概要)

1) 試験体

本実験では、中低層建物の鉄筋コンクリート造連層耐震壁の下層部を想定した試験体を用いる。試験体は、約 1/3 スケールで 3 体計画する。基本的な試験体断面形状は、平成 15 年度の実験と同様なものである。試験体 3 体の内訳は、開口数が 1 つのものが 1 体 (W01) および 2 つのものが 2 体である。また、2 つ開口の試験体は、開口位置が中央によったもの (W02) と両端に離れたもの (W03) とした。開口周比はどの試験体もほぼ 0.4 である。せん断スパン比は 1.38、耐震壁は壁内法高さ 800mm、内法長さ 1600mm および壁厚 80mm であり、側柱断面は 200mm 角で、壁内の梁は幅が 150mm、およびせいが 200mm である。表 1 に部材断面詳細を図 1～3 に、試験体の形状を図 4～6 に W01、W02 および W03 の試験体の配筋を示す。

表 1 部材断面詳細

		1層	2層
柱	B×D	200×200	
	主筋	12-D13( $p_g=3.8\%$ )	
	帯筋	2-D6@60( $p_w=0.53\%$ )	2-D6@50( $p_w=0.64\%$ )
	副帯筋	2-D6@120( $p_w=0.27\%$ )	-
梁	B×D	150×200	200×500(上部300は上部スタブ内に埋込)
	主筋	4-D10( $p_t=0.54\%$ )	
	帯筋	2-D6@100( $p_w=0.42\%$ )	
壁	壁厚	80	
	縦筋	D6@100千鳥( $p_s=0.4\%$ )	D6@100千鳥( $p_s=0.4\%$ )
	横筋	D6@100千鳥( $p_s=0.4\%$ )	
	開口補強筋	D10(縦・横・斜め)	

$F_c=27\text{MPa}$ , 柱主筋(SD390), その他(SD295A)

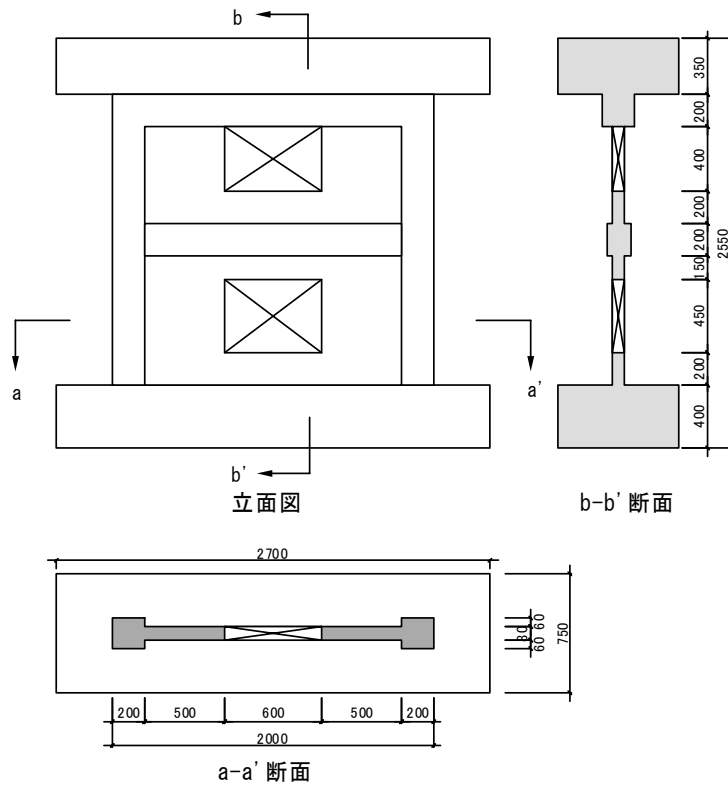


图 1 試驗体形状 (W01)

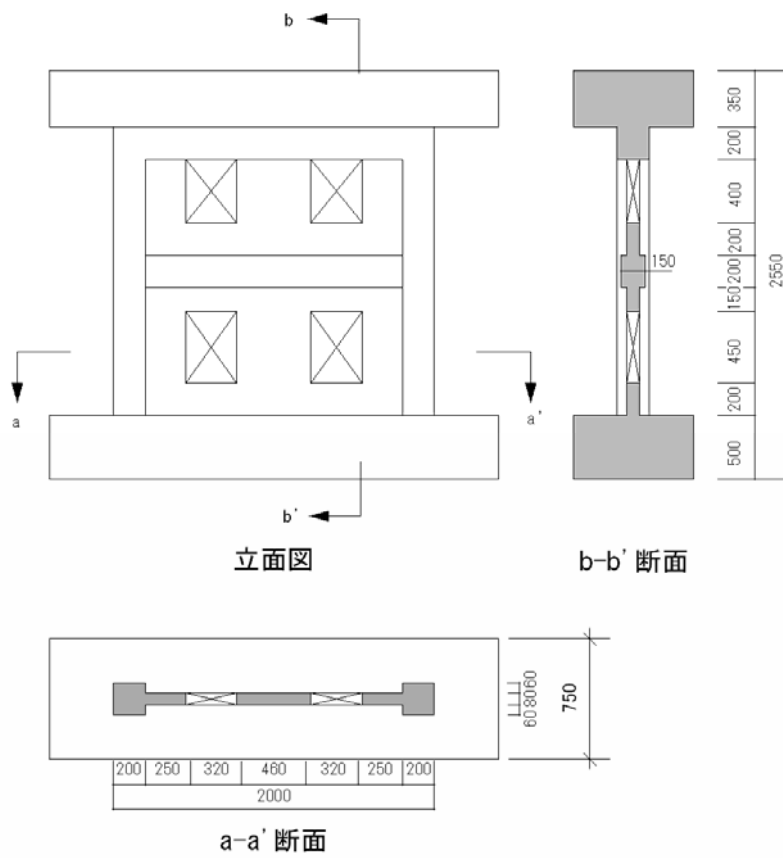


图 2 試驗体形状 (W02)

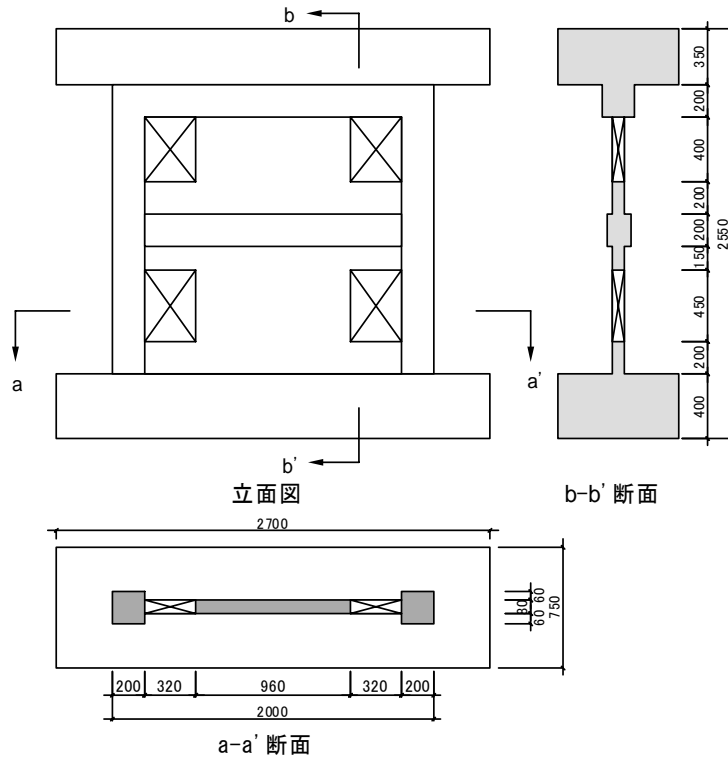


図3 試験体形状(W03)

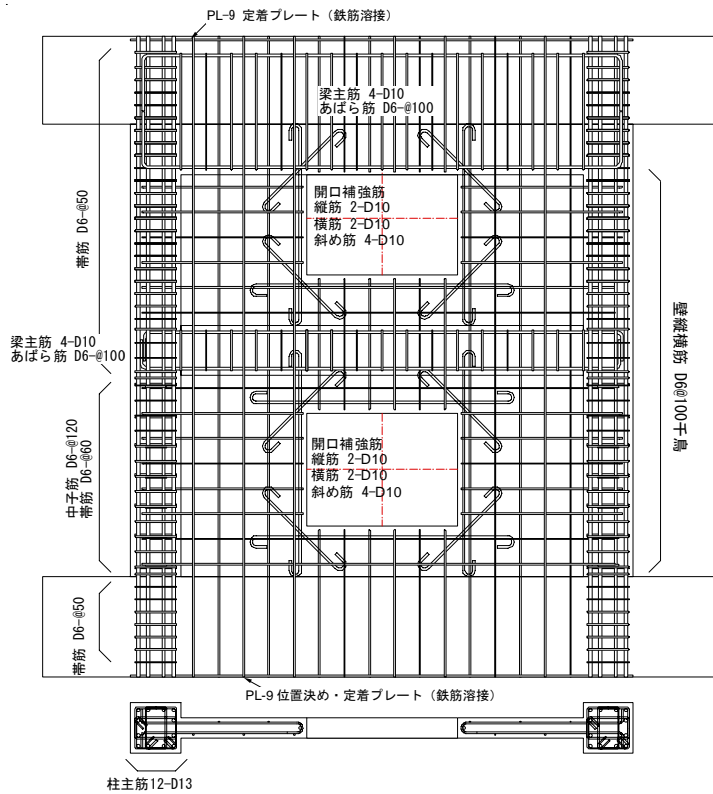


図4 配筋詳細(W01)

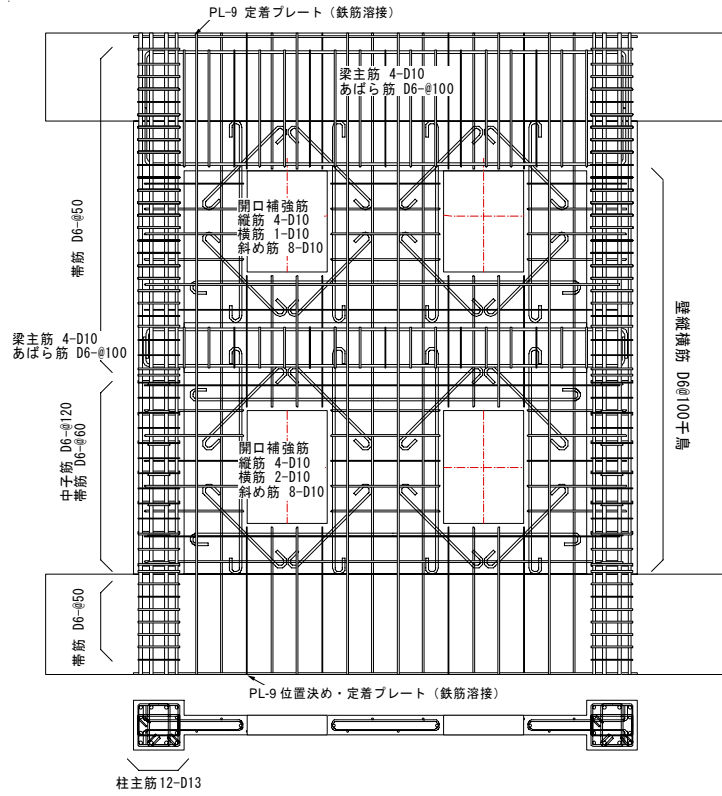


図5 配筋詳細(W02)

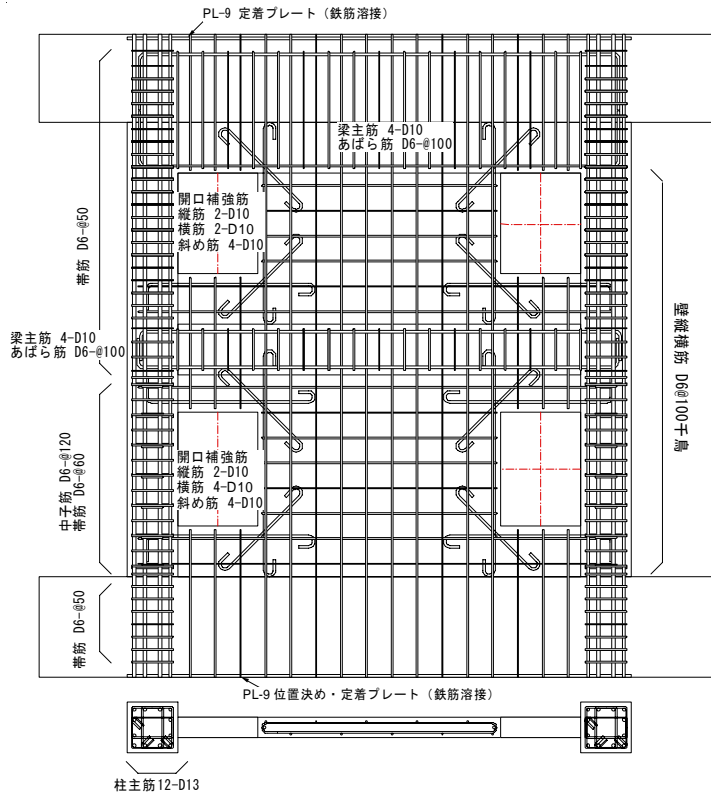


図6 配筋詳細(W03)

## 2) 材料特性

使用したコンクリートは呼び強度 21 N/mm<sup>2</sup>（実験時の目標圧縮強度が 27 N/mm<sup>2</sup>）である。コンクリートの打設は、基礎スタブ、壁部 1 層（2 層梁上端レベルまで）、壁部 2 層および上部スタブの 3 回に分けて行った。コンクリートの材料特性を表 2 に示す。1 層部のコンクリートが目標強度に比べて 2 割程度上回る強度となっている。

使用した鉄筋は SD295A の D6（壁筋、柱・梁横補強筋）と D10（梁主筋、開口補強筋）、SD390 の D13（柱主筋、スタブ幅止筋）と SD 345 の D25（スタブ筋）である。鉄筋の材料特性を表 3 に示す。

表 2 コンクリートの材料特性

試験体	部位	材齢 (日)	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )
WO1	1層壁部	38	32.9
	2層壁部	29	29.7
WO2	1層壁部	49	34.8
	2層壁部	40	29.5
WO3	1層壁部	44	34.9
	2層壁部	35	28.6

表 3 鉄筋の材料特性

種別・使用部位	降伏点(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(KN/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )
D6 (SD295A) 壁 柱・梁補強筋	336	211	565
D10 (SD295A) 梁主筋 開口補強筋	327	153	439
D13 (SD390) 柱主筋	422	173	562

## 3) 載荷計画

載荷は変位制御による水平力の正負繰返し載荷とし、試験体頂部の水平変位をその計測高さ、すなわち壁脚部からの高さ（h = 2000mm）で除した値を制御部材角として載荷を行った。載荷計画は表 4 に示す。また、シアースパン比が 1.38 となるように、左右の鉛直ジャッキにより各ステップで式 (2-1, 2-2) を満足する付加モーメントを与えた。図 7 に載荷装置概要図を示す。試験体設置状況の一例を写真 1 に示す。

表 4 載荷計画

R	$\delta$ (mm)	WO1	WO2	WO3
		サイクル(回)	サイクル(回)	サイクル(回)
1/1600	1.25	1	1	1
1/800	2.5	1	1	1
1/400	5	2	2	2
1/200	10	2	2	2
1/133	15	2	2	2
1/100	20	2	2	2
1/67	30	2	2	2
1/50	40	1	2	1
1/33	60	正方向のみ	1	正方向のみ
1/20	100		正方向のみ	

鉛直ジャッキ軸力算定式

$$N_e = \frac{N_c}{2} - \frac{Q}{l}(h-a) \quad (2-1)$$

$$N_w = \frac{N_c}{2} + \frac{Q}{l}(h-a) \quad (2-2)$$

ここに,

$N_e$  : 東側ジャッキの軸力 (kN)

$N_w$  : 西側ジャッキの軸力 (kN)

$N_c$  : 一定軸力 (=442kN)

$Q$  : せん断力 (kN)

$l$  : ジャッキ間の距離 (mm)

$h$  : 想定する加力高さ (mm)

$a$  : 実際の加力高さ (mm)

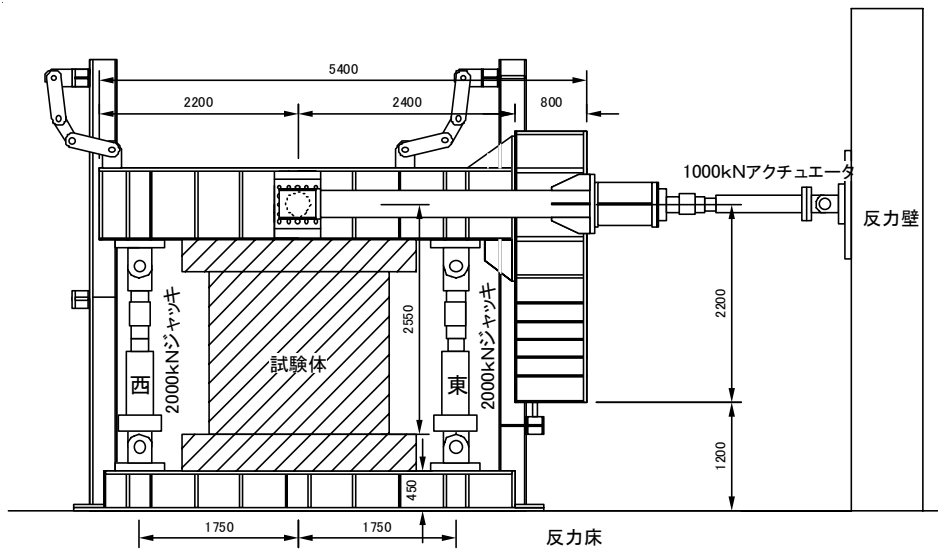


図7 試験体設置状況



写真1 荷装置全景



#### 4) 計測計画

変位計測位置を図8～10 歪ゲージ貼付位置を図11～13に示す。変位の測定箇所は、耐震壁2層目開口上部および一層目梁、一層目開口上下部の側柱の水平変位、側柱の軸方向変位、開口周辺の部分変位、壁脚部の鉛直変位である。ただし、試験体が大変形を起こす段階に実験が移行した時点で、計測可能範囲を超えて変位計が損傷する可能性のある箇所については適宜変位計の取り外しもしくは盛り替えを行った。

鉄筋のひずみは柱主筋、帯筋、壁縦横筋、開口補強筋、梁の主筋の主要位置を測定した。

载荷各サイクルのピーク時および除荷時にひびわれや破壊経過を1眼レフカメラやビデオカメラを用いて撮影した。ひびわれは新たに発生もしくは進展したものを順次マジックでなぞると同時にひびわれ図をスケッチした。また、载荷各サイクルのピーク時および除荷時にひびわれ幅をクラックスケールで目視により計測した。

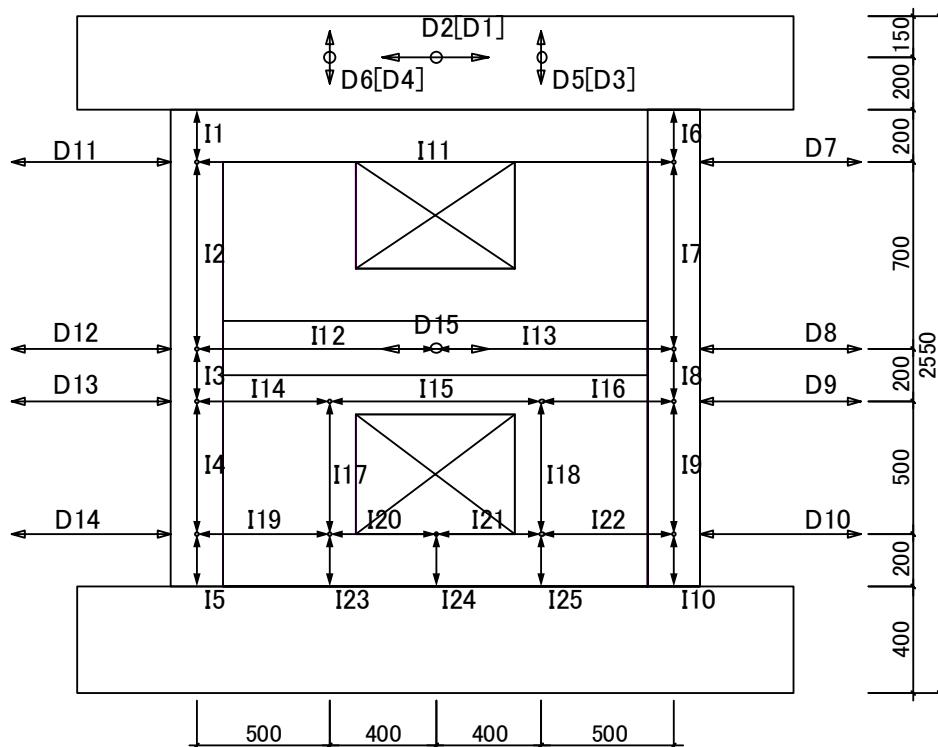


図8 変位計設置位置 (W01)

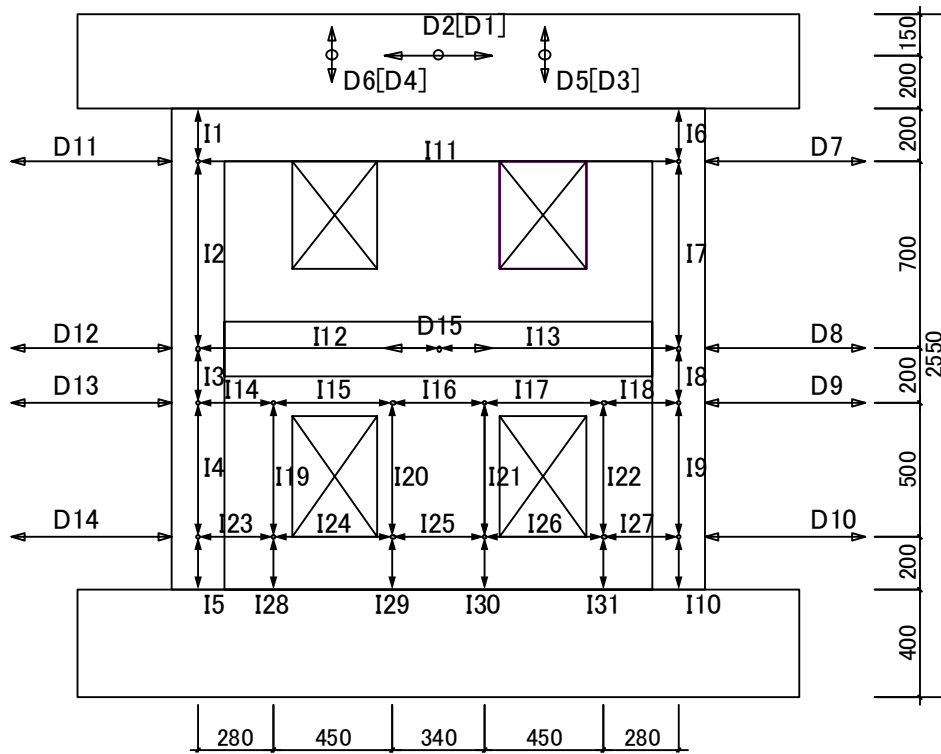


図9 変位計設置位置 (W02)

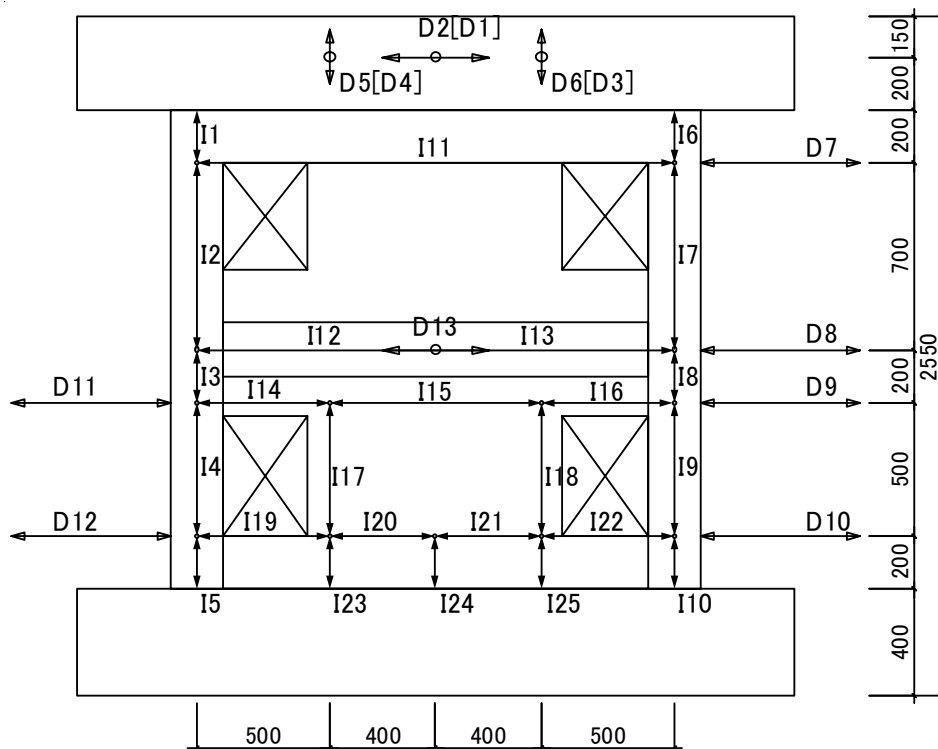


図10 変位計設置位置 (W03)

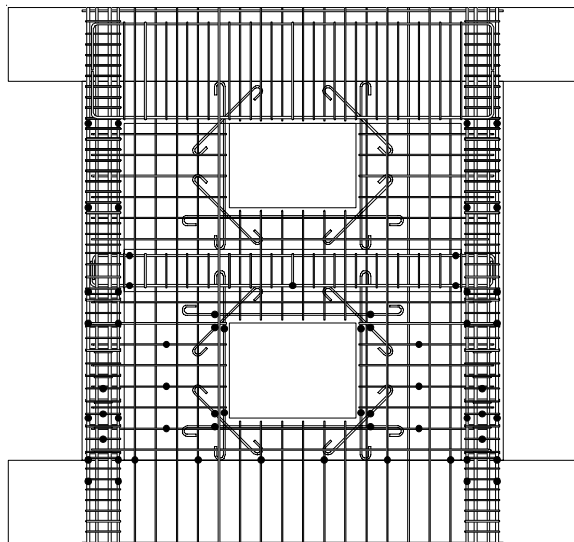


図 11 歪ゲージ位置 (W01)

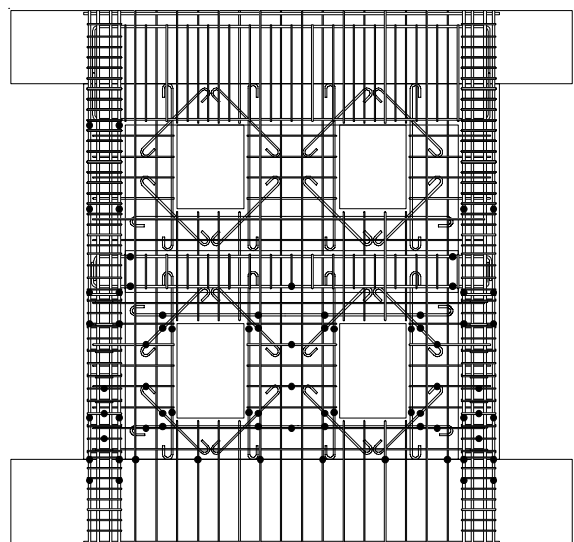


図 12 歪ゲージ位置 (W02)

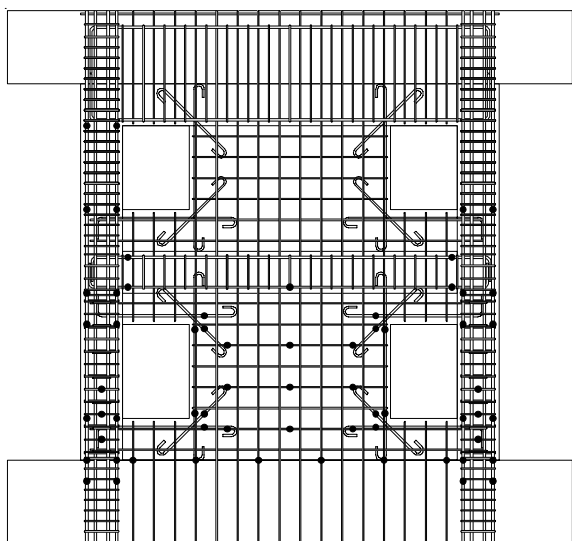


図 13 歪ゲージ位置 (W03)

### 5) 試験体の諸強度

耐力算定結果および実験結果を表 5 に示す。曲げ強度は実用略算式, せん断強度は実験値を平均的にまるめたものである広沢式, 靱性保証型指針のせん断強度式<sup>5)</sup>にて求めた。なお, 耐力算定には材料試験結果(表 2, 表 3 参照)の値を用いて算定した。

表 5 耐力算定結果および実験結果

	せん断終局強度(広沢式)	曲げ終局強度	実験値	
			正載荷	負載荷
WO1	370	613	542	-543
WO2	362	624	473	-469
WO3	362	624	555	-552

(単位はKN)

(c) 業務の成果 (H18 年度実験の結果概要)

1) 破壊性状

図 14~16 に各試験体の各制御変位でのひび割れ状況をそれぞれ示す。

a) 試験体 W01

R=1/133rad. の正載荷・第 1 サイクルで、正載荷での最大耐力 534KN を記録した。1 層西側袖壁から梁中央部、2 層東側袖壁と壁板全体にかけてせん断ひび割れがみられた。負載荷・第 1 サイクルで、負載荷での最大耐力-543KN を記録した。1 層東側袖壁から 1 層目梁中央部、2 層西側袖壁から壁板全体にせん断ひび割れが発生し、コンクリートの剥落を確認した。R=1/100rad. では、2 層袖壁の圧壊が進行し、1 層壁部でもコンクリートの剥落がみられるようになった。R=1/67rad. では、2 層柱頭部と 1 層柱脚部でせん断ひび割れがみられ、2 層壁板の圧壊が進行した。R=1/50rad. で 2 層東側柱がせん断破壊した後、R=1/33rad. の載荷を行い、計測を終了した。

b) 試験体 W02

R=1/200rad. の負載荷・第 1 サイクルで、負載荷での最大耐力-468.5KN を記録した。1, 2 層袖壁にせん断ひび割れの伸展がみられた。R=1/133rad. の正載荷・第 1 サイクルで、正載荷での最大耐力 473KN を記録した。また、中央壁板のコンクリートの剥落がみられた。1 層柱脚部でもせん断ひび割れがみられた。R=1/100rad. では、1, 2 層中央壁板に加え 1 層袖壁でもコンクリートの剥落がみられた。また、試験体全体がフレームの挙動に近い動きを示すようになった。R=1/67rad. では中央壁板の圧壊が進行し、柱部のせん断ひび割れもさらに進展した。また、梁西端部でせん断ひび割れの進展がみられた。R=1/50rad. で 1 層西側梁端部が降伏した。R=1/33rad. では耐力低下や試験体の損傷に大きな変化がみられなくなったため、R=1/20rad. で計測を終了した。

c) 試験体 W03

R=1/133rad. では、2 層中央袖壁でコンクリートの剥落がみられた。R=1/133rad. の正載荷・第 1 サイクルで、正載荷での最大耐力 555KN を記録した。また R=1/133rad. の負載荷・第 1 サイクルで、負載荷での最大耐力-552KN を記録した。R=1/100rad. では、2 層柱頭部のせん断ひび割れが伸展した。R=1/100rad. の負載荷・第 1 サイクルでは、2 層中央部壁板でコンクリートの剥落もみられた。R=1/67rad. で 2 層中央部袖壁での圧壊は 2 層のほぼ全体に及んだ。また、2 層柱部がせん断破壊をおこした。急激な耐力低下がみられたため、R=1/50rad. の載荷を 1 サイクル行った後、R=1/33rad. のサイクルで載荷を行い、計測を終了した。

以上のように、試験体 W01 は左右腰壁が圧壊した後、2 層東部柱がせん断破壊した。これに対し、試験体 W02 は柱、梁がフレームに近い挙動を示した後、梁端部が降伏した。そして試験体 W03 は 1 層にひびわれがほとんどみられなくなった後、2 層全体がせん断破壊した。このように各試験体とも破壊性状は開口の数および位置の違いによって異なることがわかる。

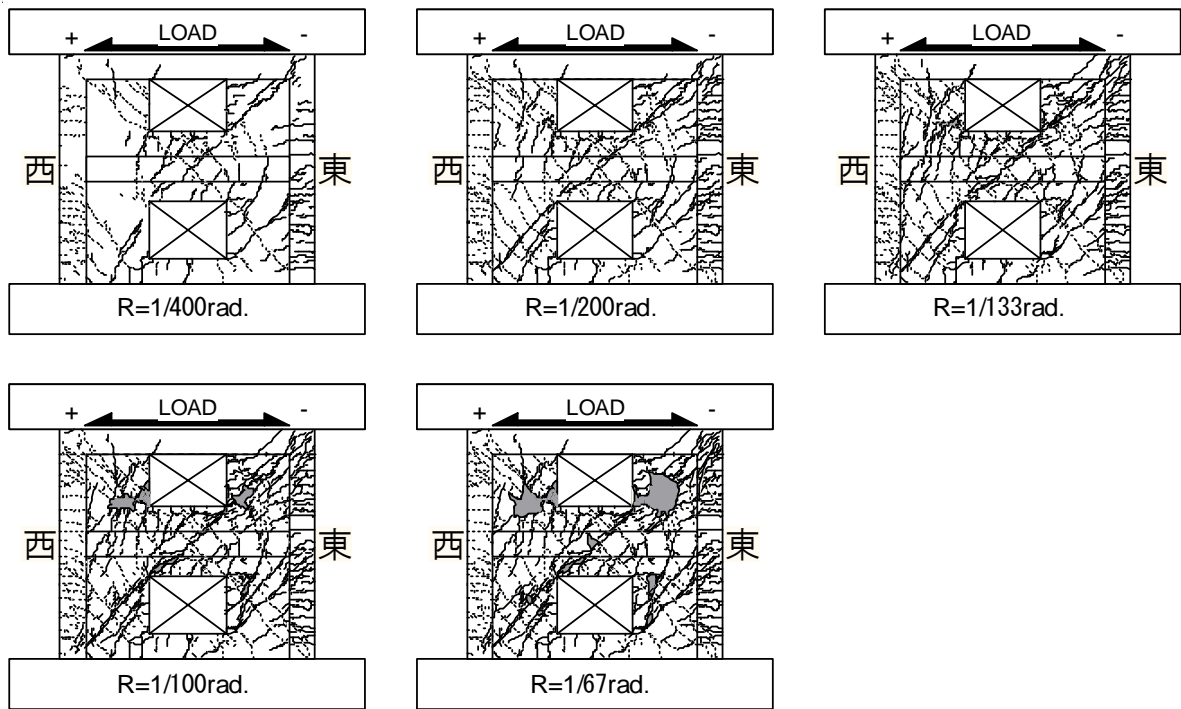


図 14 ひび割れ図 (W01)

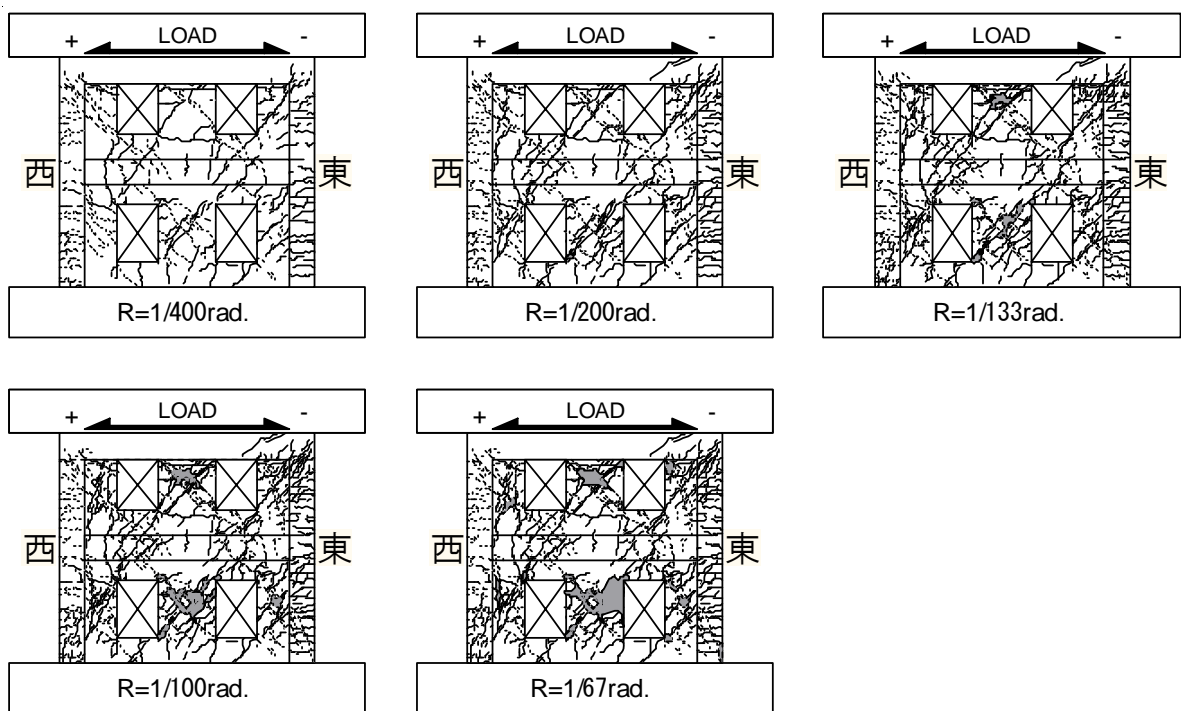


図 15 ひび割れ図 (W02)

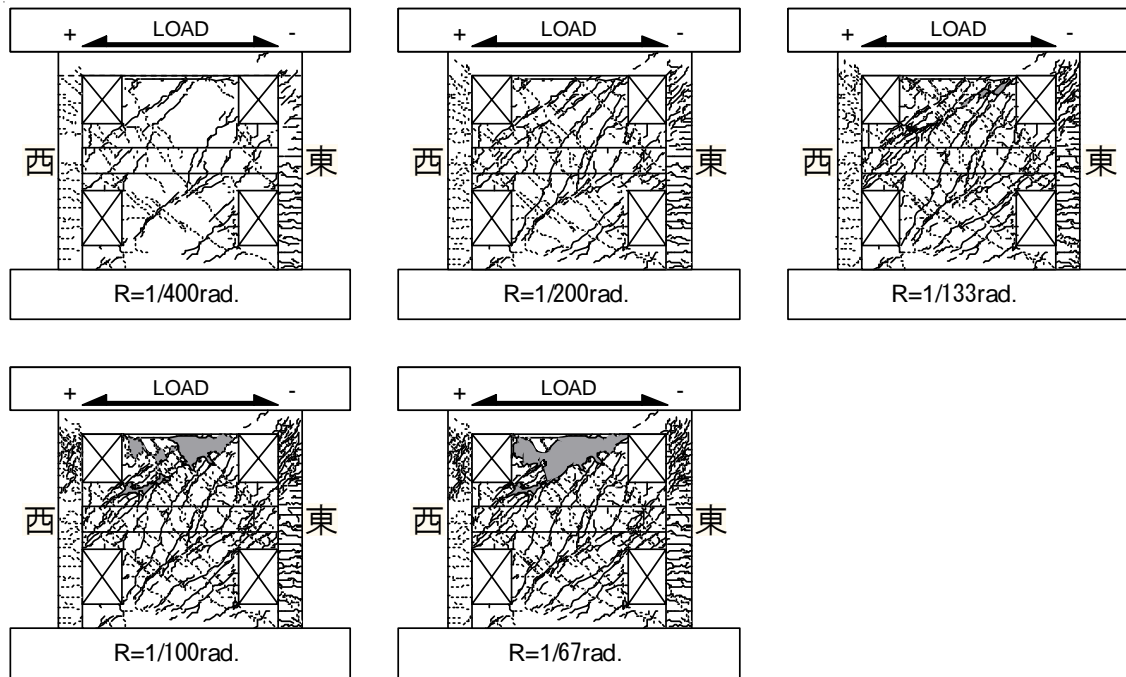


図 16 ひび割れ図 (W03)

## 2) 履歴特性

各試験体の荷重変形関係に算定した曲げ強度、せん断強度を重ねたものを図 17～19 に示す。

試験体 W01 は、 $R=1/1600\text{rad.}$  のサイクルまでほぼ弾性範囲内であり、 $R=1/800\text{rad.}$  のサイクルから剛性低下がみられた。 $R=+1/133\text{rad.}$  (1) のサイクルで正載荷における最大耐力 534KN を記録した。その後  $R=-1/133\text{rad.}$  (1) のサイクルで負載荷における最大耐力-543KN を記録した。以後、サイクルを繰り返すごとに  $R=1/50\text{rad.}$  のサイクルまで徐々に耐力を低下させていった。

試験体 W02 は、 $R=1/800\text{rad.}$  のサイクルまでほぼ弾性範囲内であり、 $R=1/400\text{rad.}$  のサイクルから剛性低下がみられた。 $R=-1/133\text{rad.}$  (1) のサイクルで負載荷における最大耐力-468.5KN を記録した。その後  $R=+1/200\text{rad.}$  (1) のサイクルで正載荷における最大耐力 473KN を記録した。以後、試験体 W01 と同様に徐々に耐力を低下させていったが、 $R=1/50\text{rad.}$  のサイクルから著しい耐力低下がみられなくなった。

試験体 W03 は、 $R=1/1600\text{rad.}$  のサイクルまでほぼ弾性範囲内であり、 $R=1/800\text{rad.}$  から剛性低下がみられた。 $R=+1/133\text{rad.}$  (1) のサイクルの載荷途中で正載荷の最大耐力 555KN を記録した。最大耐力に達した直後は急激に耐力低下させた。その後、 $R=-1/133\text{rad.}$  (1) のサイクルで負載荷における最大耐力-552KN を記録した。以後、試験体 W01 と同様にサイクルを繰り返すごとに徐々に耐力を低下させていった。

また、試験体 W01 から W03 までの荷重変形関係を比較すると、各試験体とも初期剛性に大きな違いはみられなかった。また、最大耐力に対する最終サイクルでの耐力保持率は試験体 W02 が 50% と最も大きく、次いで試験体 W01 が 40%、W03 が 10% となった。先述の破壊性状と併せると、試験体 W02 においては、1 層の中央部の壁板の損傷が激しくせん断破壊による剥落がみられたのに対し、その他の梁・柱などの部材の損傷は比較的小さく、それらがフレームに近い挙動をしたことで耐力

の低下は緩やかになったと考えられる。これに対し試験体 W01, W03 においては、どちらも壁板の損傷が進行したときに耐力が低下した後、柱が降伏したことでさらに低下していることから試験体 W02 と比べて耐力の低下が大きくなったと考えられる。

最大耐力は試験体 W01, W03 がほぼ同じ値なのに対して試験体 W02 は低い値を示した。各試験体をせん断破壊型として設定したため、計算値のせん断耐力に達したが曲げ耐力には達しなかった。

また、各開口周比を用いた RC 基準式では各試験体とも安全側に評価できていること示す結果となったが、精度良く耐力を評価できるとは言い難い。

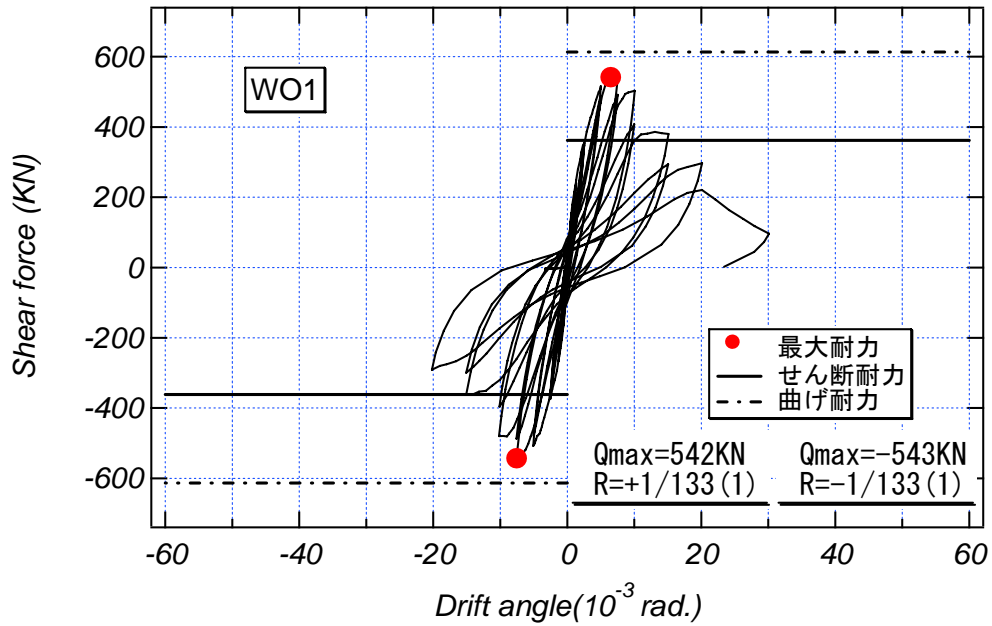


図 17 せん断力—部材角関係

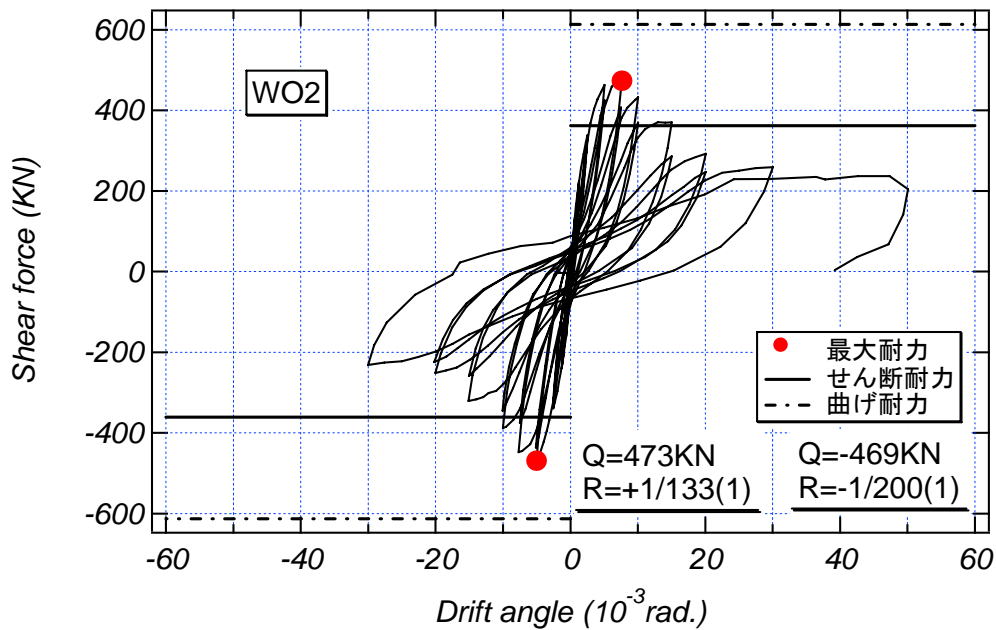


図 18 せん断力—部材角関係

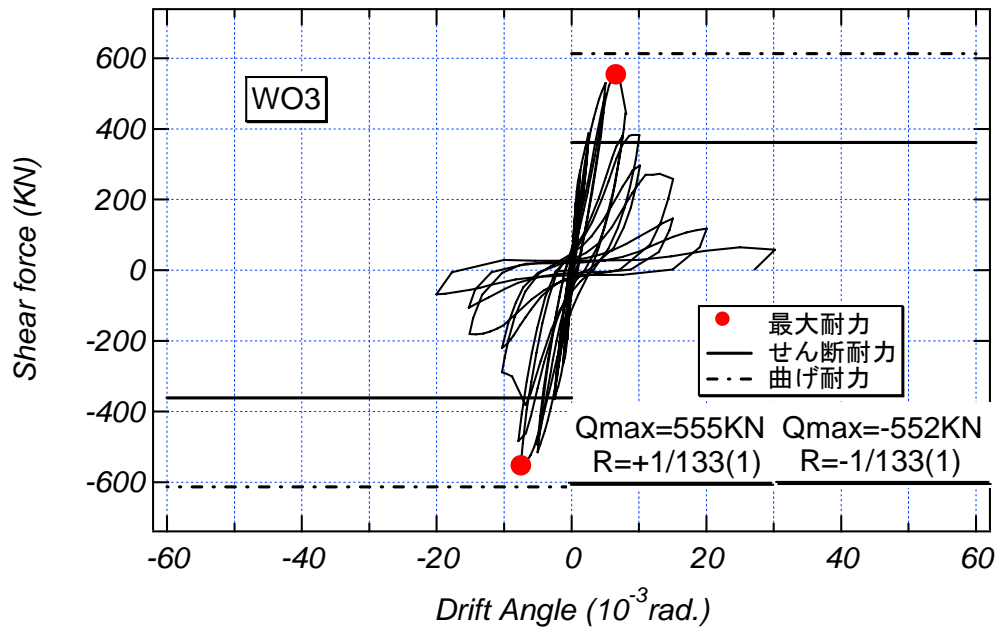


図 19 せん断力一部材角関係

### 3) 累積消費エネルギー

各試験体の累積損傷エネルギーを各サイクルの载荷終了時ごとにプロットしたものを図 20 に示す。累積損傷エネルギーは図 17～19 のせん断力一部材角関係図から得られる各サイクルまでの履歴曲線の面積を累積したものである。

各試験体とも、 $R=1/200\text{rad}$  のサイクルまではエネルギーがほぼ同じである。破壊性状もエネルギーと同じように最大耐力の前までのひびわれの発生や進展の状況が各試験体でほぼ同じである。

一方で、最大耐力を記録した  $R=1/133\text{rad}$  のサイクルからは試験体によって損傷エネルギーに違いがみられるようになった。特に、 $R=1/67\text{rad}$  のサイクルにおいては、試験体 WO3 のエネルギー吸収量が他の試験体と比較して約 2/3 程度となっている。このときのせん断耐力と併せて考えると、 $R=1/133\text{rad}$  から  $1/100\text{rad}$  の範囲において、試験体 WO1, WO2 の耐力の低下は同程度であったのに対し、試験体 WO3 は耐力の急激な低下がみられた。また、破壊性状では、試験体 WO3 は他の試験体 WO1, WO2 と比べて破壊の進行が早かった。このことから、 $R=1/100\text{rad}$  では試験体 WO1, WO2 はエネルギーを吸収していたのに対し、試験体 WO3 では試験体がエネルギーを吸収することができずに壁板・柱へのひびわれや圧壊が現れるようになったと考えられる。



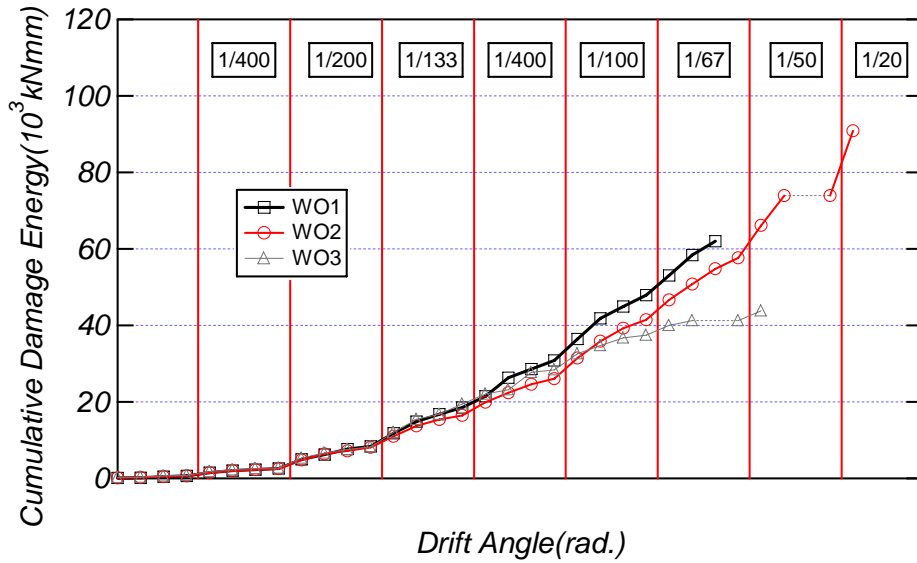


図 20 累積消費エネルギー

#### 4) 変形性能

##### a) 壁板の挙動

各試験体が最大耐力に達した後、耐力が低下する過程における各部材角毎の壁板の挙動を図 21～26 に示す。ここで、壁板の挙動とは図 8～10 に示される変位計 D7～D14, I1～I31 より得られた水平・鉛直方向の変形の計測データを 50 倍して示したものである。

試験体 W01～W03 をそれぞれ比較すると、最大耐力を迎える前の部材角  $R=1/200\text{rad.}$  のサイクルではいずれの試験体もほぼ同じ挙動を示している。開口部周辺も大きな変形はみられない。

続いて最大耐力を迎える  $R=1/133\text{rad.}$  のサイクルでは、試験体 W01, W02 は変わらず同じ挙動を示しているのに対し、試験体 W03 は W01, W02 と比べて 1 層部分の変形が小さくなっていることが分かる。

そして  $R=1/100\text{rad.}$  のサイクルでは、その傾向はさらに大きくなり、試験体 W01, W02 は壁板全体が 1 層脚部より変形しているのに対して、W03 は 1 層部分の変形は小さく、変わりに 2 層部分の変形が集中しているといえる。また開口部周辺の壁板の変形は次第に増加していることがわかる。

最後に  $R=1/67\text{rad.}$  のサイクルでは、試験体 W01, W02 では壁板の最上端の水平軸が傾いてきているのに対して W03 ではほとんど傾きはみられない。これより試験体 W01, W02 では、作用する水平荷重に対して連層全体で水平荷重に抵抗するような変形能となっている。これに対して試験体 W03 では、1 層部分の変形がほとんどなく、主に 2 層部分のみで水平荷重に抵抗するような変形能となったと考えられる。また、開口部周辺の変位はさらに大きくなっている。開口部周辺では最大耐力を記録した後からひび割れ・圧壊が目立つようになり、 $R=1/67\text{rad.}$  のサイクルでは剥落もかなり進行していた。

先述の破壊性状と併せると、試験体 W01, W02 では  $R=1/100\text{rad.} \sim 1/67\text{rad.}$  のサイクルで柱部分、特に 1 層柱脚部と 2 層柱頭部にせん断ひび割れが入っている。このことから、連層全体で水平力に抵抗していたものと考えられる。また、試験体 W03 においては破壊の進行がおもに 2 層部分でみられることから、2 層部分のみで水平力に抵抗していたといえる。このような挙動は载荷により

1・2層とも破壊が進行していたが、そのうちに2層の剛性が低下していったため、試験体 W03 の急激な耐力低下につながったと考えられる。また、2層のみで水平力に抵抗していた要因として開口の位置が柱と隣接していることが影響しているものと考えられる。

#### b) 曲率分布

各試験体の壁高さ方向の曲率分布を図 27 および図 28 に示す。曲率は、壁の高さ方向を 4 分割し、各変位計 (I1～I10) により測定した側柱伸縮量から、平面保持を仮定して各ブロックから算定して分割した各ブロックから算出した。

図 27 より、各試験体ともに  $R=1/1600\text{rad.} \sim 1/400\text{rad.}$  のサイクルにかけて、1層から2層にかけて曲率がなだらかに減少し、サイクルが進行するにつれ1層脚部に曲率が集中しはじめた。

一方、最大耐力を記録した  $R=1/200\text{rad.}$  以降のサイクルでは試験体によって曲率分布に違いがみられた。図 28 よりサイクル毎に各試験体の曲率分布を比較する。すると、試験体 W01, W02 ではサイクルが進行するにつれ1層脚部に曲率がさらに集中していった。加えて2層頭部にも曲率の集中がみられるようになった。これに対し、試験体 W03 では1層脚部よりも2層全体に曲率の集中がみられた。

これらの違いは、これまで述べてきたように試験体 W01, W02 は1・2層が一体となって挙動を示しているため、1層脚部・2層頭部に曲率が集中しているとみることができる。対して、試験体 W03 では1層ではなく2層の損傷が激しいという破壊性状を考慮すると、2層のみで抵抗しているような挙動なっているため、1層でみられる曲率は大幅に増加することではなく、2層の曲率のみがおもに増加していると考えられる。

#### c) 曲げ変形とせん断変形

各試験体の曲げ変形とせん断変形の割合を図 29～31 に示す。前項で求めた曲率により生ずる各区間の水平変位の和と回転による変形の和を足し合わせたものを曲げ変形とし、全体の水平変形から曲げ変形を除いたものをせん断変形とした。そして1層、2層および1層と2層を足し合わせた全層における曲げ変形とせん断変形の割合を求めた。

図 29 より、試験体 W01 の曲げ変形の割合は1層で 25～70%、2層で 7～18%、全層で 20～60%程度となった。各層を比較すると、いずれの変形角においても2層よりも1層の曲げ変形が大きいことがわかる。変形角毎にみると、どちらの層においても  $R=1/400\text{rad.}$  もしくは  $R=1/200\text{rad.}$  のサイクル以降は曲げ変形の割合は減少した。

図 30 より、試験体 W02 の曲げ変形の割合は1層で 18～52%、2層で 7～22%、全層で 17～62%程度となった。層毎や変形角毎に曲げ変形の割合を見たときの傾向は試験体 W01 とほぼ同様であった。

図 31 より、試験体 W03 の曲げ変形の割合は1層で 12～77%、2層で 1～35%、全層で 7～72%程度となった。層毎や変形角毎に曲げ変形の割合を見たときの傾向は試験体 W01, W02 とほぼ同様であった。

試験体毎に比較すると、いずれの試験体においても载荷初期では曲げ変形の割合は最大 60%程度である。しかし载荷が進むと曲げ変形の割合が 20%程度となり、せん断変形が曲げ変形を卓越する結果となった。

破壊性状とあわせてみると、いずれの試験体においても最大耐力を記録した  $R=1/200\text{rad.}$  のサイクル以降では曲げ変形の割合が減少しているが、曲げによる柱のひびわれの増加や進展はほとんど

どみられなくなり、せん断による破壊が進行している。また、柱の曲げによるひびわれは  $R=1/1600\text{rad.}$  や  $R=1/800\text{rad.}$  の荷重初期のサイクルでは1層のほうから発生している。試験体 W03 は最終的に2層での破壊となったが、試験体 W03 の2層における曲げ変形の割合は  $R=1/67\text{rad.}$  ではほぼ0に近くなり、曲げ変形がほとんど作用しなくなった。

以上をまとめると、曲げ変形とせん断変形の割合はいずれの試験体でもせん断変形が卓越しており、開口数や開口位置の違いによる差異はほとんどみられなかった。

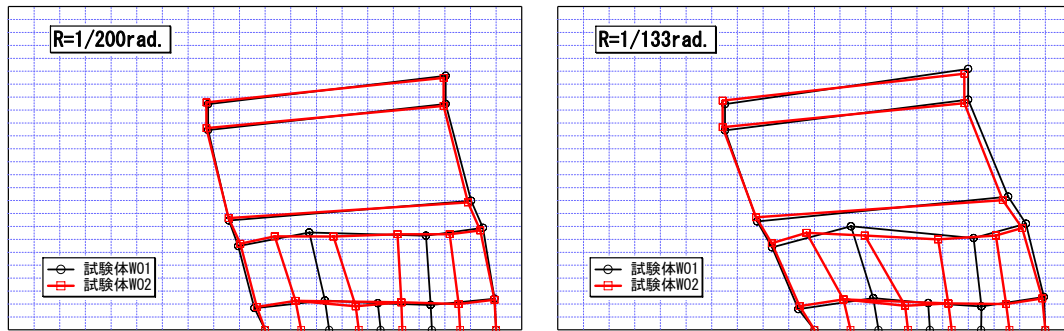


図 21 W01, W02 の壁板の挙動 ( $R=1/200\text{rad.} \sim 1/133\text{rad.}$ )

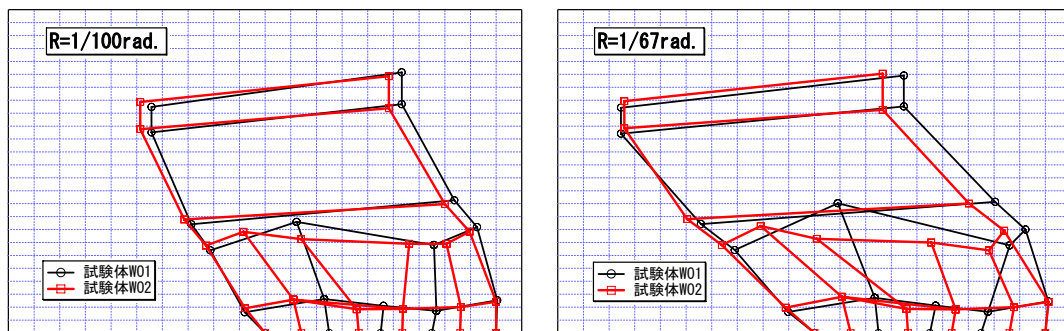


図 22 W01, W02 の壁板の挙動 ( $R=1/100\text{rad.} \sim 1/67\text{rad.}$ )

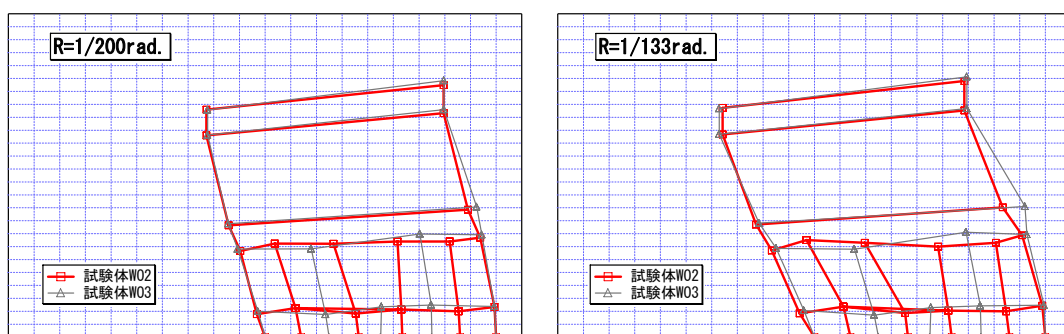


図 23 W02, W03 の壁板の挙動 ( $R=1/200\text{rad.} \sim 1/133\text{rad.}$ )

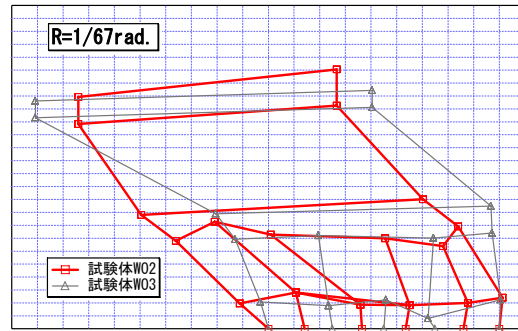
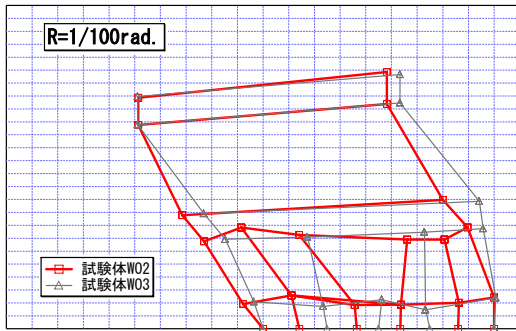


図 24 W02, W03 の壁板の挙動 (R=1/100rad. ~1/67rad.)

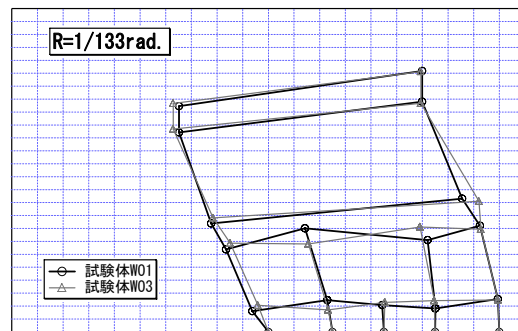
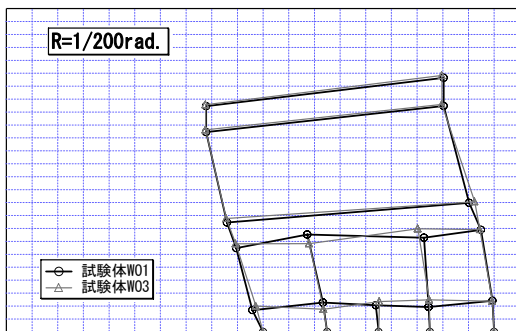


図 25 W01, W03 の壁板の挙動 (R=1/200rad. ~1/133rad.)

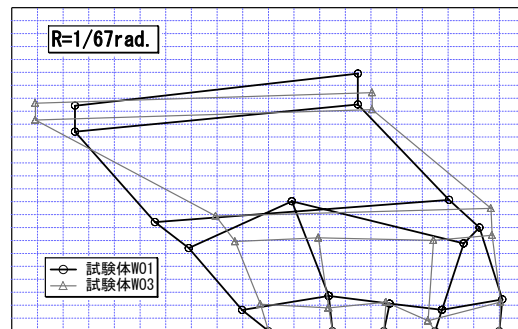
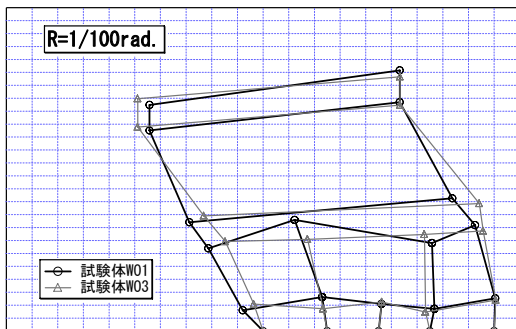


図 26 W01, W03 の壁板の挙動 (R=1/100rad. ~1/67rad.)

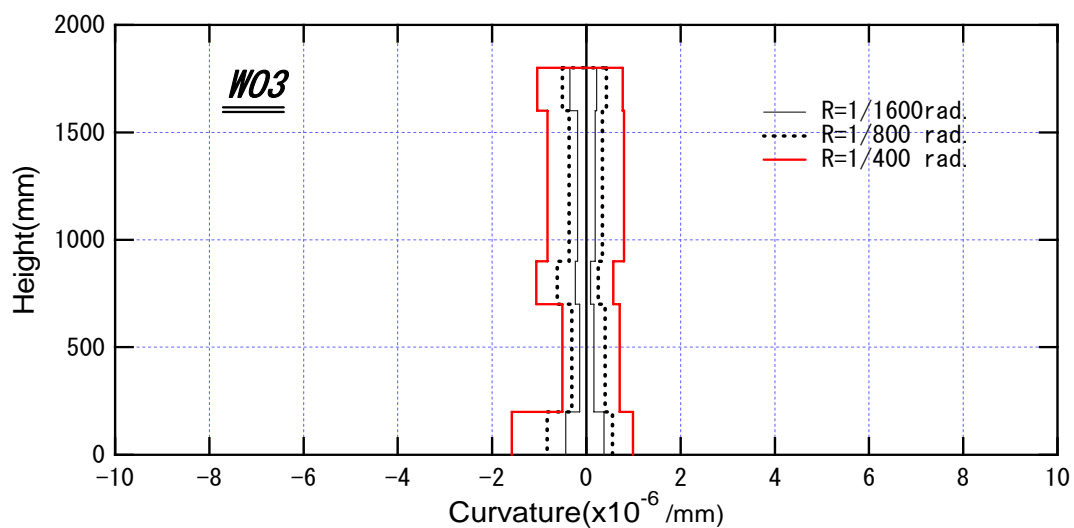
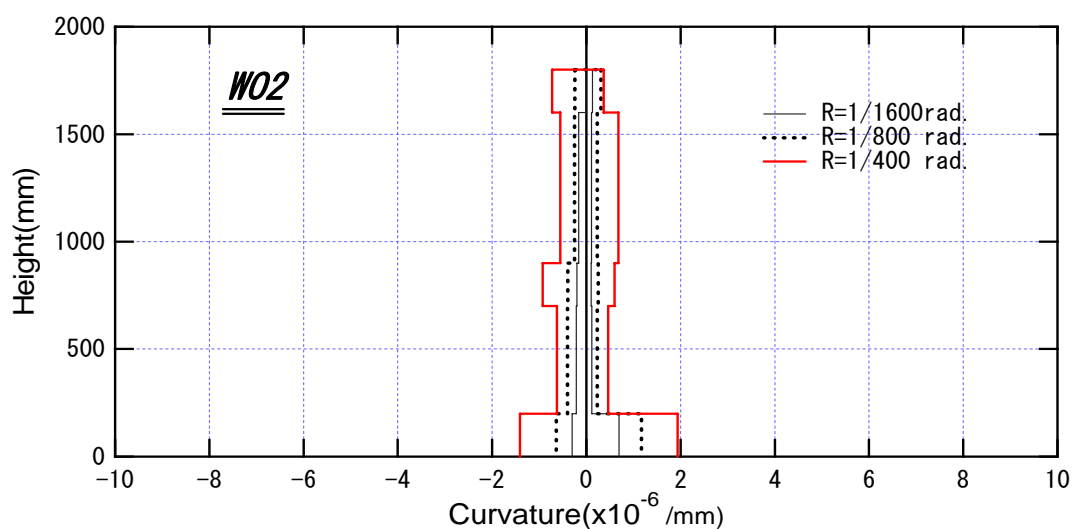
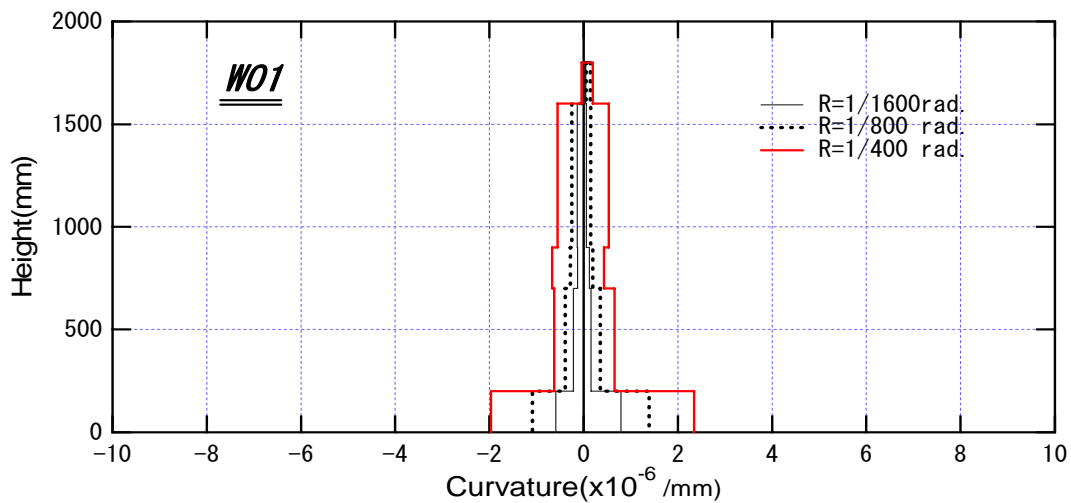


図 27 壁高さ方向の曲率分布 (試験体毎,  $R=1/1600\text{rad.} \sim 1/400\text{rad.}$ )

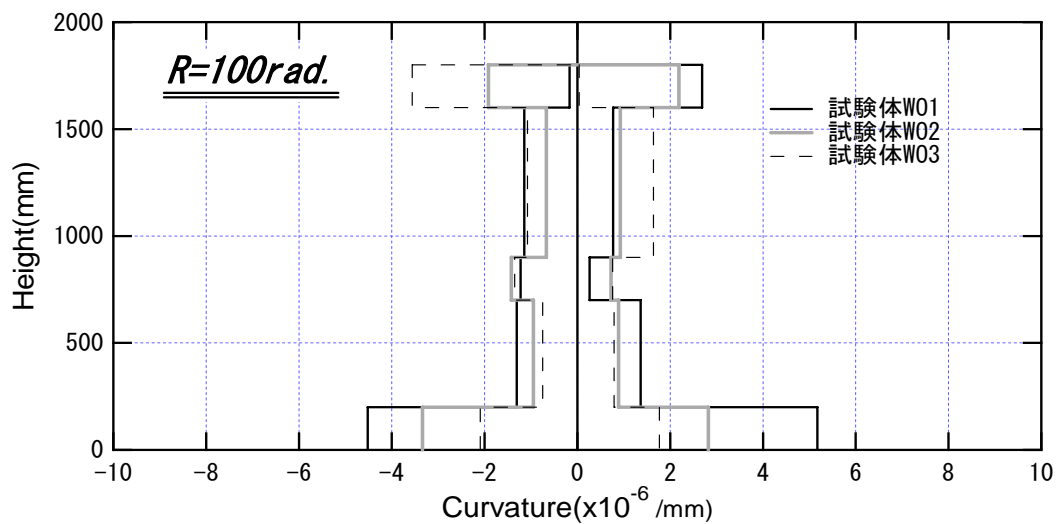
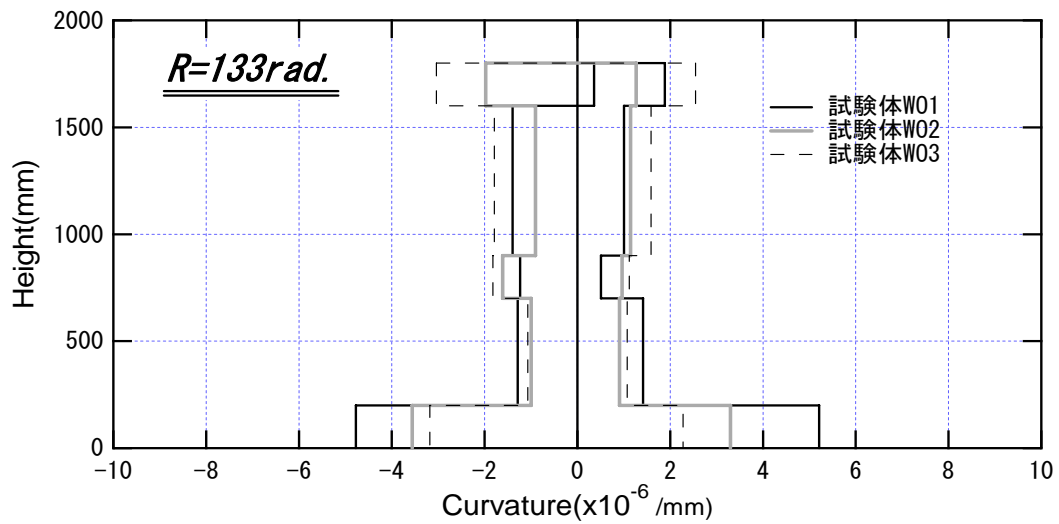
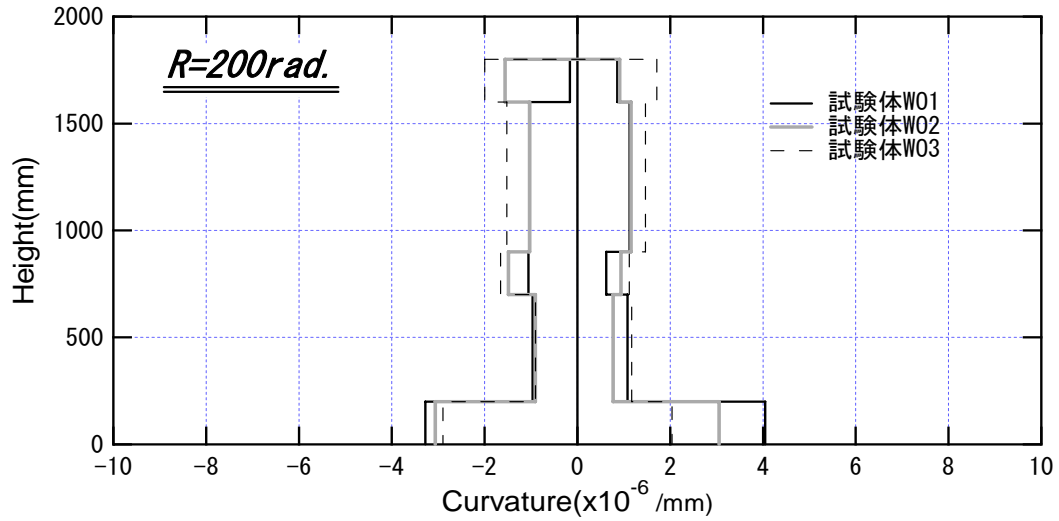


図 28 壁高さ方向の曲率分布 (サイクル毎,  $R=1/200\text{rad.} \sim 1/100\text{rad.}$ )

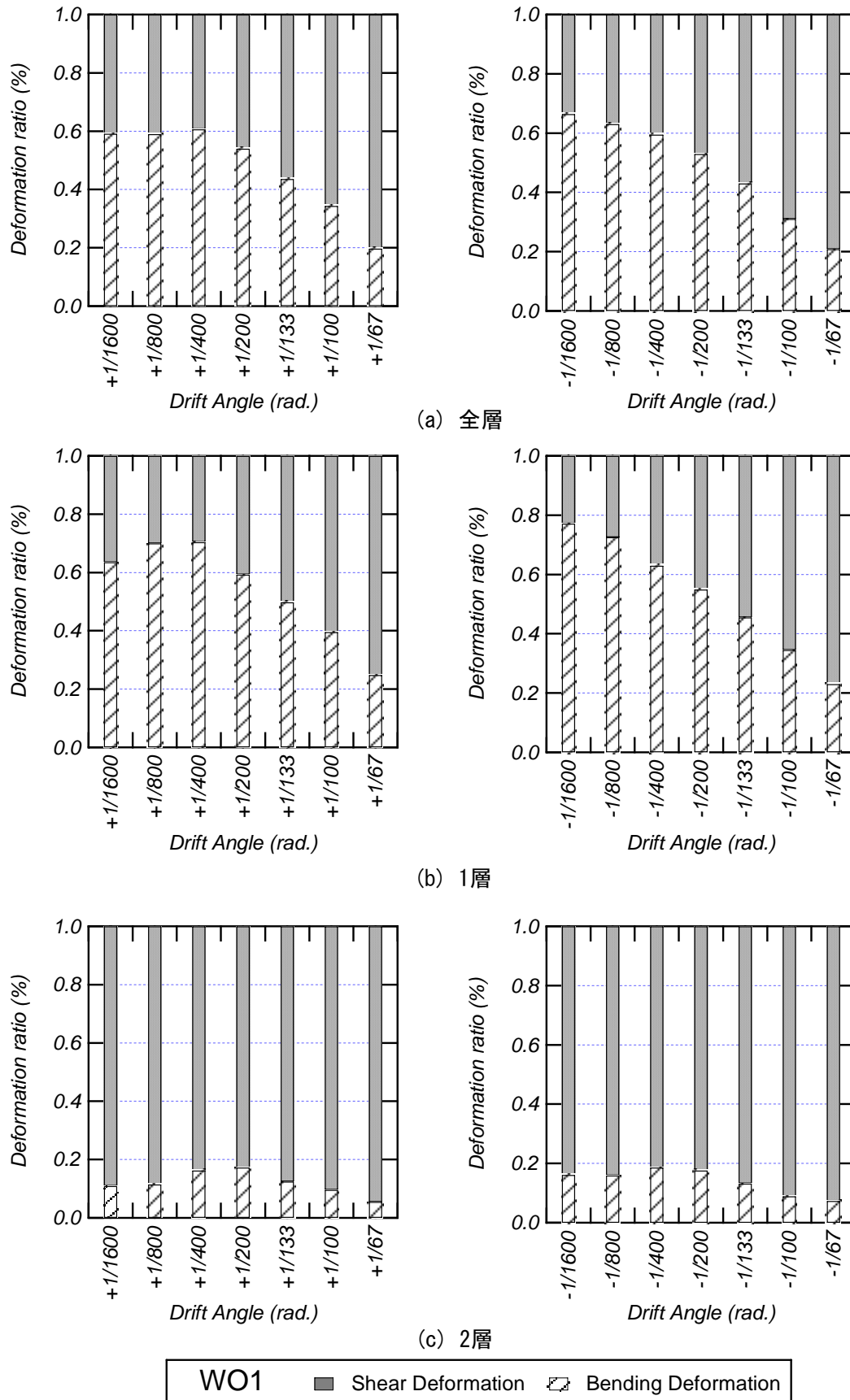


図 29 曲げ変形とせん断変形 (試験体 W01)

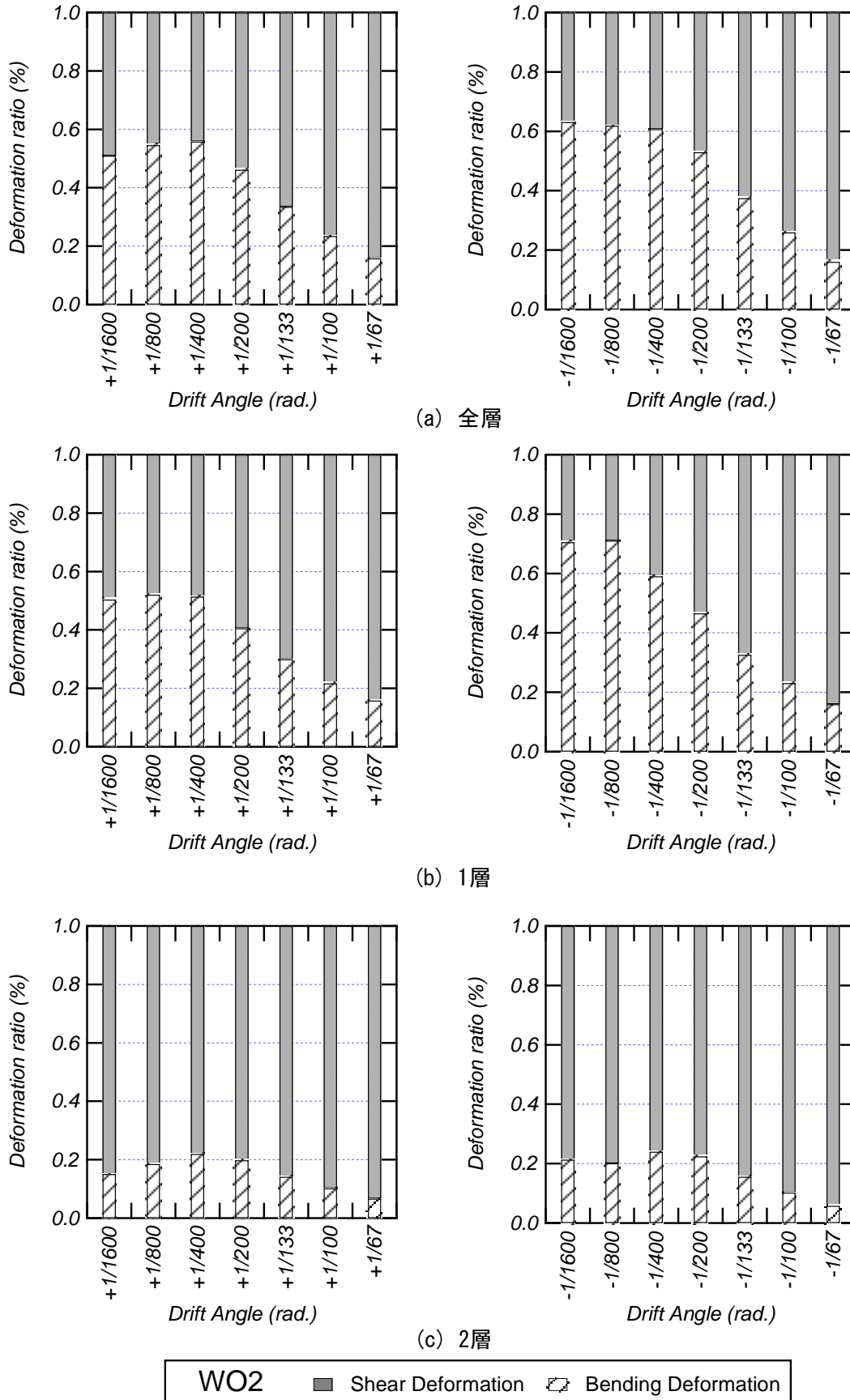


図 30 曲げ変形とせん断変形 (試験体 W02)



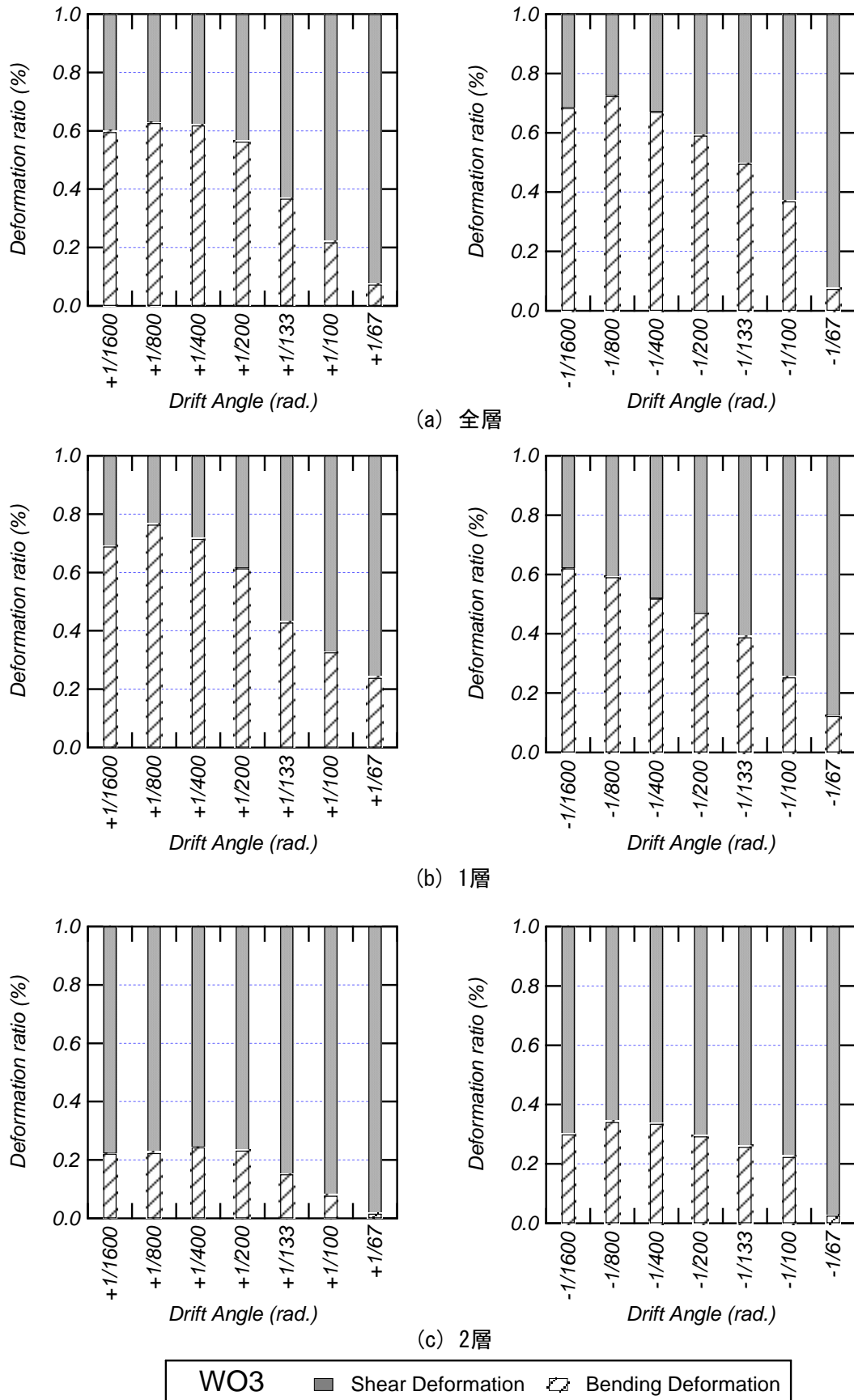


図 31 曲げ変形とせん断変形 (試験体 W03)

(d) 結論ならびに今後の課題

a) 本研究のまとめ

本研究では、RC 造有開口耐震壁の静的加力実験の実験結果について、耐震壁の破壊性状、履歴特性、変形性能を中心に述べた。以下に本研究によって得られた知見を示す。

- (1) 各試験体とも最大耐力後の破壊の経過にそれぞれ顕著な違いがみられ、最終的に開口の条件により異なる破壊過程を示した。履歴曲線においては最大耐力後の耐力低下の過程に違いがみられ、試験体 W02 はフレーム挙動に近い梁降伏機構を形成したため側柱はせん断破壊に至らず、最終サイクルまで一定の耐力を保持した。試験体 W03 は 2 層壁板のせん断破壊とともに急激な耐力低下が生じた。
- (2) 最大耐力は試験体 W01, W03 がほぼ同じ値なのに対し、試験体 W02 は他の 2 体と比べて小さい最大耐力を示した。さらに開口周比より算定する RC 基準式で求めたせん断強度計算値と実験値を比較すると各試験体とも安全側に評価となっているが、精度の面では十分とは言えない結果となった。
- (3) 耐力低下の過程の違いにより試験体のエネルギー消費量に違いがみられ、急激な耐力低下を起こした試験体 W03 は試験体 W01, W02 と比べてエネルギー吸収性能の乏しい挙動を示した。
- (4) 壁板の挙動や曲率分布等の比較において、試験体 W01, W02 は 1 層と 2 層全体で抵抗するような挙動を示したのに対し、試験体 W03 では最大耐力以降 1 層の変形はほとんどみられず、2 層のみにおいて変形する挙動を示した。
- (5) 各試験体とも全体変形の増加とともにせん断変形成分が増大する挙動を示し、開口数や開口位置の違いによる差異はほとんどみられなかった。

b) 今後の課題

本報告では開口数および開口形状の異なる 3 つの耐震壁について静的加力実験より基本的な構造性能を明らかにした。また、現行の算定基準ではいずれの方法においても算定値が実験値を上回ることはなく、本実験においては安全側に評価できる結果を示した。しかし、複数開口を有する耐震壁では開口の位置、形状によって複雑な破壊性状を示すため、十分な精度で評価することは困難であり、今後せん断強度評価法の開発に向けてさらに検討が必要である。具体的には、各試験体の応力伝達メカニズムを解析的に明らかにしていくことを今後の課題としている。

(e) 引用文献

- 1) 松井智哉, 秋田知芳, 壁谷澤寿海, 加藤敦, : 鉄筋コンクリート造耐震壁の動的実験, コンクリート工学年次論文集, vol. 25, No. 2, pp. 463-468, 2003. 7
- 2) 秋田知芳, 倉本洋, 松井智哉, 島崎伸彦: 鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験, コンクリート工学年次論文集, vol. 26, No. 2, pp. 577-582, 2004. 7
- 5) 島崎伸彦, 秋田知芳, 倉本洋: RC 造耐震壁の変形能力に及ぼす載荷サイクル数の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 469-474, 2005. 7
- 6) 秋田知芳, 島崎伸彦, 倉本洋: RC 造耐震壁の変形能力に及ぼす載荷速度の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28 No. 2, pp. 451-456, 2006. 7
- 7) 日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」1999. 8, pp. 209-211