

3.2.5 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的復元力特性モデルの構築に関する研究

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カ年の年次実施計画
- (e) 平成17年度業務目的

(2) 平成17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) 破壊状況
 - 2) 復元力特性
 - 3) 累積消費エネルギー
 - 4) 変形性能
 - 5) 壁面の水平方向の膨らみ
 - 6) 脚部変形
 - 7) 降伏強度に及ぼすひずみ速度の影響
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

(3) 平成18年度業務計画案

(1) 業務の内容

(a) 業務題目 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的復元力特性モデルの構築に関する研究

(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	kura@tutrp.tut.ac.jp
工学部建設工学系	助手	松井 智哉	matsui@tutrp.tut.ac.jp
大学院工学研究科	博士課程 1 年	秋田 知芳	akita@rcvx.tutrp.tut.ac.jp
大学院工学研究科	修士課程 2 年	島崎 伸彦	simazaki@rcvx.tutrp.tut.ac.jp

(c) 業務の目的

鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的耐震性能と静的耐震性能を比較することを目的として、平成 14 年度に独立行政法人防災科学技術研究所で実施した震動台実験に用いたものと形状・寸法および配筋が同一の試験体を製作し、せん断スパン比を実験変数とした静的加力実験（平成 15 年度）および水平加力における繰り返し回数を実験変数とした静的加力実験（平成 16 年度）をそれぞれ実施し、静的実験結果に基づいて当該耐震壁の復元力特性モデルを構築し、地震応答解析により震動台実験結果のシミュレーションを試み、動的挙動に及ぼす静的復元力特性の影響因子を検討してきた。

本研究では、上記研究成果を踏まえて、地震応答解析に適用できる鉄筋コンクリート造連層耐震壁の動的復元力特性モデルを構築することを目的とする。具体的には、形状・寸法、配筋および材料強度が同一の 2 体の連層耐震壁試験体を作成し、同じ実験装置を用いて載荷速度の異なる変位振幅漸増型の定常振動実験を実施する。さらに、実験結果に基づいて当該耐震壁の復元力特性をモデル化する際の動的特性の考慮要因を検討し、動的復元力特性のモデル化を試みる。

(d) 5 ヶ年の年次実施計画（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¹⁾（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²⁾（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³⁾（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（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：形状・寸法、配筋および材料強度が同一の 3 体のせん断破壊型の鉄筋コンクリート造有開口耐震壁試験体を作製し、2 体については同じ実験装置を用いてそれぞれ動的載荷および静的載荷を想定した振動数 1Hz 程度および 0.01Hz 程度の変位振幅漸増型の定常振動実験を実施する。また、これらの実験結果に基づいて当該耐震壁のひび割れ破壊性状、降伏強度、終局強度および履歴形状に及ぼす最大変位振幅および載荷速度の影響並びに補修後の復元力特性等を検討し、地震応答解析に適用できる動的復元力特性モデルの構築を試みる。

(e) 平成 17 年度業務目的

鉄筋コンクリート造連層耐震壁の力学的挙動に及ぼす載荷速度の影響の把握を目的としたものである。せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体それぞれについて、同じ実験装置を用いた動的載荷および静的載荷を想定した振動数 1Hz 程度および 0.01Hz 程度の変位振幅漸増型の定常振動実験を実施した。さらに、実験結果に基づいて当該耐震壁のひび割れ破壊性状、降伏強度、終局強度および履歴形状に及ぼす最大変位振幅および載荷速度等の影響を検討した。

(2) 平成17年度の成果

(a) 業務の要約

RC造耐震壁の力学的挙動に及ぼす載荷速度の影響を検討するために、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体それぞれについて、静的および動的載荷実験を実施した。その結果、両破壊モードともに、静的載荷と動的載荷で最大強度および急激な耐力低下が生じる部材角に違いはみられず、載荷速度が耐力および変形性能に及ぼす影響は小さいということ、曲げ破壊先行型の試験体において、動的載荷は静的載荷と比較して、壁脚部の浮き上がりが顕著となることで壁板の損傷が小さくなり、限界変形以降の耐力低下度合が少なくなるということが明らかとなった。

(b) 業務の実施方法（H17年度実験の計画概要）

1) 試験体

実験で用いた試験体は、壁フレーム形式のRC造建築物における連層耐震壁の下部2層を想定したものであり、縮尺は実大の約1/3としている。試験体は、せん断破壊先行型のものが2体（静的載荷を実施するものを試験体SSおよび動的載荷を実施するものを試験体SDと呼称）および曲げ破壊先行型のものが2体（同様に試験体FSおよびFDと呼称）の計4体である。試験体の破壊モードは、側柱の主筋量を変化させることによって区別しており、柱主筋、副帯筋を除くその他の配筋および形状・寸法は全て同一とした。耐震壁は壁内法高さ800mm、内法長さ1000mm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に試験体の形状を、図2および図3にそれぞれ、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体の配筋を示す。

実験変数は破壊モードに加えて載荷速度であり、動的載荷を想定したものを1Hz($R=1/100$ rad.以降アクチュエータの性能の制限により振動数を適宜変更)、静的載荷を想定したものを動的載荷の1/100の0.01Hzとした。

表1 部材断面詳細（単位：mm）

		せん断破壊先行型 (試験体SS、試験体SD)		曲げ破壊先行型 (試験体FS、試験体FD)	
柱(2F) 基礎 スタブ 接合部	B×D	200×200			
	主筋	14-D13($\rho_g=4.4\%$) SD390	8-D13($\rho_g=2.5\%$) SD295A		
	帯筋	2-D6@50($\rho_w=0.64\%$)			
	副帯筋	none			
梁(2F) スタブ内 300に飲込	B×D	200×200			
	主筋	4-D10($\rho_t=0.27\%$)			
	あばら筋	2-D6@100($\rho_w=0.42\%$)			
壁(2F)上部	壁厚	80			
	縦筋	D6@150($\rho_s=0.27\%$)			
柱(1F)	B×D	200×200			
	主筋	14-D13($\rho_g=4.4\%$) SD390	8-D13($\rho_g=2.5\%$) SD295A		
	帯筋	2-D6@60($\rho_w=0.53\%$)			
	副帯筋	2-D6@120($\rho_w=0.13\%$)	D6@60($\rho_w=0.13\%$)		
梁(1F)	B×D	150×200			
	主筋	4-D10($\rho_t=0.54\%$)			
	あばら筋	2-D6@100($\rho_w=0.42\%$)			
壁(1F)	壁厚	80			
	縦筋	D6@150($\rho_s=0.27\%$)			

$F_c=21\text{MPa}$, 特記なし(SD295A)

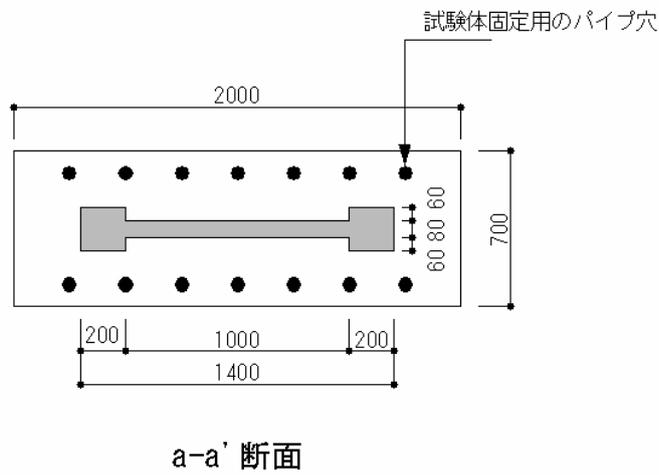
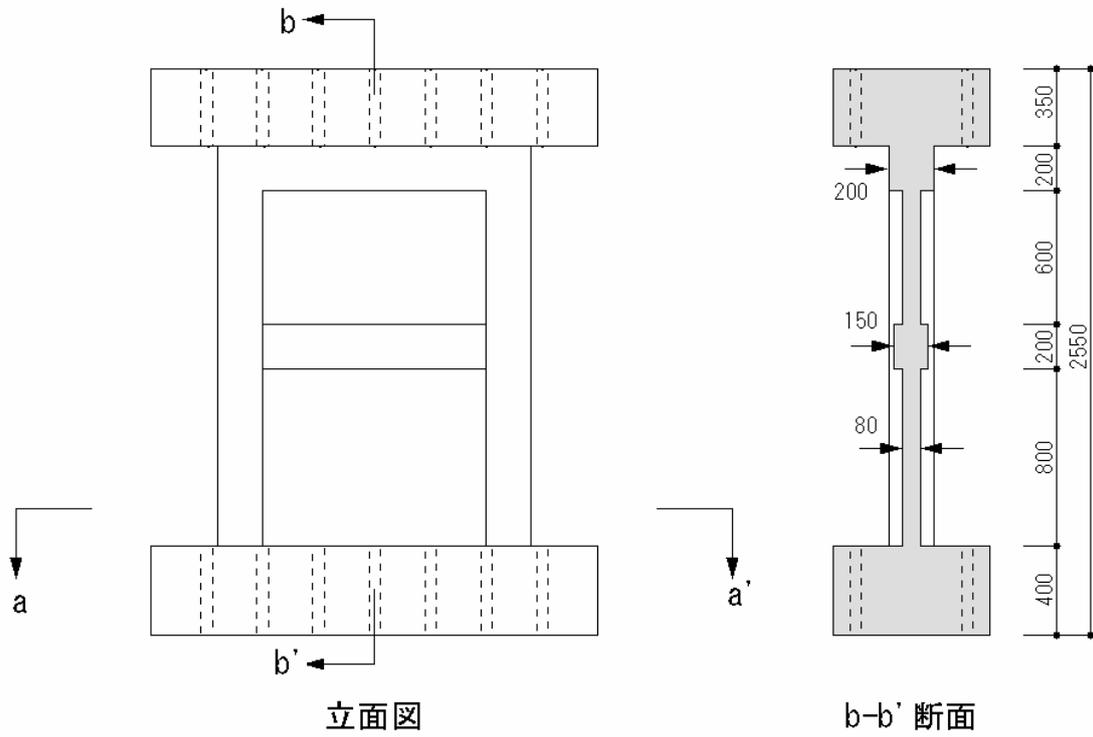


図 1 試験体形状

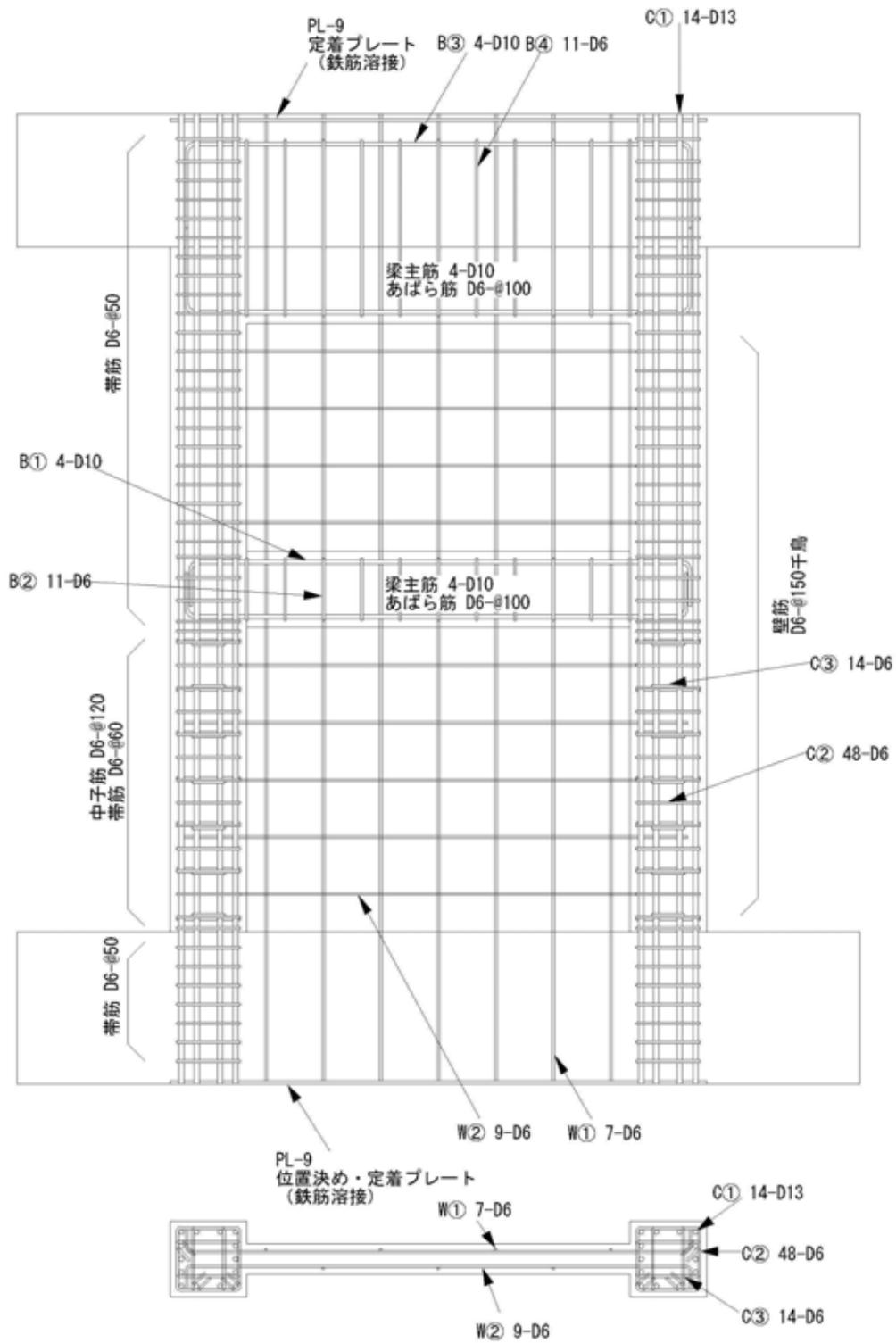


図2 試験体の配筋（せん断破先行壊型）

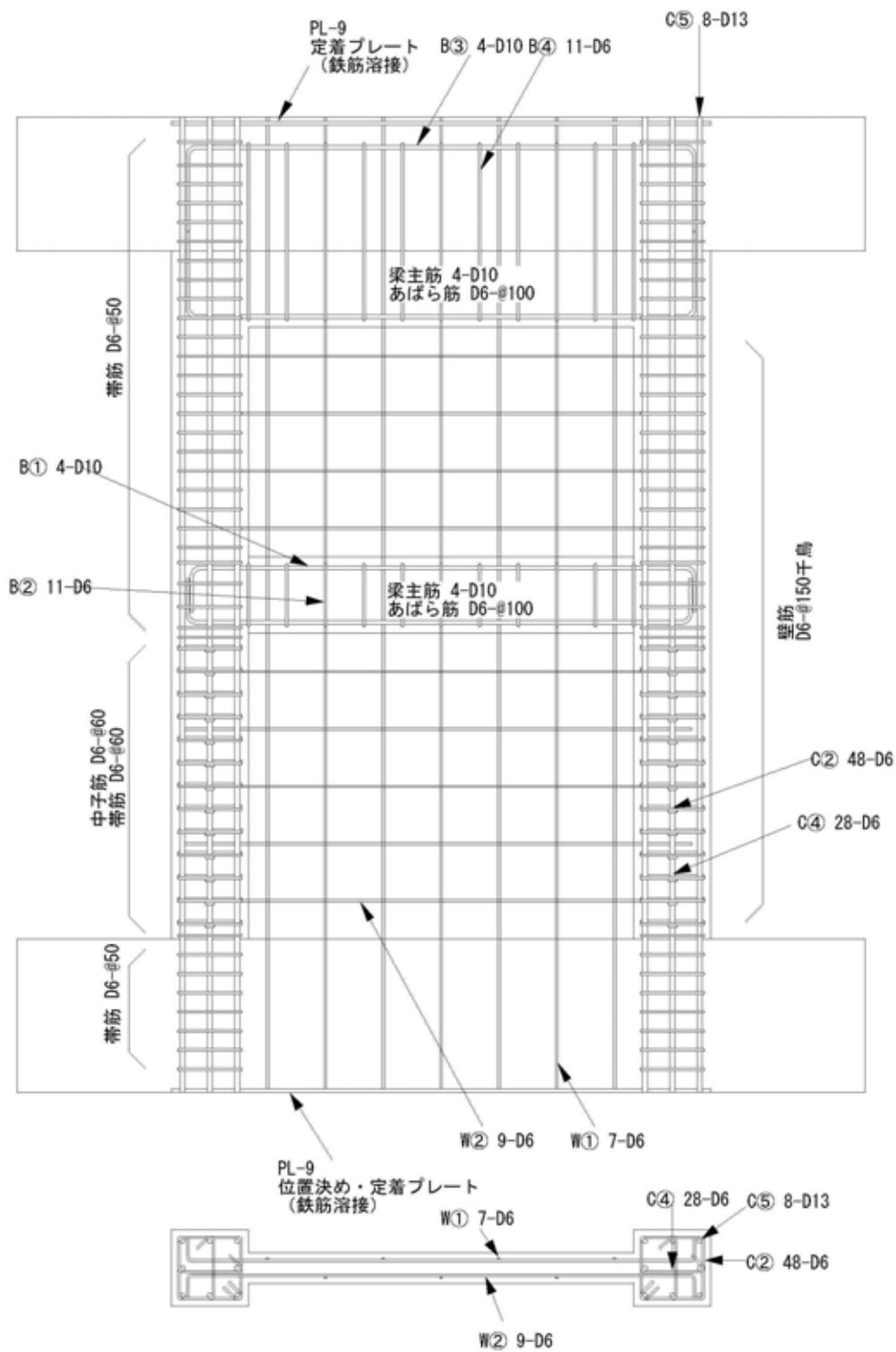


図3 試験体の配筋（曲げ破壊先行型）

2) 材料特性

実験時のコンクリートの圧縮強度を表 2 に示す。使用したコンクリートは呼び強度 13.5N/mm^2 (実験時の目標圧縮強度が 21N/mm^2) である。鉄筋の降伏点強度を表 3 に示す。試験体に使用した鉄筋は、SD295A の D6(壁筋、柱・梁横補強筋)、D10(梁主筋)および D13(曲げ破壊先行型の試験体の柱主筋)、SD390 の D13(せん断破壊先行型の試験体の柱主筋)、SD345 の D25(スタブ筋)である。

表 2 実験時のコンクリートの圧縮強度

試験体	部位	材齢	B	試験体	部位	材齢	B
		(日)	(N/mm^2)			(日)	(N/mm^2)
試験体SS	1層壁部	49	22.2	試験体FS	1層壁部	55	22.0
	2層壁部	38	22.8		2層壁部	44	23.5
試験体SD	1層壁部	51	22.2	試験体FD	1層壁部	58	21.9
	2層壁部	40	22.8		2層壁部	47	21.2

表 3 鉄筋の降伏点強度

種別・使用部位		降伏点 (N/mm^2)
D6(SD295A)	壁筋、柱・梁横補強筋	371
D10(SD295A)	梁主筋	378
D13(SD295A)	試験体FS, FDの柱主筋	385
D13(SD390)	試験体SS, SDの柱主筋	485

3) 載荷計画

載荷計画を表 4 に、試験体設置状況を図 4 に、載荷装置全景を写真 1 に示す。実験は、アクチュエータ変位(以下、AC_D と略記)で最大変位を制御することによる正弦波入力により行い、同一変位制御で 2 回の繰り返し載荷を行った。なお、水平力載荷高さ h に対する当該高さ位置での水平変位 δ により与えられる部材角 (δ/h) は AC_D と表 4 のように対応している。正弦波の振動数は動的載荷を 1Hz ($R=1/100\text{rad}$.以降アクチュエータの性能の制限により振動数を適宜変更:表 4 参照), 静的載荷を動的載荷の $1/100$ の 0.01Hz とした。

表 4 載荷計画

部材角(rad.)	AC_D(mm.)	振動数(Hz)					
		試験体SS	試験体SD	試験体FS	試験体FD		
1/3200	0.80	0.01	1	0.01	1		
1/1600	1.59						
1/800	3.19						
1/400	6.38						
1/200	12.75						
1/133	19.17						
1/100	25.50					0.75	0.75
1/67	38.06					0.5	0.5
1/50	51.00					0.37	0.37
1/33	77.27						0.25

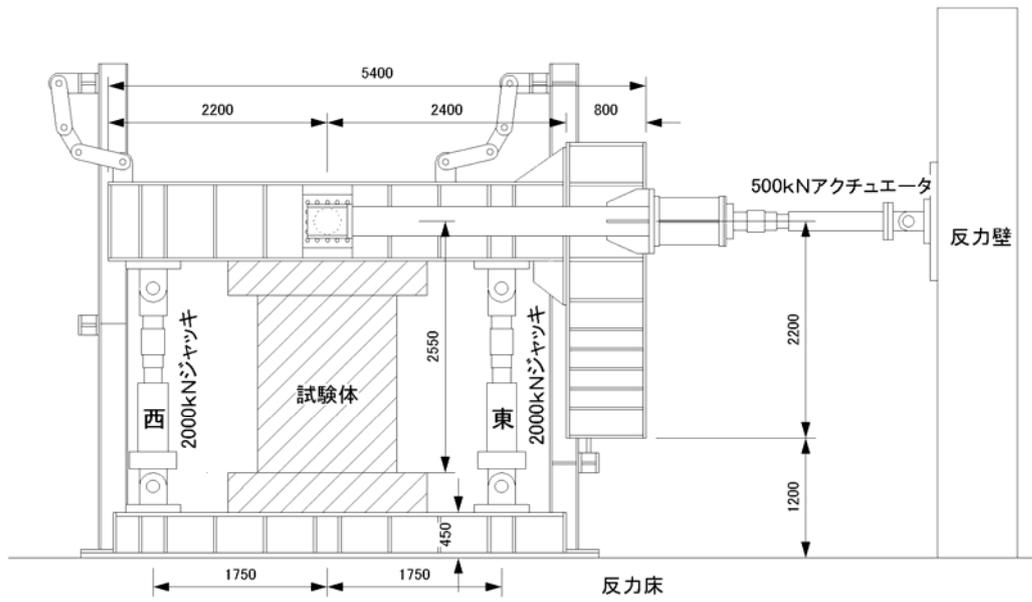


図 4 試験体設置状況



写真 1 載荷装置全景

4) 計測計画

変位の計測位置を図5に示す。測定箇所は、上部スタブおよび側柱での水平変位、側柱を4分割した軸方向変位、1層梁および壁板の部分変位である。鉄筋の歪は、柱主筋、帯筋、壁のせん断補強筋、梁主筋の主要な位置に歪ゲージを貼り測定を行った。歪ゲージ貼付位置を図6に示す。

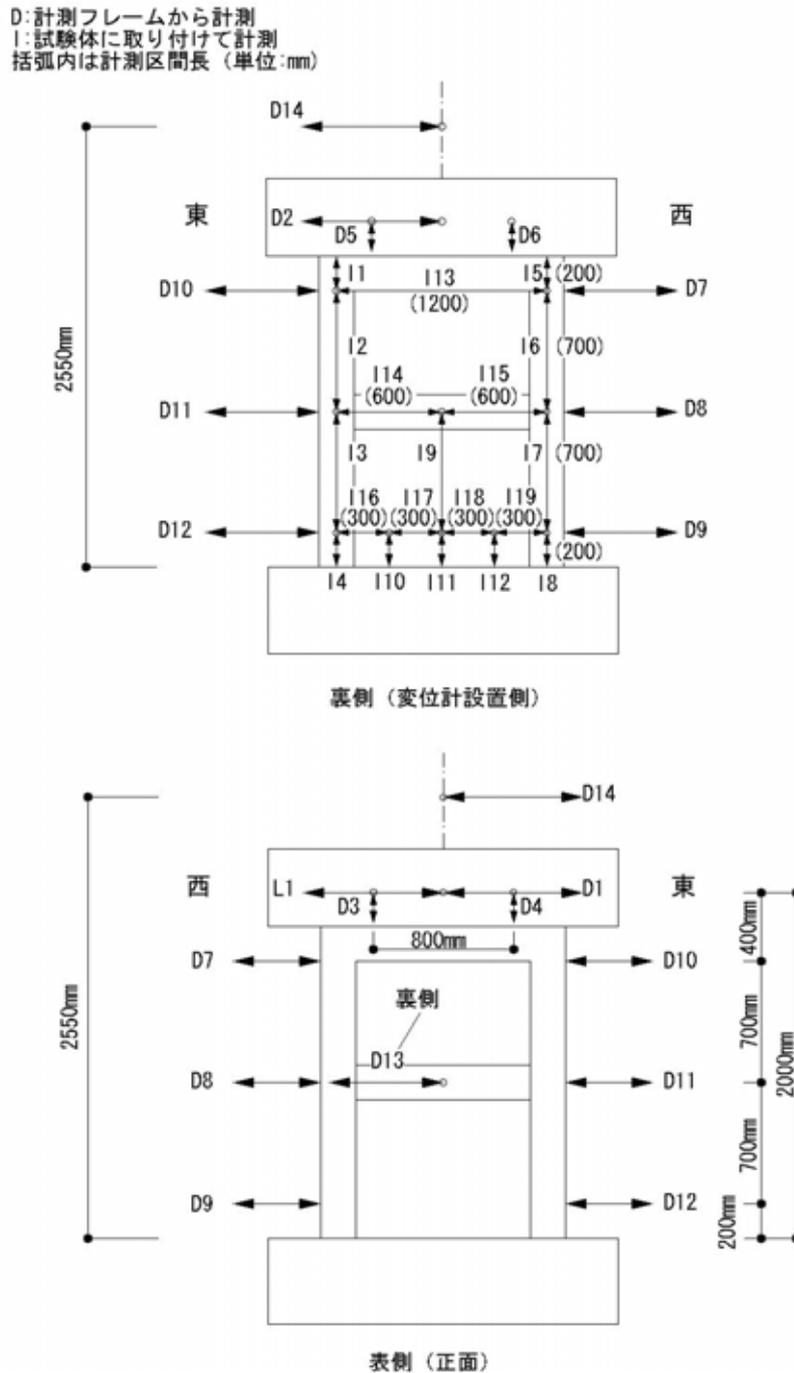


図5 変位計設置位置

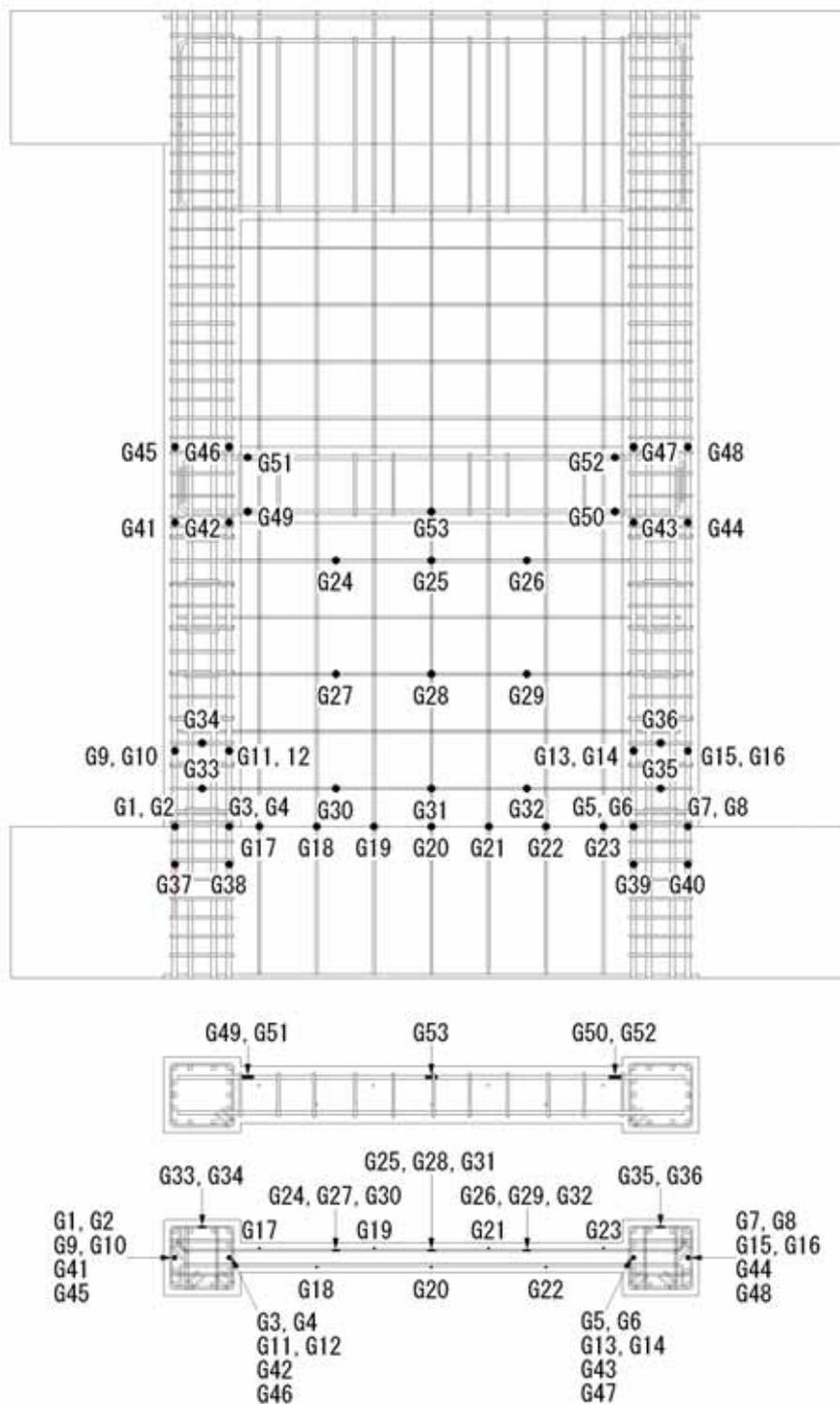


図6 ひずみゲージ位置

5) 試験体の諸強度

耐力算定結果を表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とめたものである広沢式、靱性保証型指針のせん断強度式⁴⁾を用いて求めた。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(単位:kN)

	曲げ終局強度	せん断終局強度		
		広沢式	指針式	
			梁なし(ps=0.25%)	梁あり(ps=0.47%)
せん断破壊型	439	354 (0.81)	268 (0.61)	335 (0.76)
曲げ破壊型	218	323 (1.49)	268 (1.23)	335 (1.54)

()内はせん断余裕度

(c) 業務の成果 (H17年度実験の結果概要)

1) 破壊状況

各制御変位での載荷終了時におけるひび割れ状況を図7(a)~(d)に示す。なお、西側への載荷を正載荷(+)、東側への載荷を(-)とする。

せん断破壊先行型の試験体では、試験体SSおよびSDともに、 $R=1/200\text{rad.}$ において一層の柱に曲げひび割れが多数発生し、 $R=1/133\text{rad.}$ において降伏耐力に達した。降伏後、 $R=1/100\text{rad.}$ において柱脚部にせん断ひび割れおよび壁脚部に細かなひび割れが多数発生し、圧壊の兆候がみられた。以降、 $R=1/67\text{rad.}$ において試験体SSは壁脚部、試験体SDは一層の壁板の対角線に沿ったコンクリートの剥落が進行し、ひび割れの発生状況に若干の違いがみられたが、両試験体とも柱の圧壊が発生してせん断破壊に至った。

一方、曲げ破壊先行型の試験体では、試験体FSおよびFDともに、 $R=1/400\text{rad.}$ において一層の柱に曲げひび割れが多数発生し、 $R=1/200\text{rad.}$ において基礎スタブと柱、壁脚部の間にひび割れの発生が確認され、降伏耐力に達した。降伏後、 $R=1/133\text{rad.}$ において柱脚部にせん断ひび割れが発生し、 $R=1/100\text{rad.}$ において柱脚部のせん断ひび割れの伸展がみられた。以降、 $R=1/67\text{rad.}$ において一層上部に新たな曲げひび割れが発生し、壁脚部および一層壁板の対角線に沿ってコンクリートが僅かに剥離し、 $R=1/50\text{rad.}$ の1サイクル目において壁板脚部のコンクリートの剥落が進行し、2サイクル目において柱の圧壊が発生してせん断破壊に至った。

以上のようにせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型ともに、曲げ降伏後に圧縮側柱脚近傍での壁のコンクリートの圧壊によるせん断圧縮破壊となり、載荷速度の違いによって破壊形式の違いは認められなかった。

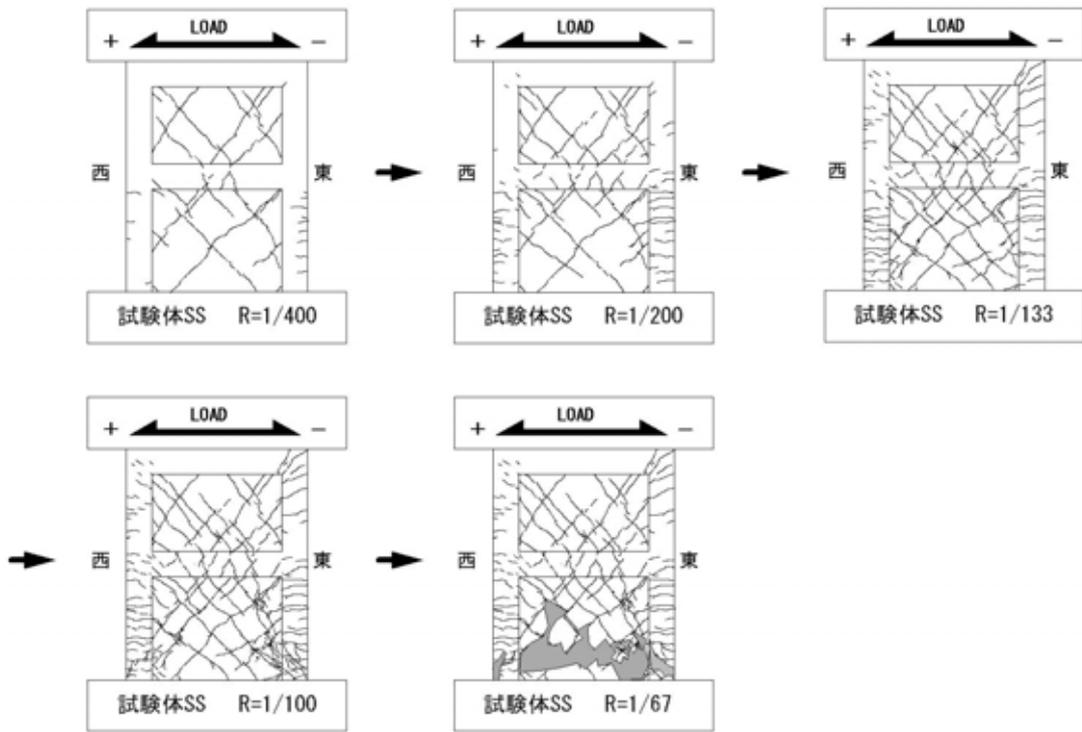


図 7(a) 各制御変位での載荷終了時におけるひび割れ状況 (試験体 SS)

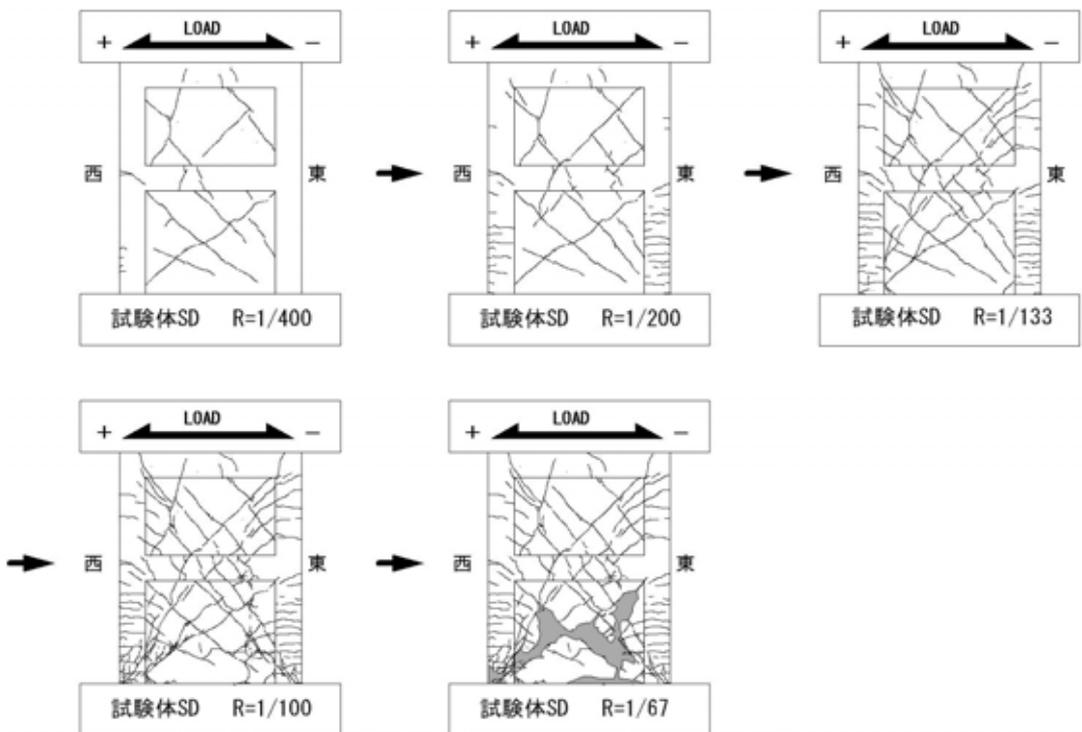


図 7(b) 各制御変位での載荷終了時におけるひび割れ状況 (試験体 SD)

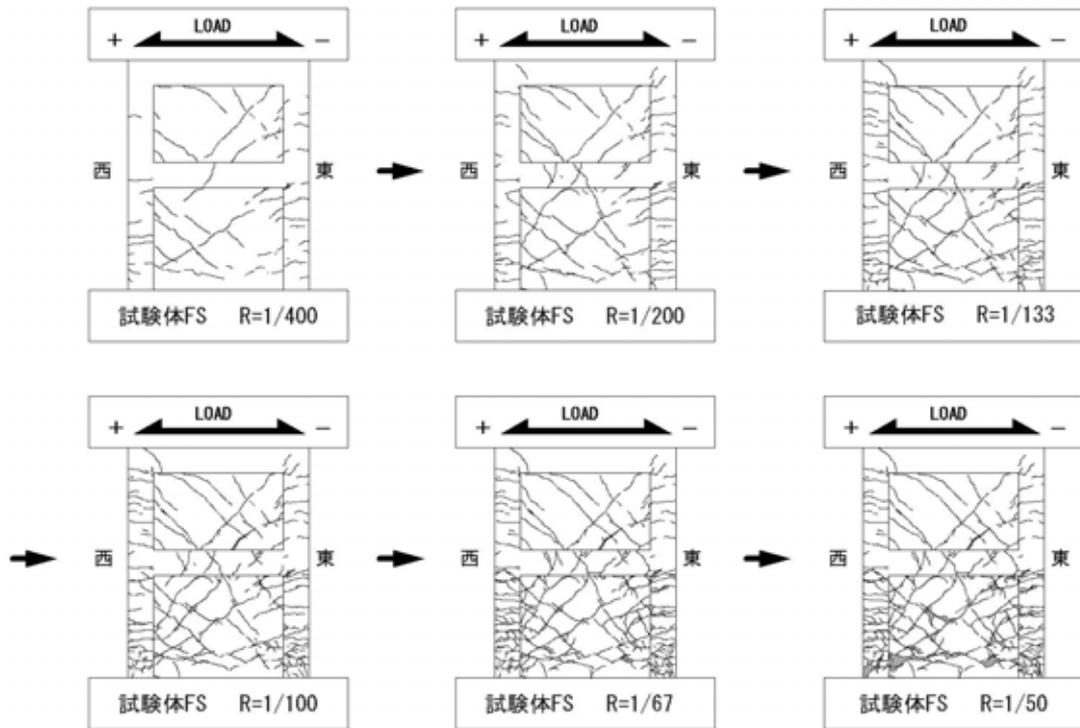


図 7(c) 各制御変位での載荷終了時におけるひび割れ状況 (試験体 FS)

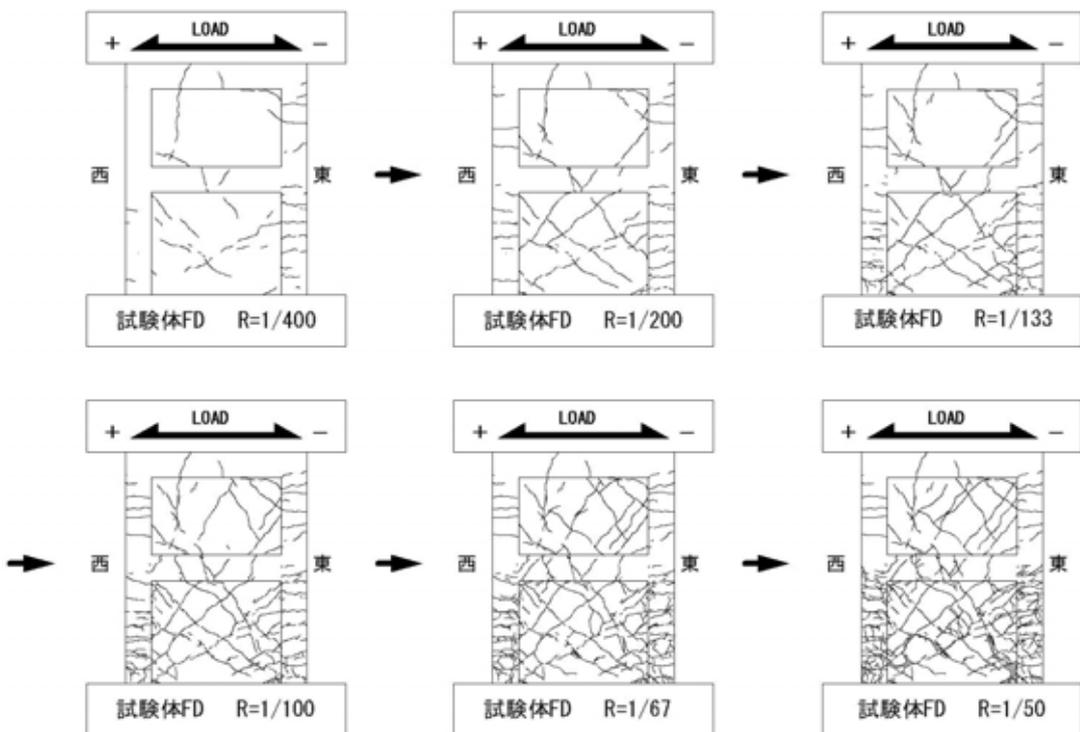


図 7(d) 各制御変位での載荷終了時におけるひび割れ状況 (試験体 FD)

2) 復元力特性

各試験体のせん断力 - 部材角関係を、曲げ強度計算値およびせん断強度計算値とともに図 8(a)、(b)に示す。ここでのせん断力はアクチュエータに取り付けたロードセルによって測定した水平力であり、部材角は前述の AC_D の代わりに、加力点高さに取り付けた変位形 (D14) で計測された変位 δ_{D14} を用いて δ_{D14}/h により求めたものである。

せん断破壊先行型の試験体では、試験体 SS および SD とともに、 $R=1/133\text{rad.}$ において柱主筋の降伏が確認され、ほぼ最大耐力に達した。最大耐力は両試験体ともほぼ曲げ強度の計算値と一致し、試験体 SS で正加力時の $R=0.012\text{rad.}$ において 451kN、試験体 SD で負加力時の $R=0.0083\text{rad.}$ において 439kN を記録し、ほぼ同じ最大耐力となった。以降、正加力時の $R=0.012\text{rad.}$ における耐力に試験体 SS と試験体 SD で違いがみられたものの、両試験体とも $R=0.012\text{rad.}$ より変形が進んだ際に急激な耐力低下が生じた。

一方、曲げ破壊先行型の試験体では、試験体 FS および FD とともに、 $R=1/200\text{rad.}$ において柱主筋の降伏によりほぼ最大耐力に達した。最大耐力は、両試験体ともほぼ曲げ強度の計算値と一致し、試験体 FS で正加力時の $R=0.019\text{rad.}$ において 251 k N、試験体 FD で負加力時の $R=0.018\text{rad.}$ において 260kN を記録し、同じ部材角においてほぼ同じ最大耐力となった。その後、両試験体ともに、 $R=1/50\text{rad.}$ の 2 サイクル目以降において耐力低下が生じているが、試験体 FD の耐力低下の度合いが試験体 FS に比べて小さい傾向がみてとれる。

以上のように、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体ともに、最大強度および急激な耐力低下が生じる部材角に、静的載荷と動的載荷で違いはほとんど認められなかった。

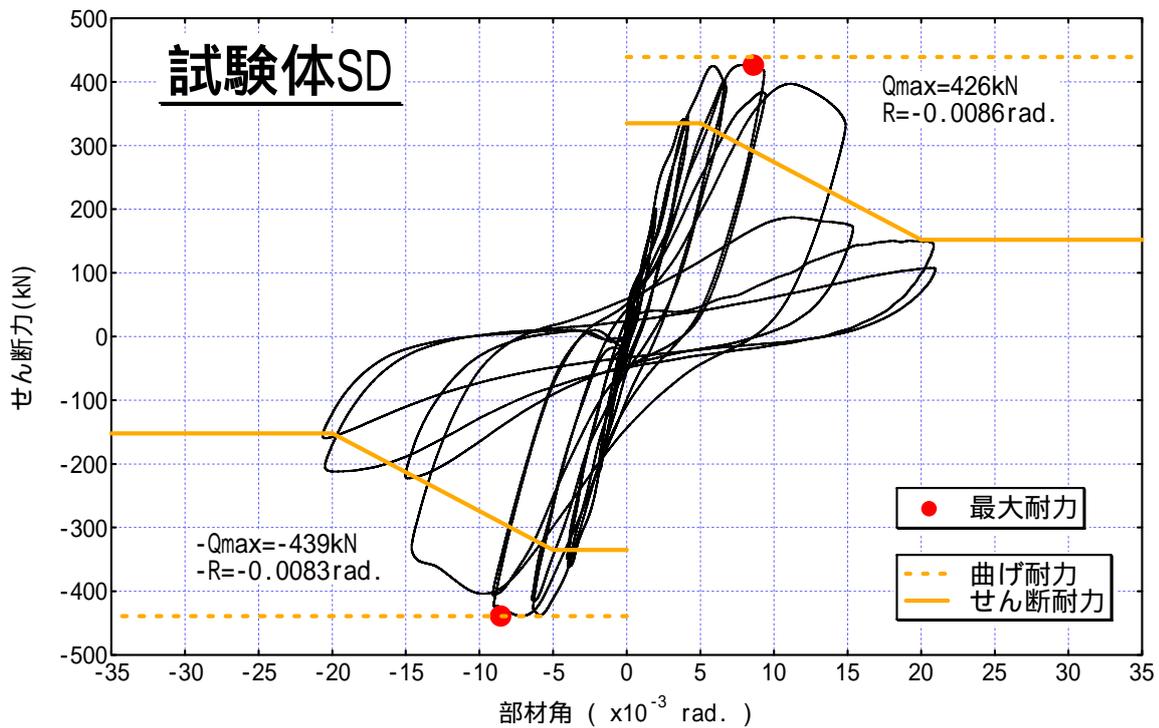
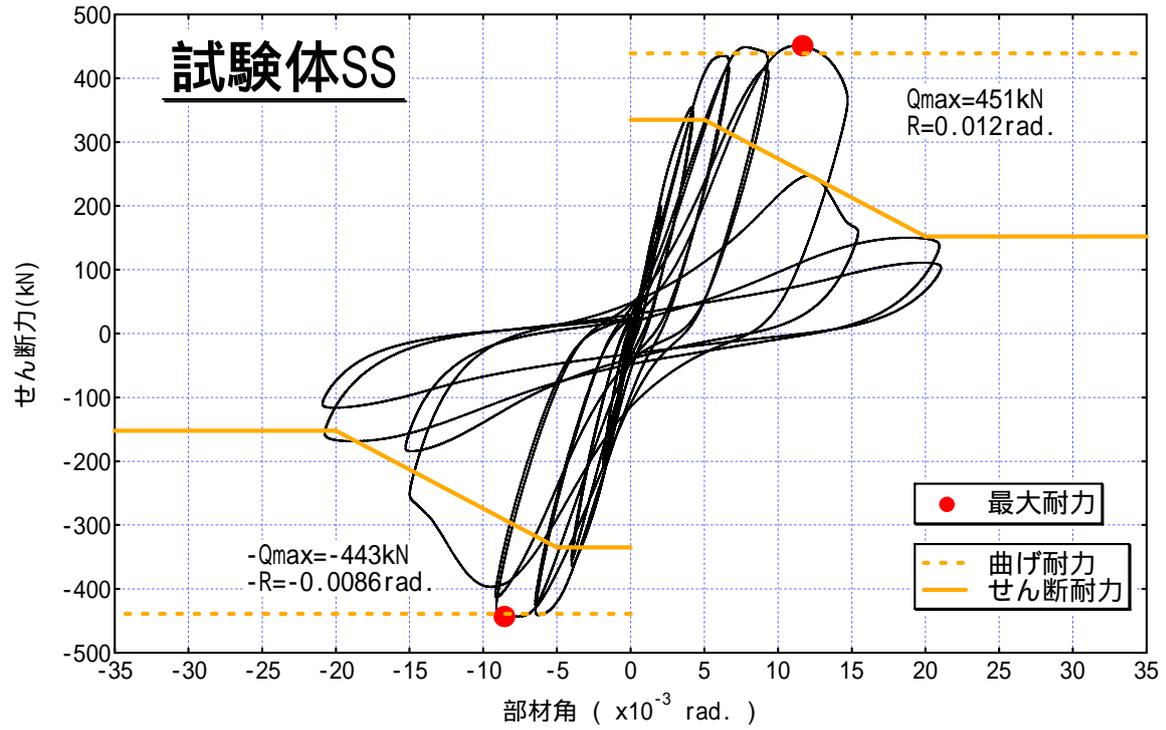


図 8(a) せん断力 - 部材角関係 (せん断破壊先行型)

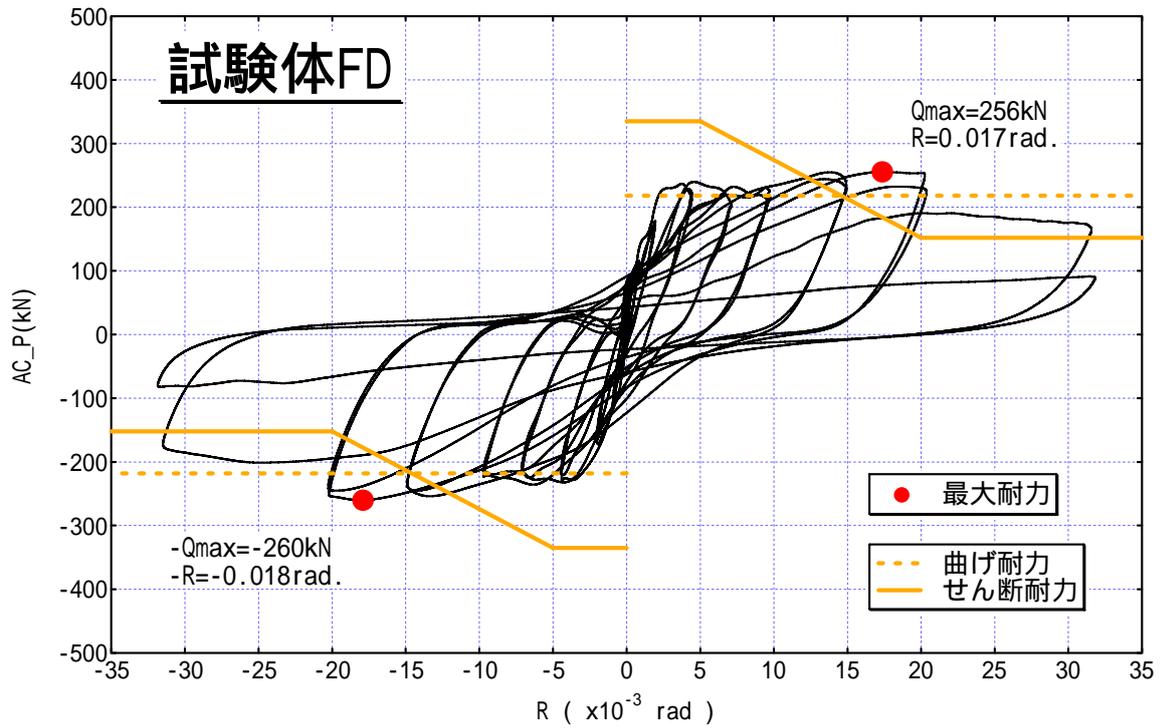
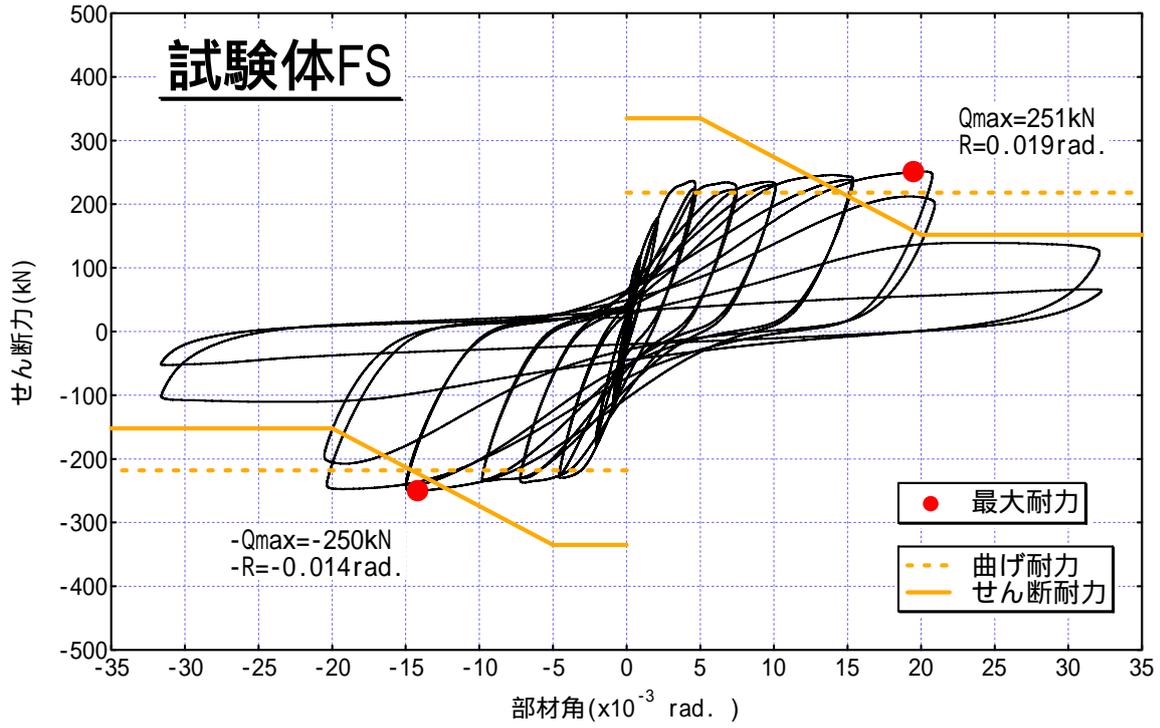


図 8(b) せん断力 - 部材角関係 (曲げ破壊先行型)

3) 累積消費エネルギー

試験体の累積消費エネルギーを各部材角の荷終了時ごとにプロットしたものを図9に示す。ここでの累積消費エネルギーとは、各部材角における履歴曲線の面積とそれ以前のサイクルにおける履歴曲線の面積を足し合わせたものである。

せん断破壊先行型の試験体についてみると、試験体SS、SDともに、各部材角までにおける消費エネルギーはほぼ同じであり、ほぼ同じエネルギーを吸収して崩壊に至った。

曲げ破壊先行型の試験体についてみると、部材角 $R=1/67\text{rad.}$ までの消費エネルギーはほぼ同じであるが、崩壊に至った $R=1/50\text{rad.}$ の2サイクル目以降、試験体FDは試験体FSと比較して耐力低下度が少なかったため、消費エネルギーが大きくなった。

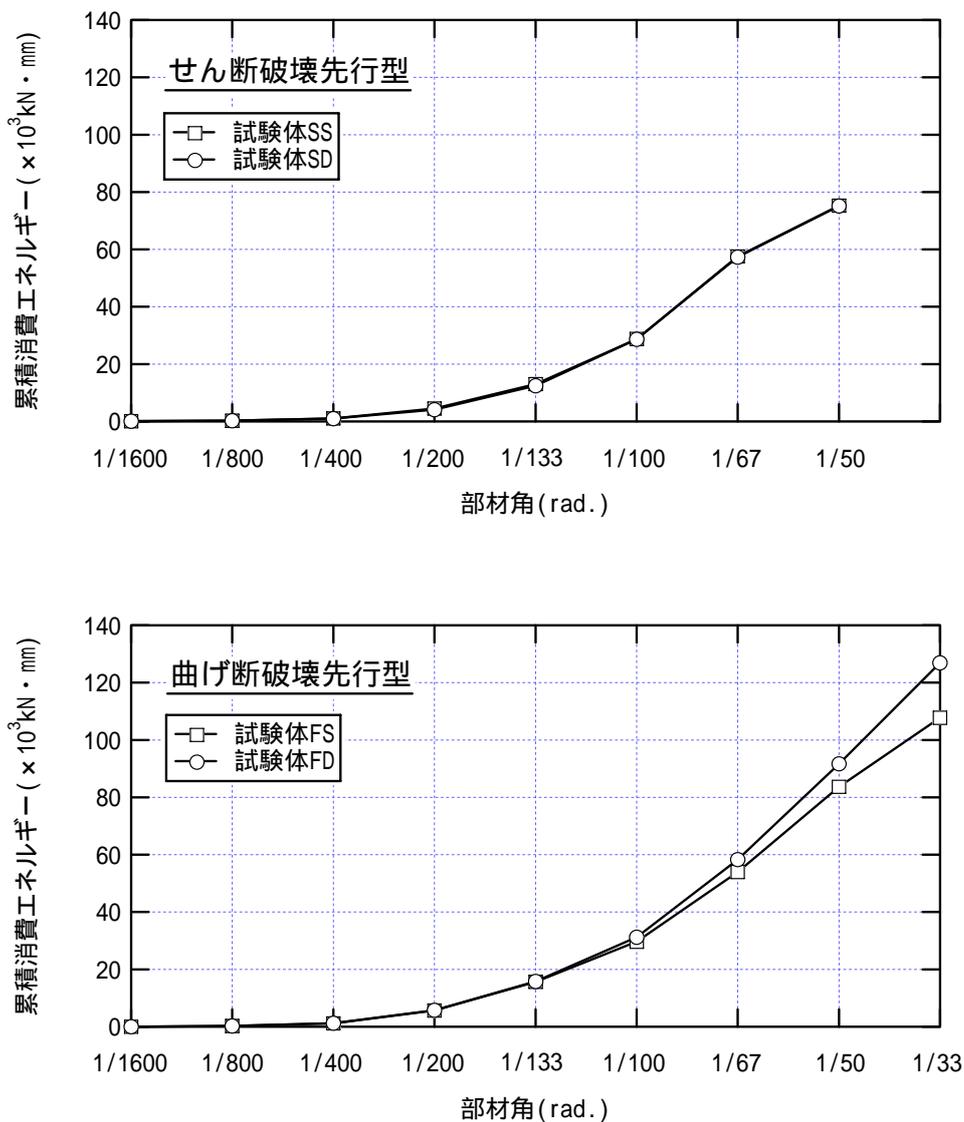


図9 累積消費エネルギー

4) 変形性能

a) 柱の軸方向変形

柱脚部（脚部から高さ 200mm）の軸方向ひずみと部材角の関係を図 10(a)、(b)に示す。軸方向ひずみの計測は、試験体 SS および SD で $R=1/67\text{rad}$ の 2 サイクル目、試験体 FS および FD で $R=1/50\text{rad}$ の 2 サイクル目載荷終了時に、変位計の計測能力を超えたため計測を終了している。

引張り側軸方向変形についてみると、せん断破壊先行型の試験体において、試験体 SS、SD とともに、 $R=1/133\text{rad}$ 載荷時に急激に大きくなり、 $R=1/67\text{rad}$ の載荷途中 ($R=0.012\text{rad}$ 程度) までサイクル数の増加に伴い大きくなっている。一方、曲げ破壊先行型の試験体では、試験体 FS、FD とともに、 $R=1/200\text{rad}$ 載荷時に急激に大きくなり、 $R=1/50\text{rad}$ の 1 サイクル目までサイクル数の増加に伴い大きくなっている。引張り側軸方向変形の最大値は、せん断破壊先行型において、試験体 SS は 2.3%、試験体 SD は 2.6% を記録した。一方、曲げ破壊先行型の試験体では、試験体 FS は 5.2% および試験体 FD は 5.4% を記録した。

以上のように、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体ともに、脚部の引張り側軸方向変形の最大値および各部材角における変化に静的載荷と動的載荷で違いは認められなかった。

b) 曲率分布

壁高さ方向の曲率分布を図 11(a)、(b)に示す。曲率は、高さ方向を 4 分割し、変位計 (11 ~ 18) 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た。

せん断破壊先行型の試験体について見ると、試験体 SS、SD とともに、 $R=1/200\text{rad}$ までは下層から上層にかけてなだらかに曲率が減少しているが、 $R=1/133\text{rad}$ において急激に最下層部に曲率が集中した。以降、部材角の進行に伴い最下層部の曲率が増加し、 $R=1/67\text{rad}$ において最下層部の曲率が減少した。曲げ破壊先行型の試験体について見ると、試験体 FS、FD とともに、 $R=1/400\text{rad}$ までは下層から上層にかけてなだらかに曲率が減少しているが、 $R=1/200\text{rad}$ において急激に最下層部に曲率が集中した。以降、部材角の進行に伴い最下層部の曲率が増加し、 $R=1/67\text{rad}$ において一層上部の急激な曲率の上昇が確認された。最終的に、 $R=1/50\text{rad}$ の 2 サイクル目において最下層部の曲率が急激に減少した。

以上のように、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体ともに、静的載荷と動的載荷で各部材角における曲率の変化に違いは認められなかった。

c) 曲げ変形とせん断変形

曲げ変形とせん断変形の割合を各制御変位での載荷終了時ごとに図 12(a)、(b)に示す。曲げ変形は高さ方向に 4 分割し測定した側柱の軸方向変形を用いて区間ごとに求め、足し合わせたものである。各区間での曲げ変形は、側柱の軸方向変形から回転角および曲率を求めて、回転による変形とたわみによる変形を足し合わせたものとする。せん断変形は、全体の水平変形から曲げ変形を差し引いたものとする。

せん断破壊先行型の試験体では、試験体 SS、SD とともに急激な耐力低下が生じた $R=1/67\text{rad}$ において曲げ変形の割合が急激に低下した。一方、曲げ破壊先行型の試験体では、試験体 FS、FD とともに $R=1/50\text{rad}$ の 1 サイクル目載荷終了時まで、曲げ変形の割合が部材角の進行に伴い徐々に低下している。しかし、それ以降の $R=1/50\text{rad}$ の 2 サイクル目正載荷終了時の曲げ変形とせん断変形の割合に着目すると、試験体 FD、FS とともに同部材

角の 1 サイクル目と比較して曲げ変形の割合は低下しているものの、試験体 FD は試験体 FS と比べて低下の度合いが小さい。

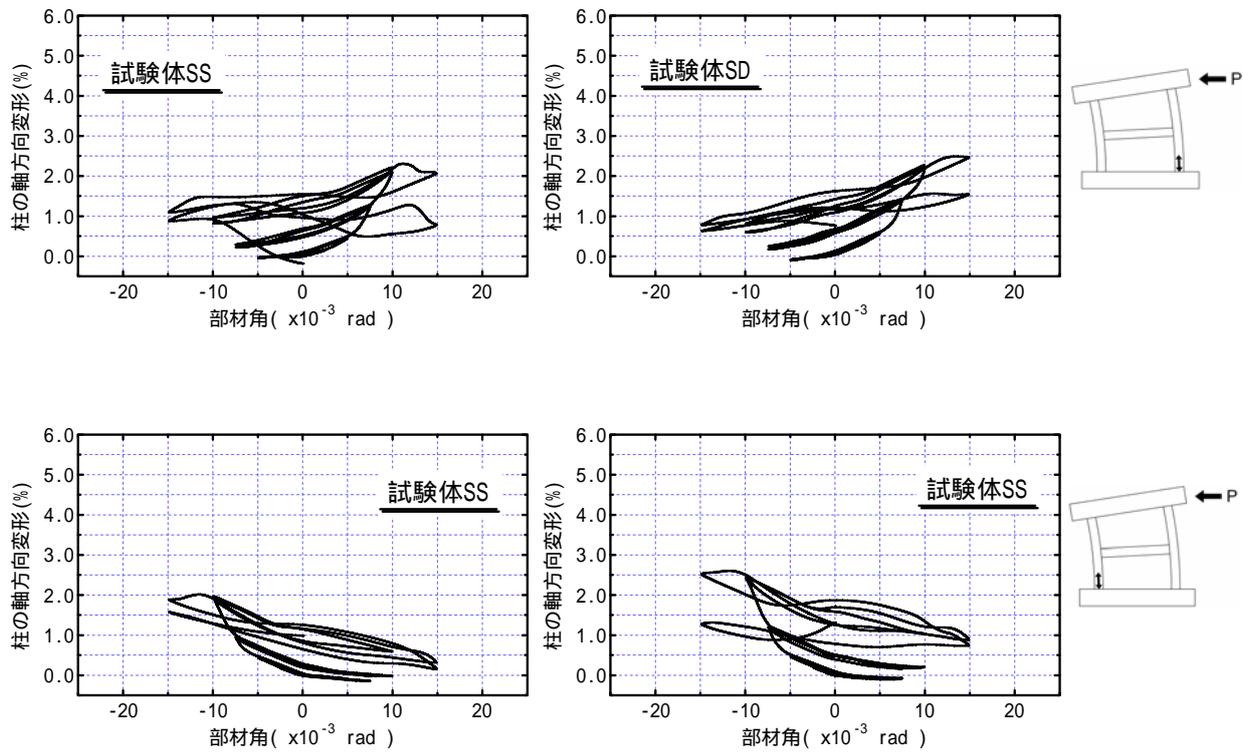


図 10(a) 柱の軸方向歪と部材角の関係(せん断破壊先行型)

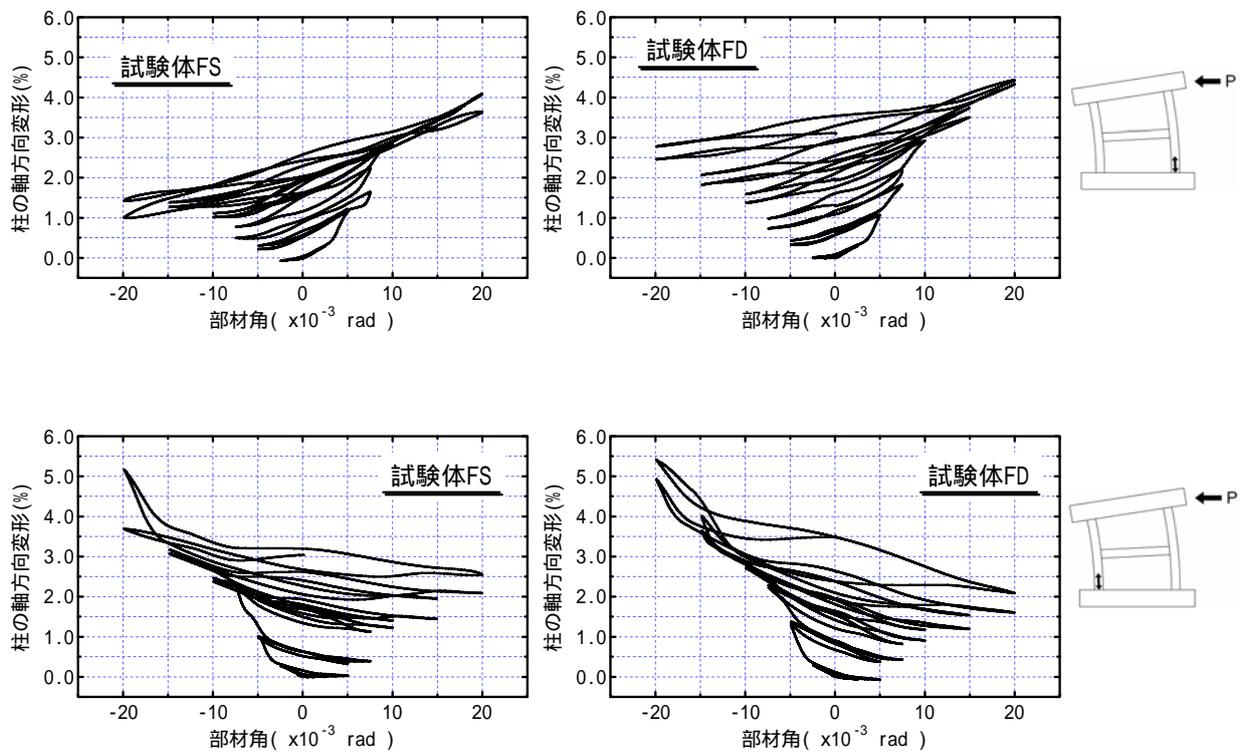


図 10(b) 柱の軸方向歪と部材角の関係(曲げ破壊先行型)

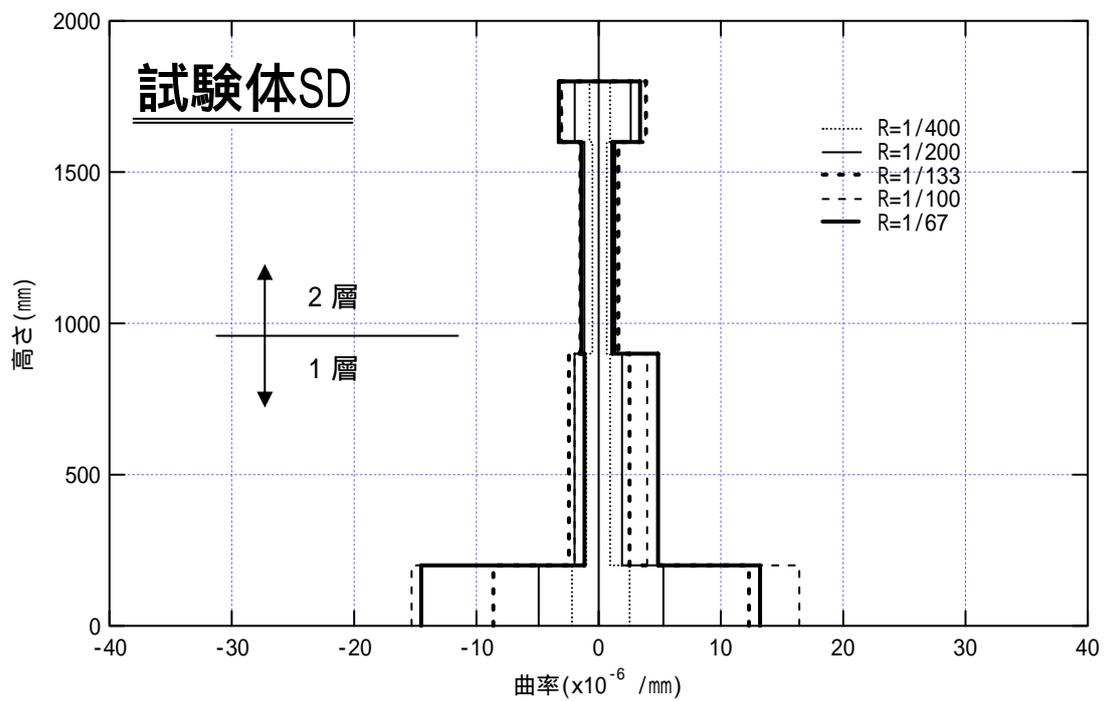
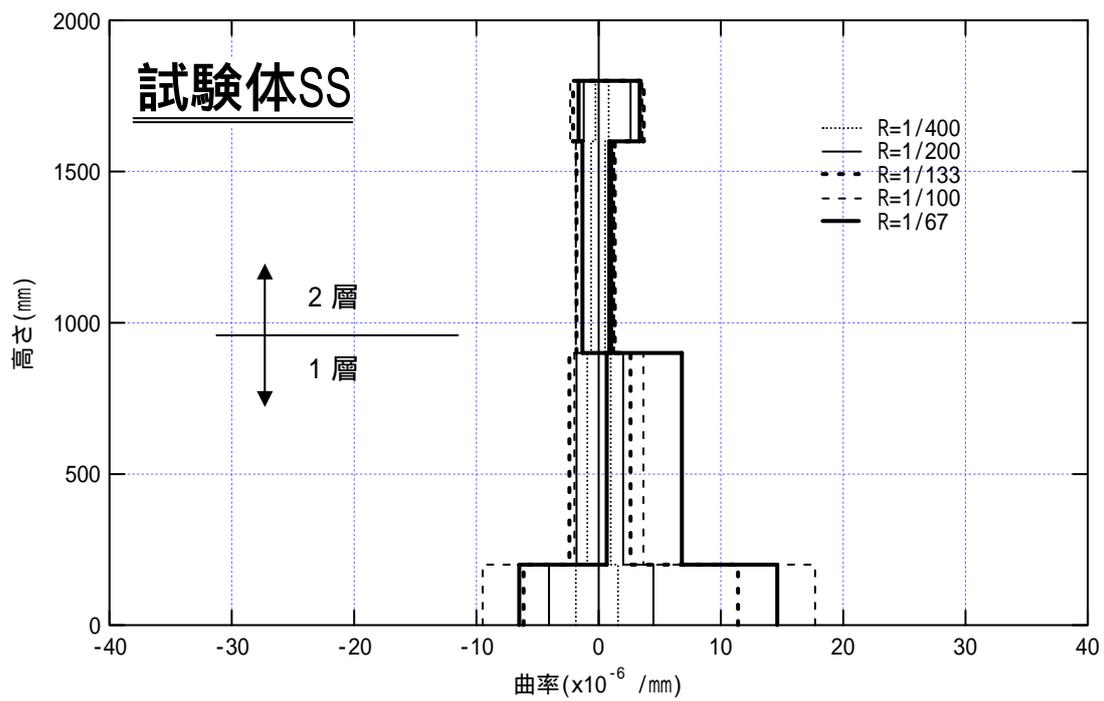


図 11(a) 壁高さ方向の曲率分布 (せん断破壊先行型)

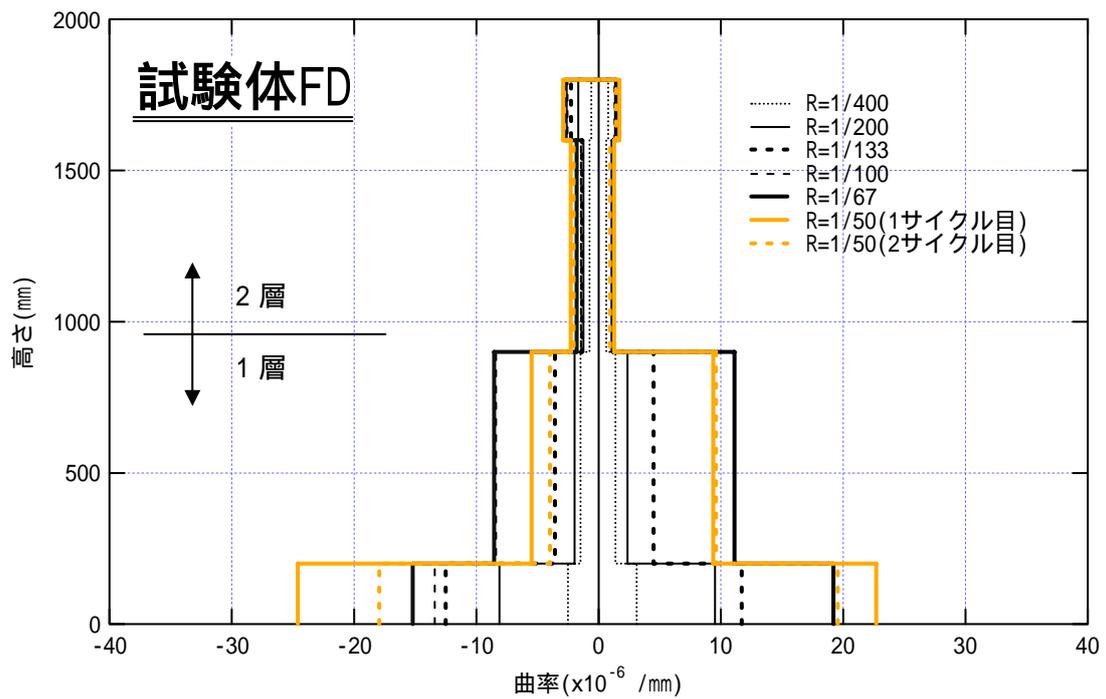
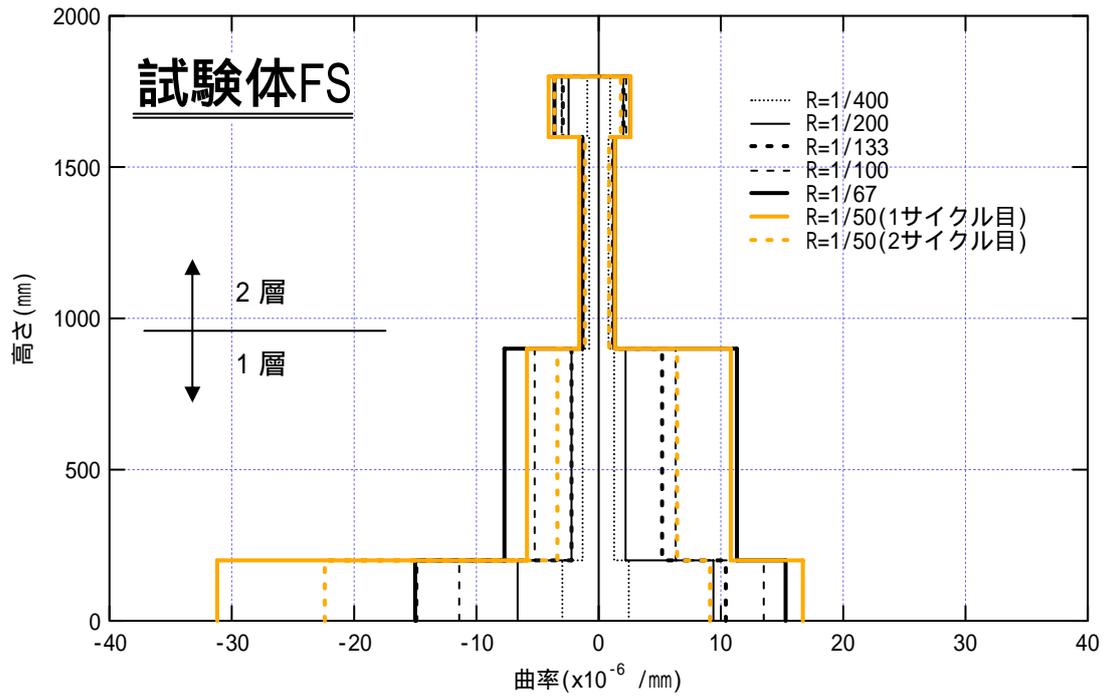


図 11(b) 壁高さ方向の曲率分布(曲げ破壊先行型)

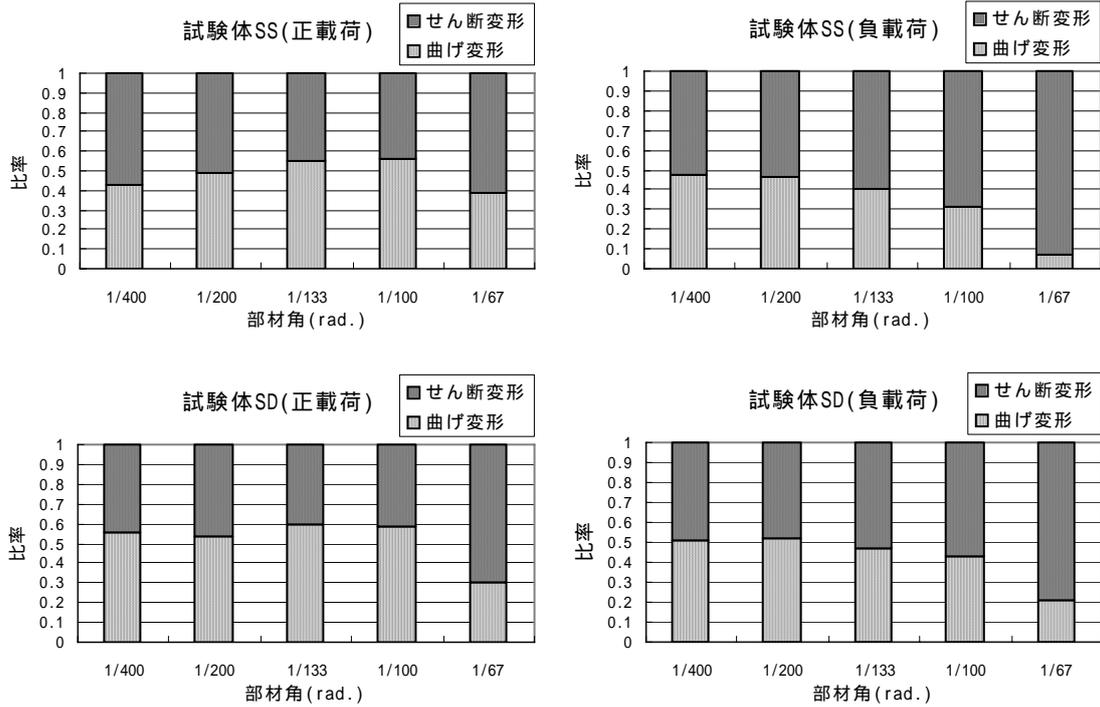


図 12(a) 曲げ変形とせん断変形の比率(せん断破壊先行型)

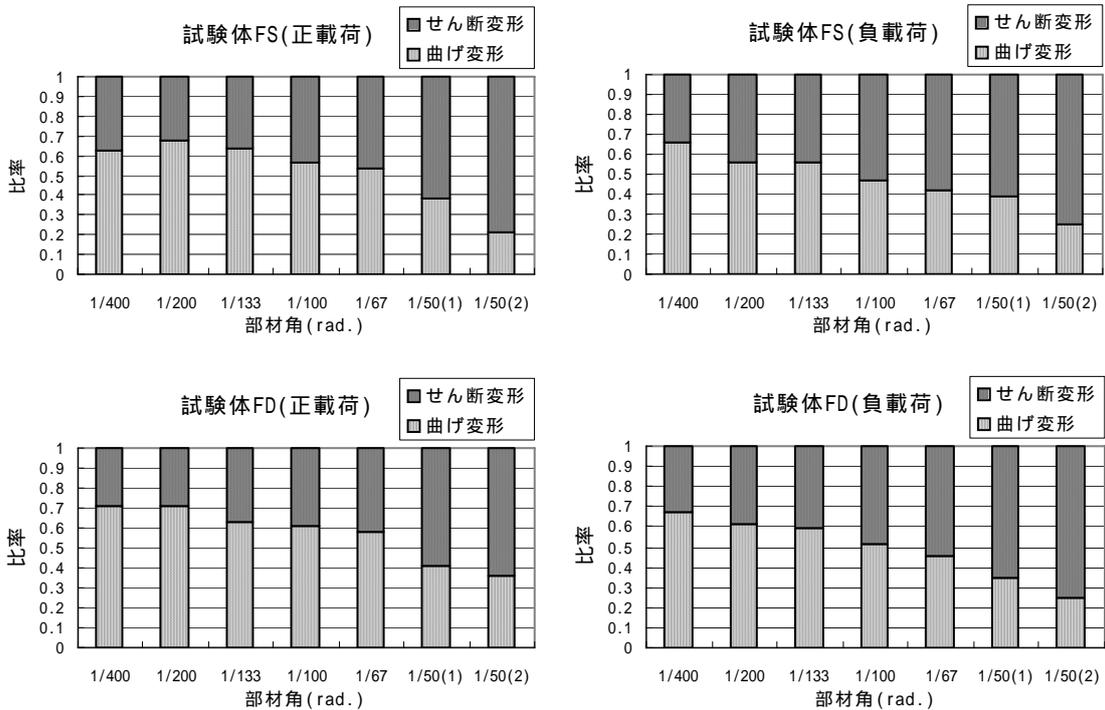


図 12(b) 曲げ変形とせん断変形の比率(曲げ破壊先行型)

5) 壁面の水平方向の膨らみ

各制御変位での第1サイクル目ピーク時における高さ別の壁面の水平方向の膨らみを図13に示す。壁面の膨らみは、H200が図5に示した変位形I16~I19によって計測された変位を足し合わせたもの、H900がI14とI15によって計測された変位を足し合わせたものおよびH1600がI13によって計測された変位である。

せん断破壊先行型の試験体では、破壊に至る直前の $R=1/100\text{rad}$.まで壁面の膨らみに顕著な違いはみられない。

一方、曲げ破壊先行型の試験体では、破壊に至る直前の $R=1/50\text{rad}$.の第1サイクル目において、試験体FDは試験体FSと比較してH200の位置での壁板の膨らみが小さい。このことより、試験体FDは試験体FSに比べて、破壊に至る直前において、試験体の脚部近傍の壁板の損傷が小さいことが分かる。

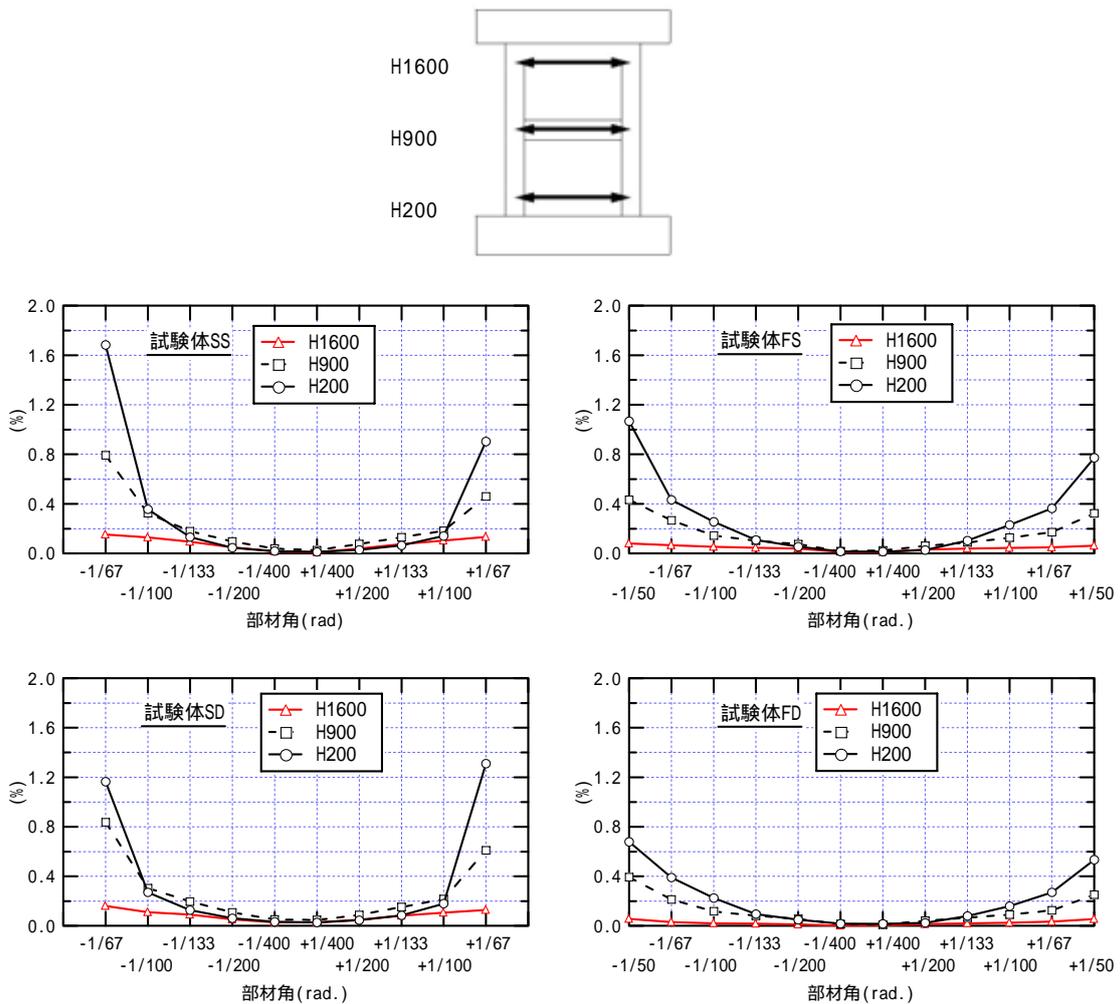


図13 壁面の水平方向の膨らみ

6) 脚部変形

各制御変位での第 1 サイクル目正載荷ピーク時における壁および柱の脚部の軸方向変形(変位形 I4、I8 および I10 ~ I12 により計測：図 5 参照)を図 14 に示す。

せん断破壊先行型の試験体では、壁面の水平方向の膨らみと同様に、破壊に至る直前の $R=1/100\text{rad}$ まで顕著な違いはみられない。

一方、曲げ破壊先行型の試験体では、試験体 FD は試験体 FS と比較して、破壊に至る直前の $R=1/50\text{rad}$ の第 1 サイクル目において、引張り側の壁部の軸方向変形が大きくなっていることが分かる。上記のことと壁面の水平方向の膨らみに関する考察から、試験体 FD は試験体 FS と比べて、壁板脚部の回転による変形が大きくなったことにより、圧縮側柱脚近傍の壁板の損傷が抑えられ、試験体 FD は試験体 FS に比べて $R=1/50\text{rad}$ の 2 サイクル目の耐力低下の度合いが少なくなったと考えられる。

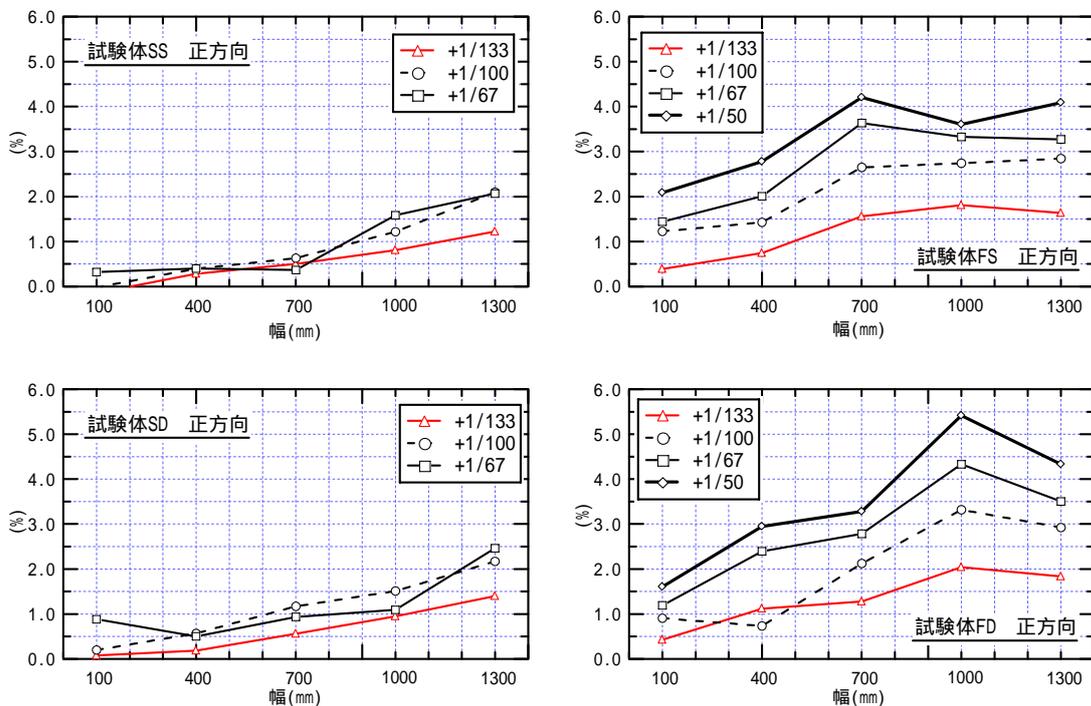
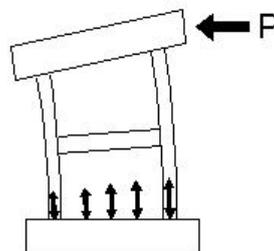


図 14 脚部の軸方向変形

7) 降伏強度に及ぼすひずみ速度の影響

表 6 に降伏時のひずみ速度を、図 15 にひずみ速度の求め方を、図 16 に柱主筋の降伏が確認された荷重サイクルでのせん断力 - 部材角関係に柱主筋が降伏した点を併せて示す。ここでの降伏した点とは、図 15 に示すような柱主筋のひずみ時刻歴において急激にひずみが増大し始める点とし、降伏時のひずみ速度は、降伏点から 250 ステップ前のひずみと降伏点でのひずみの差をその区間の計測時間（静的荷重で 10sec および動的荷重で 0.1sec）で除して求めた。

せん断破壊先行型の試験体では、図 16 より分かるように、試験体 SS および SD とともに、降伏する前から降伏後までほぼ同じ履歴を示した。また、表 6 に示すように、降伏時において動的荷重の試験体 SD と静的荷重の試験体 SS で約 100 倍のひずみ速度の違いがあるが、降伏時の部材角および耐力はほぼ同じである。

一方、曲げ破壊先行型の試験体では、図 16 において降伏以前の履歴形状に着目すると、ひずみ速度の大きい試験体 FD は試験体 FS と比較して、同じ部材角での耐力は大きくなっている。しかし、降伏時の部材角および耐力は、せん断破壊先行型の試験体と同様に、動的荷重と静的荷重で約 100 倍のひずみ速度の違いがあるものの、ほぼ同じである。

以上のように、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体ともに、降伏時の耐力にひずみ速度の影響はほとんど認められなかった。

表 6 降伏直前の柱主筋の歪速度

	降伏時の部材角 (rad)	降伏時の耐力 (kN)	降伏直前のひずみ速度 (μ /sec)
試験体SS	0.0051	412	122
試験体SD	0.0048	382	11025
試験体FS	0.0027	210	118
試験体FD	0.0025	228	11201

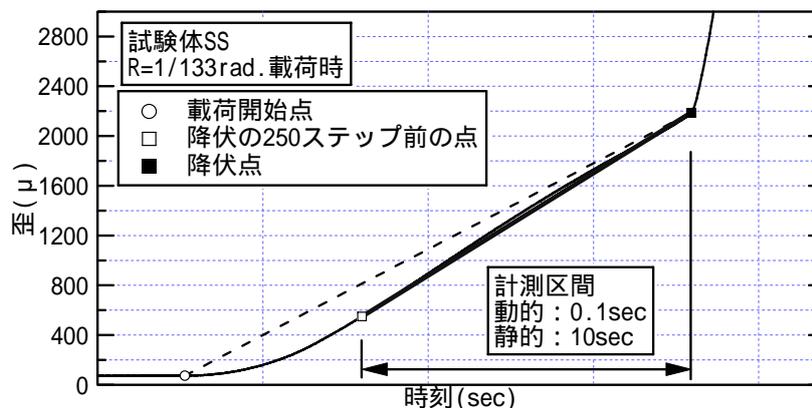


図 15 ひずみ速度の求め方

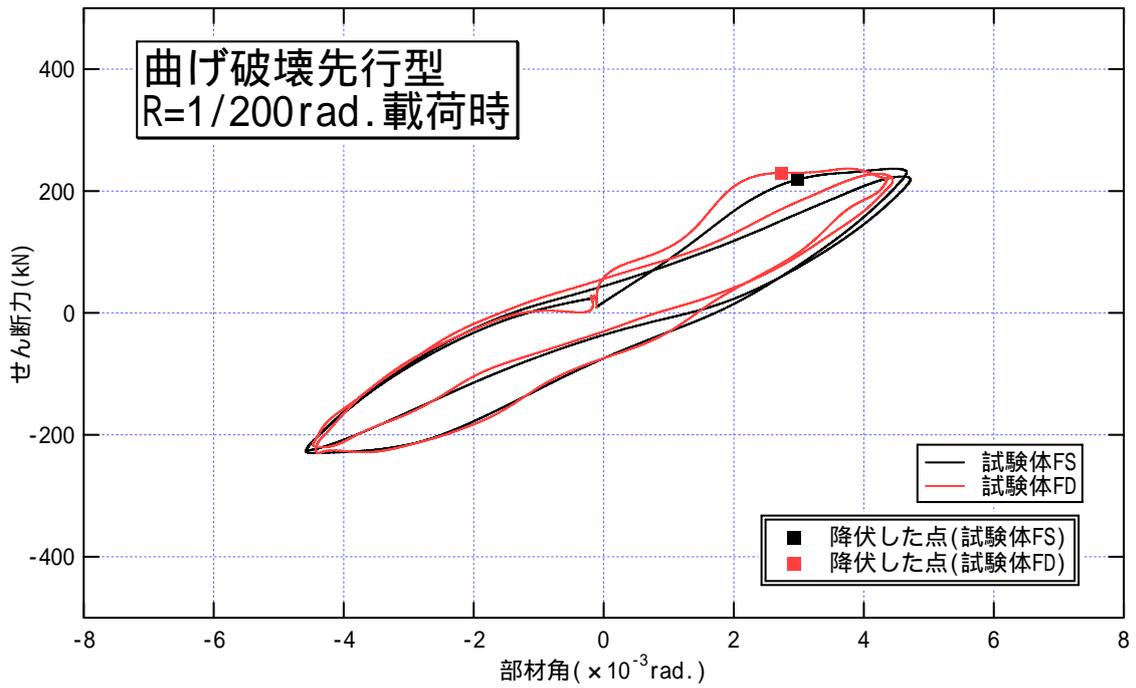
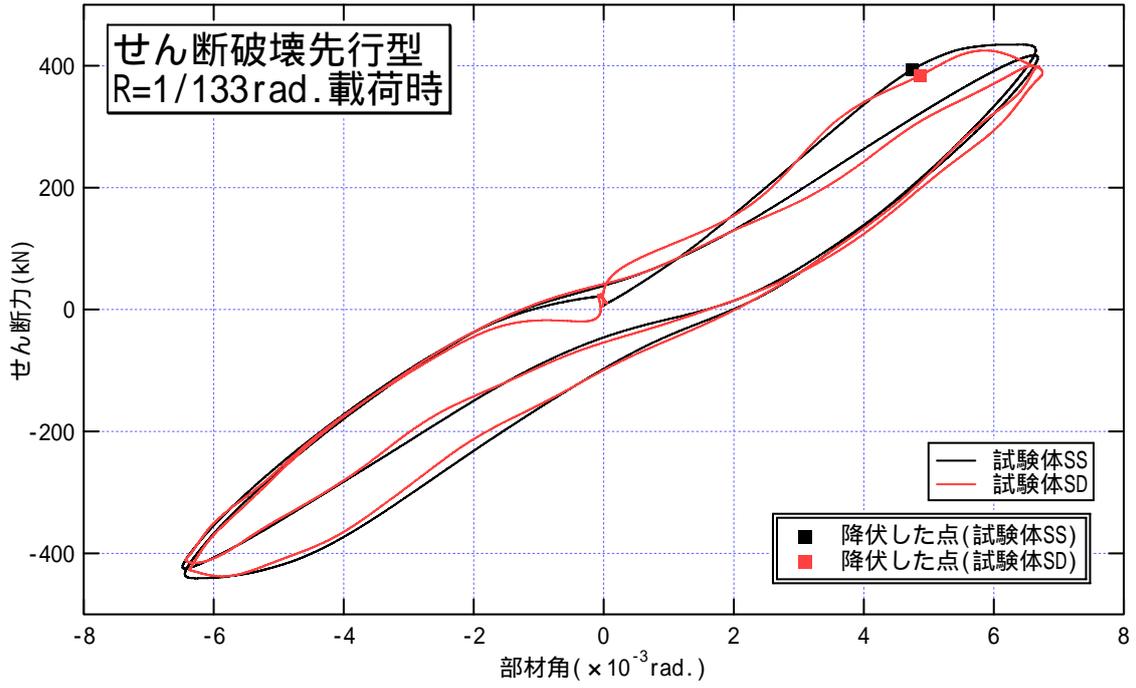


図 16 降伏した載荷時の履歴

(d) 結論ならびに今後の課題

せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体それぞれについて、静的および動的載荷実験を実施し、RC造耐震壁の力学的挙動に及ぼす載荷速度の影響を検討した。本研究によって得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 破壊経過の比較より動的載荷と静的載荷では、同一部材角におけるひび割れの発生状況には大きな違いはなく、また曲げ降伏後のせん断破壊という破壊形式にも変化はない。したがって、載荷速度の違いが破壊形式に及ぼす影響は小さい。
- 2) 履歴特性および降伏強度に及ぼすひずみ速度の影響の比較より、動的載荷と静的載荷では、降伏強度、最大強度および急激な耐力低下が生じる部材角に違いはみられない。したがって、載荷速度の違いが耐力および限界変形に及ぼす影響は小さい。
- 3) 側柱の軸方向変形や曲率分布等の変形性能の比較において、載荷速度が異なることによる変形性能の低下は見られない。したがって、載荷速度の違いが変形性能に及ぼす影響は小さい。
- 4) 曲げ破壊先行型の試験体において、載荷速度が速くなると、壁脚部とスタブとの境界における曲げひび割れによって壁脚部の浮き上がりが顕著となるため、壁板のひび割れ損傷が軽減される。その結果、限界変形以降の耐力低下度合が少なくなる。

(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
- 3) 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
- 4) 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

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
秋田知芳 島崎伸彦 松井智哉 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、第28巻、第2号	2006年7月 (掲載予定)
澤内駿児 島崎伸彦 秋田知芳 松井智哉 倉本洋	RC造耐震壁の動的および静的載荷実験(その1 実験概要)	日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、構造	2006年9月 (投稿中)
島崎伸彦	RC造耐震壁の動的および静的	日本建築学会大会学術	2006年9月

澤内駿児 秋田知芳 松井智哉 倉本洋	載荷実験（その2 実験結果）	講演梗概集、C-2、構造	（投稿中）
-----------------------------	----------------	--------------	-------

(g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

1)特許出願

なし

2)ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成18年度業務計画案

平成18年度は、形状・寸法、配筋および材料強度が同一の3体のせん断破壊型の鉄筋コンクリート造有開口耐震壁試験体を作製し、2体については同じ実験装置を用いてそれぞれ動的載荷および静的載荷を想定した振動数1Hz程度および0.01Hz程度の変位振幅漸増型の定常振動実験を実施する。また、残りの1体については中破相当のレベルまで動的載荷を行った後、補修を施し、再度動的載荷を実施する。さらに、これらの実験結果に基づいて当該耐震壁のひび割れ破壊性状、降伏強度、終局強度および履歴形状に及ぼす最大変位振幅および載荷速度の影響並びに補修後の復元力特性等を検討し、地震応答解析に適用できる動的復元力特性モデルの構築を試みる。

