

論文 RC 造耐震壁の変形能力に及ぼす荷重サイクル数の影響

島崎 伸彦*1・秋田 知芳*1・倉本 洋*2

要旨：筆者らは昨年度、せん断スパン比の異なるせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の RC 造耐震壁 2 体について、同一変位振幅における繰り返し回数を 2 回とした静的加力実験を実施した。本研究では、RC 造耐震壁の静的挙動に及ぼす荷重サイクル数の影響の把握を目的として、昨年度と同形状、同配筋の試験体を用いて繰り返し回数を 6 回とした静的加力実験を実施した。その結果、せん断スパン比の異なる 2 体の試験体とも荷重サイクル数の違いによる破壊形式の差異はなく、RC 造耐震壁の崩壊には累積損傷エネルギーよりも部材の限界変形が大きく影響することが明らかとなった。

キーワード：RC 造耐震壁，静的加力実験，荷重サイクル数，耐力低下，変形能力

1. はじめに

一般に、鉄筋コンクリート (RC) 部材は曲げ降伏後に繰り返し荷重を受けることにより耐力低下を生じ、変形性能が低下することが知られている¹⁾。筆者らは昨年度、RC 造耐震壁の静的加力実験²⁾(以下 H15 年度実験)を実施し、平成 14 年度に実施された震動台実験³⁾との比較を行い、耐震壁の静的挙動と動的挙動の違いを大略把握することができた。一方で、震動台実験と静的加力実験における試験体の挙動の大きな違いのひとつである変位振幅の繰り返しに関する検討について課題が残った。そこで本研究では、H15 年度実験と同形状、同配筋、同材料強度の試験体を用いて、同一変位振幅における繰り返し回数のみを実験変数とした静的加力実験(以下 H16 年度実験)を行った。本論では実験の概要および RC 造耐震壁の静的挙動に及ぼす荷重サイクル数の影響に関する検討結果を示す。

2. H16 年度実験の概要

2.1 試験体

本実験で用いた試験体は、6 層壁フレーム形式の 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 H15 年度実験で用いた RC 造耐震壁と同形状、

同配筋および同材料強度である。H15 年度実験と同様にせん断スパン比の異なる 2 体の試験体、せん断破壊先行型の試験体 ASR と曲げ破壊先行型の試験体 BSR について静的加力実験を実施した。せん断スパン比はそれぞれ 1.38 および 1.76 である。試験体の形状および配筋を図-1 に示す。耐震壁は壁内法高さ 800mm、内法長さ 1,600mm 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。試験体の部材断面詳細を表-1 に示す。使用したコンクリートは呼び強度

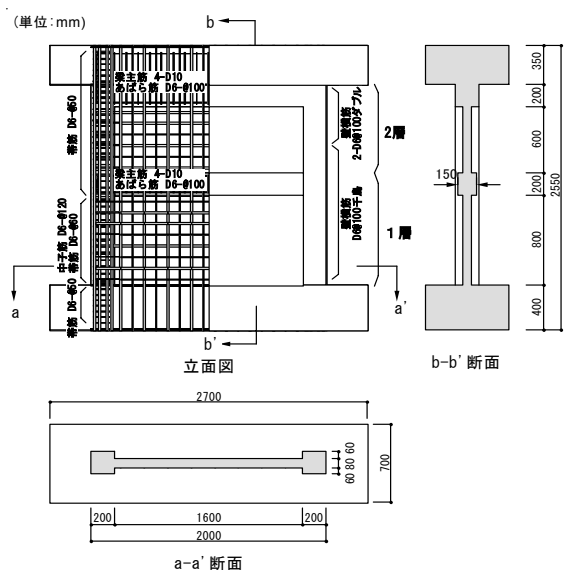


図-1 試験体形状

*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 助教授 博士 (工学) (正会員)

21N/mm²(実験時の目標圧縮強度が27N/mm²)である。
 実験時のコンクリートの材料特性をH15年度実験で
 用いた試験体と併せて表-2に、鉄筋の材料特性を
 表-3に示す。

2.2 荷重方法

実験変数は荷重サイクル数であり、H15年度実験
 では曲げ降伏してから耐力低下が起きるまでの同一
 変位振幅の繰り返し回数を2回で行ったのに対して
 H16年度実験では繰り返し回数を6回として実験を
 行った。表-4に荷重計画を示す。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、反力フレームに鉛直に取り
 付けた2台のオイルジャッキにより、想定する6層
 RC建物の軸力に相当する442kNを試験体に作用させ
 ると同時に所定のせん断スパン比となるように付加
 モーメントを作用させた。荷重装置を図-2に示す。
 実験は試験体頂部の水平変位(D)を計測高さ
 (h=2000mm)で除した部材角 R=D/h で制御した。

2.3 測定方法

測定箇所はH15年度実験と同様のものとした。変
 位の計測位置を図-3に示す。計測変位は上部スタ
 ブおよび側柱での水平変位、側柱を4分割した軸方
 向変位、壁内の梁および壁板の部分変位である。鉄
 筋のひずみは柱主筋、帯筋、壁のせん断補強筋、梁
 主筋の主要な位置にひずみゲージを貼り、測定した。

2.4 計算耐力

曲げおよびせん断の耐力算定結果およびせん断余
 裕度を表-5に示す。曲げ終局強度の算定には実用
 略算式を、せん断終局強度の算定にはAIJによる指
 針式⁴⁾を用いた。

表-1 部材断面詳細 単位(mm)

		1層	2層
柱	B×D	200×200	
	主筋	12-D13(ρ _g =3.8%)	
	帯筋	2-D6@60(ρ _w =0.53%)	2-D6@50(ρ _w =0.64%)
	副帯筋	2-D6@120(ρ _w =0.27%)	—
梁	B×D	150×200	200×500(上部スタブ内300に埋込)
	主筋	4-D10(ρ _t =0.54%)	
	帯筋	2-D6@100(ρ _w =0.42%)	
壁	壁厚	80	
	縦筋	D6@100(ρ _s =0.4%)	2-D6@100(ρ _s =0.8%)(上部400mm) D6@100(ρ _s =0.4%)
	横筋	D6@100(ρ _s =0.4%)	

F_c=27MPa, 柱主筋(SD390), その他(SD295A)

表-2 コンクリートの材料特性

H15年度実験		H16年度実験			
試験体	部位	σ _B (N/mm ²)	試験体	部位	σ _B (N/mm ²)
試験体AS	1層壁部	26.0	試験体ASR	1層壁部	27.6
	2層壁部	27.9		2層壁部	29.3
試験体BS	1層壁部	27.4	試験体BSR	1層壁部	26.7
	2層壁部	30.2		2層壁部	28.9

表-3 鉄筋の材料特性

種別・使用部位	降伏点 (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
D6(SD295A) 壁筋、柱・梁横補強筋	371	199	495
D10(SD295A) 梁主筋	378	199	473
D13(SD390) 柱主筋	485	192	615

表-4 荷重計画

部材角(rad)	変位(mm)	試験体AS	試験体BS	試験体ASR	試験体BSR
		サイクル(回)	サイクル(回)	サイクル(回)	サイクル(回)
1/1600	1.25	1	1	1	1
1/800	2.5	1	1	1	1
1/400	5	2	2	2	2
1/200	10	2	2	6	6
1/133	15	2	2	6	6
1/100	20	2	2	6	6
1/67	30	2	2	2	6
1/50	40	1	2	1	2
1/33	60	1	1	1	1
1/20	100	正方向のみ	正方向のみ	正方向のみ	正方向のみ

表-5 耐力算定結果 単位(kN)

	試験体ASR	試験体AS	試験体BSR	試験体BS
曲げ終局強度	686.1		537.2	
せん断終局強度	648.8	629.9	585.9	592.6
せん断余裕度	0.95	0.92	1.09	1.10

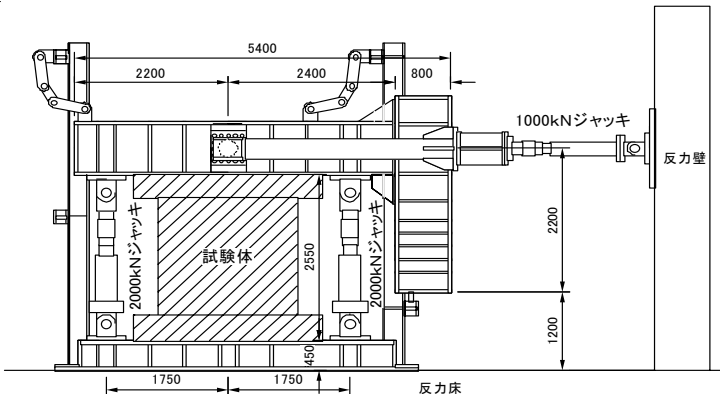
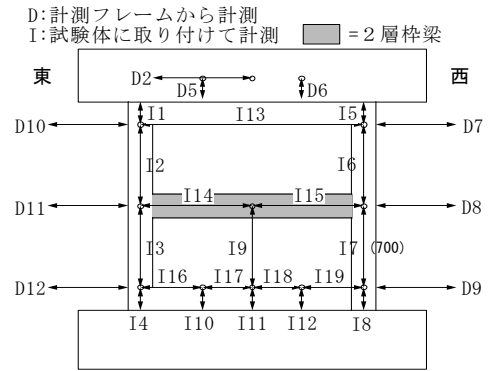


図-2 荷重装置



裏側(変位計設置側)
 図-3 変位計測位置

3. 実験結果

3.1 H15 年度実験の結果の概要

ここでは、せん断破壊先行型の試験体 AS と曲げ破壊先行型の試験体 BS の RC 造耐震壁 2 体について静的加力実験を実施した H15 年度実験より得られた知見を要約する。

- 1) 既往の設計式による耐力算定結果から、試験体 AS および試験体 BS の破壊形式は、それぞれせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型となることが予想された。しかし両試験体ともに曲げ降伏後のせん断破壊となった。
- 2) 試験体 AS および BS の最大耐力はそれぞれ 681kN(R=1/133rad. 時), 545kN(R=1/67rad. 時) であり両試験体ともに曲げ強度計算値とほぼ一致した。
- 3) 試験体 AS および BS はそれぞれ R=1/67rad. および R=1/50rad. の載荷において部材角が進行しながら耐力の低下が起こった。

3.2 H16 年度実験の結果

ここでは H16 年度実験の結果について述べるとともに、上記 H15 年度実験の結果との対応を示す。

(1) 破壊性状

図-4 に各試験体の最終ひび割れ状況を示す。試験体 ASR は R=1/200rad. および R=1/133rad. の繰り返し載荷によって圧縮側柱脚近傍の壁に細かなせん断ひび割れの発生および伸展が見られたが載荷サイクル数の増加に伴いその発生量は少なくなった。以降、R=1/100rad. では載荷サイクルの増加に伴い壁脚部のコンクリートの剥落が進行し、R=1/67rad. の 1 サイクル目には試験体 AS と同様に西側柱脚が圧壊し、一層の壁板の対角線に沿った壁板の圧壊が起こることで、壁がすべり急激に破壊が進行した。試験体 BSR

は R=1/133rad. および R=1/100rad. の 1 サイクル目に一層の柱および壁板の中央部に、R=1/67rad. の 1 サイクル目に一層の柱および壁板上部に新たな曲げひび割れが発生した。ここまでの載荷履歴におけるひび割れ経過は試験体 BS でも同様に見られ曲げ型の特徴が現れている。また、R=1/133rad. および R=1/100rad. の 2 サイクル目以降の繰り返し載荷ではひび割れの発生および伸展はほとんど見られなかった。以降、R=1/67rad. の載荷サイクルの増加に伴い壁脚部のコンクリートの剥落が進行し、6 サイクル目に東側柱脚が圧壊し破壊が進行した。

以上のように、両試験体ともコンクリートの剥落が進行する以前の部材角では、載荷サイクルの増加に伴いひび割れの発生状況に変化が見られなくなっていると考えられる。また破壊形式としては H15 年度実験結果(3.1 節の 1) 参照)と同様に、曲げ破壊先行型およびせん断破壊先行型の試験体とも、曲げ降伏後に圧縮側柱脚付近での、壁のコンクリートの圧壊によるせん断圧縮破壊となり繰り返し回数が増加しても破壊形式に変化はなかった。

(2) 履歴特性

せん断力-部材角関係を曲げ終局強度および AIJ によるせん断強度式⁴⁾の計算値と併せて図-5 に示す。試験体 ASR および BSR とも部材角 R=1/800 でほぼ弾性範囲であり、部材角 R=1/400 で剛性低下が見られ、部材角 R=1/200 の 1 サイクル目において引張側柱脚の主筋が全て降伏したことにより、ほぼ最大耐力に達した。最大耐力は試験体 ASR で R=1/133rad. において 690kN、試験体 BSR で R=1/67rad. において 566kN を記録し、両試験体とも曲げ強度の計算値とほぼ一致している。繰り返し回数の少ない H15 年度

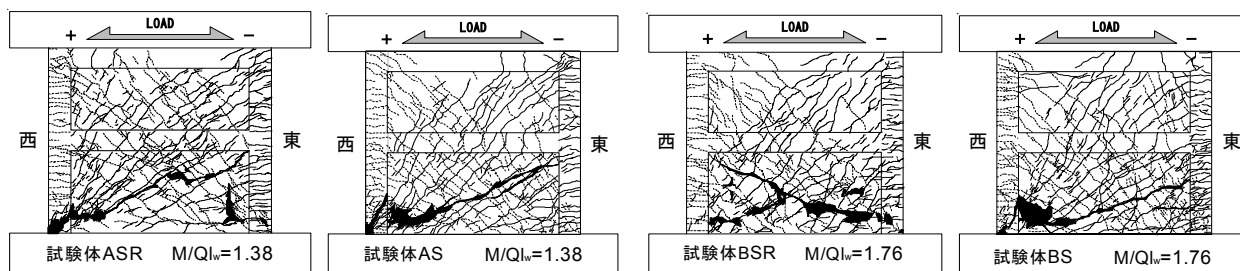


図-4 最終ひび割れ状況

実験の最大耐力(3.1 節の 2) 参照)と比較すると同じ部材角においてほぼ同じ最大耐力を記録しており、
 載荷サイクル数の増加による最大耐力および最大耐力時の部材角に違いは見られなかった。また図に示すように、試験体 ASR および試験体 BSR ともに、H15 年度実験において、部材角が進行しながら耐力が低下する部材角(3.1 節の 3) 参照) 以前まで、載荷サイクル数の少ない H15 年度実験の履歴特性と同様の履歴を示した。

4. 載荷サイクル数の影響に関する検討

4.1 累積損傷エネルギー

試験体の累積損傷エネルギーを各サイクルの載荷終了時ごとにプロットしたものを図-6 に示す。累積損傷エネルギーは、各サイクル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。試験体 ASR は $R=1/133\text{rad}$ の繰り返し載荷が終了した時点で試験体 AS の約 1.8 倍程度のエネルギーを吸収したが、両試験体とも $R=1/100\text{rad}$ の 1 サイクル目において同程度の耐力を維持している。一方、試験体 BSR は $R=1/100\text{rad}$ の繰り返し載荷が終了した時点で、試験体 BS の約 2.0 倍程度のエネルギーを吸収したが、両

試験体とも $R=1/67\text{rad}$ の 1 サイクル目における耐力低下は認められない。また、H15 年度実験と比較してせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型試験体ともに約 2.0 倍のエネルギーを吸収して崩壊に至った。以上のことより、累積損傷エネルギーが変形能力および崩壊に及ぼす影響は小さいと考えられる。

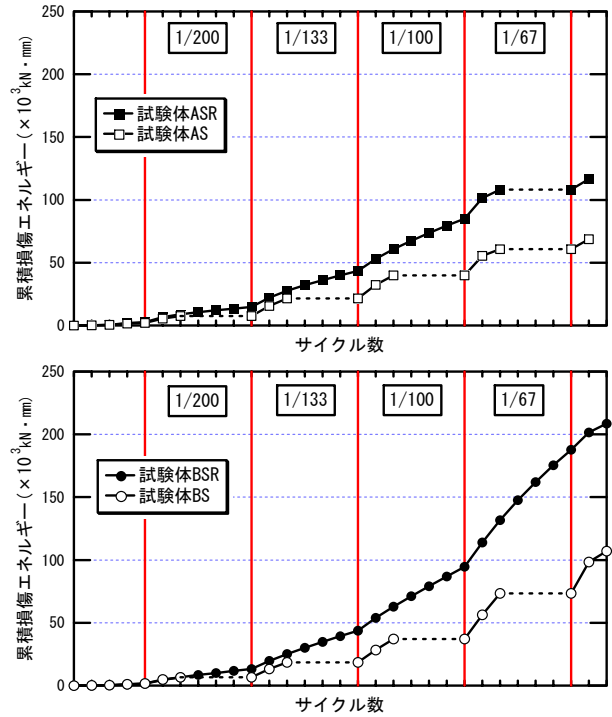


図-6 累積損傷エネルギー

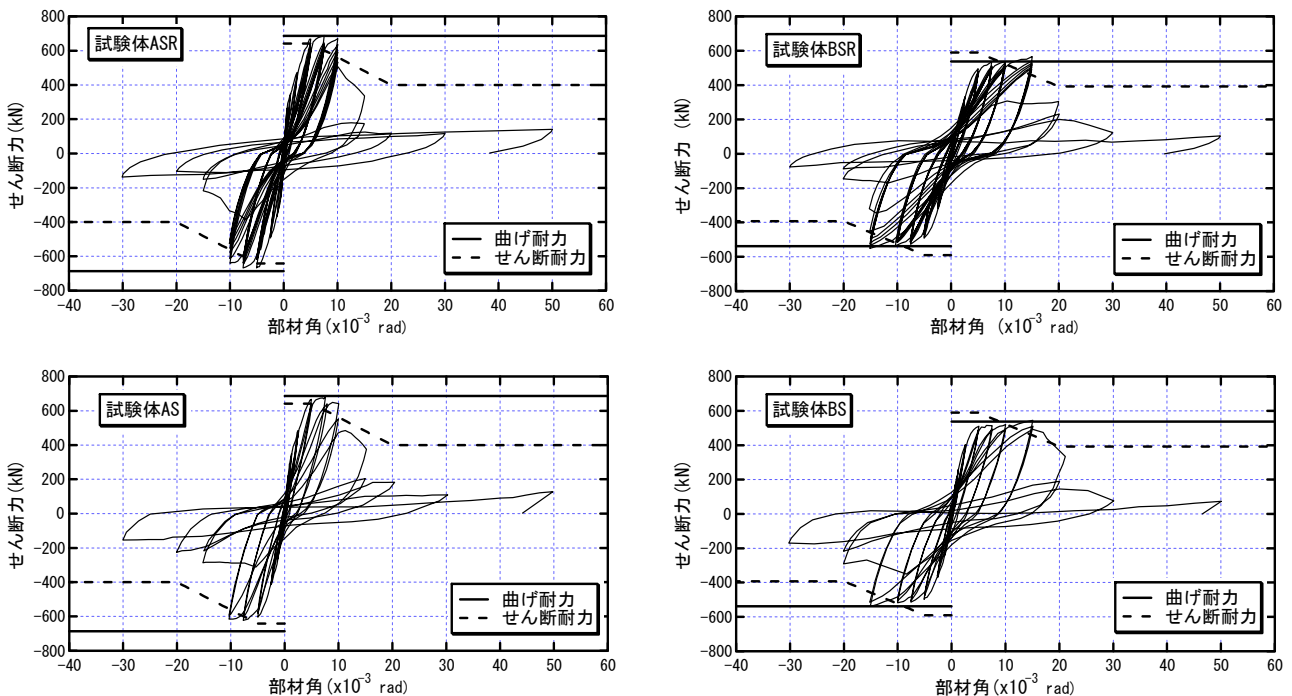


図-5 せん断力—部材角関係

4.2 耐力低下率

試験体 ASR および BSR の 1 サイクル目の耐力(Q_1) に対する i サイクル目の耐力(Q_i ; $i=1\sim 6$) の比率を制御部材角毎に図-7 に示す。試験体 ASR は $R=1/100ra$. において、試験体 BSR は $R=1/67rad$. において、それ以前の部材角における繰り返し载荷と比較して载荷サイクルの増加に伴う耐力低下が顕著となっている。このことより曲げ降伏後に繰り返し载荷を受ける時、変形量が小さい場合における同一変位振幅での繰り返し载荷の影響は小さく、変形がある程度進んでから繰り返し载荷の影響を受けると考えられる。また、試験体 BSR は $R=1/100rad$. までの 3 サイクル目以降の繰り返し载荷による耐力低下はほとんど起こらなかったのに対して、せん断余裕度の小さい試験体 ASR は $R=1/200rad$. および $R=1/133rad$. の 3 サイクル目以降も耐力低下が起こった。

4.3 壁板の挙動

繰り返し载荷により耐力低下が顕著となった部材角(試験体 ASR では $R=1/100rad$. および試験体 BSR では $R=1/67rad$.) およびその前の部材角(試験体 ASR では $R=1/133rad$. および試験体 BSR では $R=1/100rad$.) における壁板の挙動を図-8 に示す。ここでの壁板の挙動とは図-3 に示した D7~D12 を水平方向の変形量として、I2~I4 および I6~I8 を鉛直方向の変形量としてそれぞれ計測されたデータを 70 倍して示したものである。試験体 ASR と AS および試験体 BSR と BS のそれぞれを比較すると、耐力低下が顕著

となる前の部材角(図中の▲に相当)では、载荷サイクル数の増加による違いは見られず、各層の水平変位がほぼ直線的に分布していることが分かる。一方、耐力低下が顕著となった部材角(図中の■に相当)では 1 層に変形が集中し、载荷サイクルの増加に伴い 1 層の圧縮側柱の水平変位が進んでいることが分かる。以上のことより耐力低下以前では 1 層および 2 層全体で変形が進むのに対して、耐力低下が顕著となる部材角では圧縮側柱脚近傍に損傷が集中することにより 1 層に変形が集中したと考えられる。

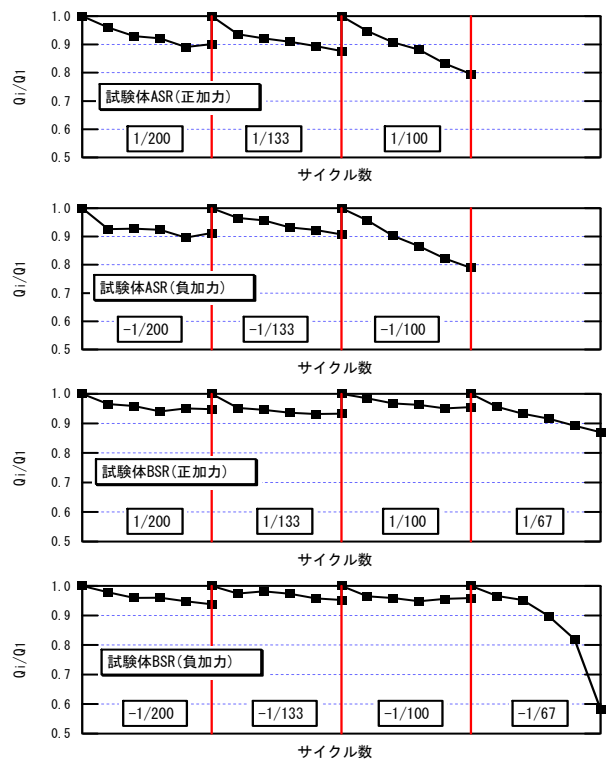


図-7 耐力低下率

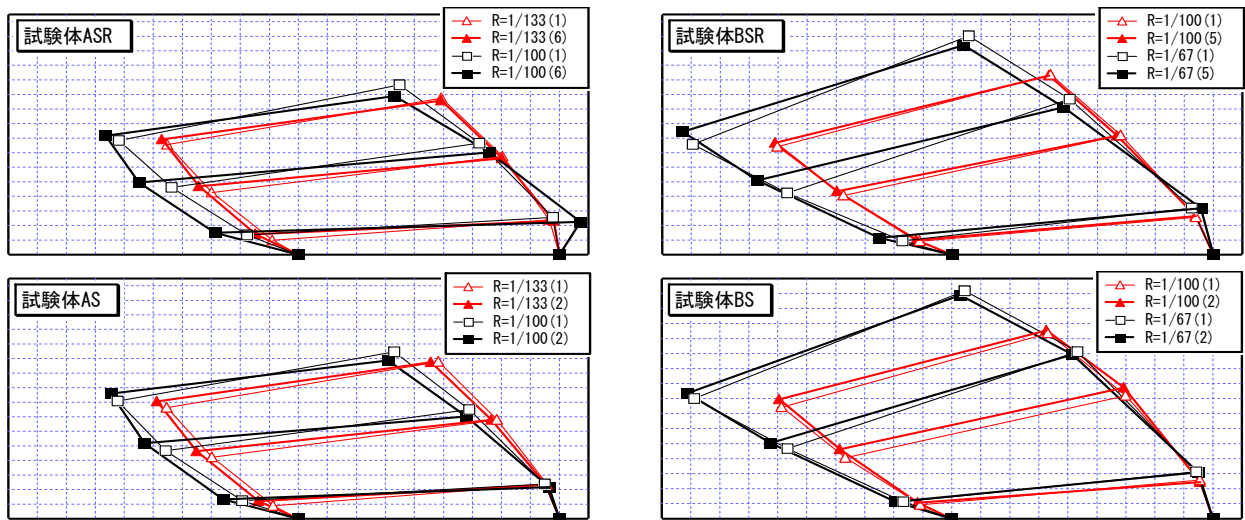


図-8 壁板の挙動

4.4 2層枠梁の挙動

図-9に2層枠梁位置における柱間距離を正負別々に各部材角ごとに示す。2層枠梁位置の柱間距離は図-3に示した、I14とI15を足し合わせたものより求めた。2層枠梁位置の柱間距離の増加は2層枠梁を横切るせん断ひび割れ幅が増大したことに対応していると考えられる。せん断破壊先行型の試験体において、試験体ASRは試験体ASと比較して $R=1/200\text{rad}$ および $1/133\text{rad}$ の繰り返し载荷によって柱間距離は増加しているが、同一変位振幅では、载荷サイクル数の増加に伴い一つ前のサイクルに対する増加率は小さくなっている。曲げ破壊先行型の試験体について柱間距離を見ると、 $R=1/67\text{rad}$ の2サイクル目終了時まで試験体BSRと試験体BSの2層枠梁位置における柱間距離は、ほぼ同じであることが分かる。これらのことよりせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型試験体ともに変形量が小さい場合において、载荷サイクル数の増加によるコンクリートの損傷の影響は小さいと考えられる。また、試験体ASRでは $R=1/100\text{rad}$ および試験体BSRでは $R=1/67\text{rad}$ において、载荷サイクルの増加に伴い柱間距離が急激に増加している。このことより、2層枠梁を横切るせん断ひび割れが開くことで応力伝達が局所的になり、壁脚部のコンクリートの剥落が進行したと考えられる。

5. まとめ

同一変位振幅における繰り返し回数を実験変数とした静的加力実験を行い、RC造耐震壁の静的挙動に及ぼす繰り返し载荷の影響を検討した。本研究によって得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 破壊性状より载荷サイクル数の増加が破壊形式に及ぼす影響は小さい。
- 2) 耐力低下率および2層枠梁の挙動より限界変形以前における同一変位振幅の繰り返し载荷が耐力および破壊の進行に及ぼす影響は小さい。
- 3) 壁板の挙動より同一変位振幅の繰り返し载荷による耐力低下は限界変形以降において1層の変形が集中することで起こる。

以上のことより、RC造耐震壁の崩壊には累積損傷エネルギーよりも部材の限界変形が大きく影響することが明らかとなった。

謝辞：本研究は文部科学省「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の「振動台活用による構造物の耐震性向上研究」の分担研究として行われたものである。関係各位に記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 衣笠秀行, 野村設朗：正負繰り返し载荷による曲げ降伏ヒンジの破壊性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.16, No.3, pp.21-32, 1994.7
- 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) 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.643-468, 2003.7
- 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

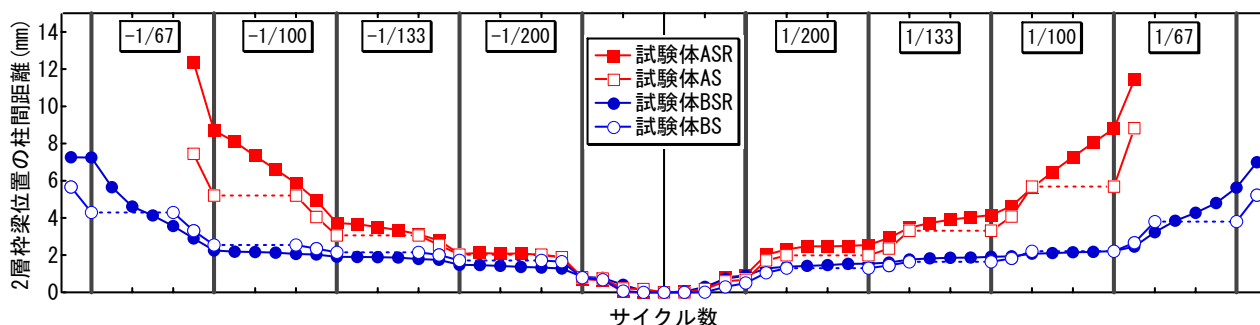


図-9 2層枠梁での柱間距離