

正負交番載荷実験に基づく単柱式 RC 橋脚の 残存耐震性能の解明

大越 靖広¹・庄司 学²

¹正会員 株式会社熊谷組 技術本部技術研究所 (〒300-2651 茨城県つくば市鬼ヶ窪 1043)
E-mail: yookoshi@ku.kumagaigumi.co.jp (Corresponding Author)

²正会員 筑波大学教授 システム情報系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)
E-mail: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

熊本地震のように複数回の大きな地震動を経験した場合、先行の地震荷重に対しては十分な耐力を有しており損傷を制御できても、後続の地震荷重に対してどの程度の耐震性能が残存しているか、すなわち、これから起こるであろう地震に対する残存耐震性能については、先行した地震による載荷履歴と残存性能の関係が十分に明らかになっていない。本研究では、橋梁の単柱式 RC 橋脚に着目して、先行した地震による載荷履歴が、道路橋示方書で示されている限界状態のどの範囲にあるかをパラメータとして後続の地震荷重に対する正負交番載荷実験を行い、RC 橋脚の残存耐震性能について検討を行った。

Key Words: residual seismic performance, multiple earthquakes, cyclic loading experiment, absorbent energy, plastic hinge, limited state

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震以降、耐震設計に用いる地震荷重を上回る荷重や想定外の荷重を受けた場合の危機耐性が注目され、橋梁に対する危機耐性を有する技術が求められている。道路橋示方書¹⁾(以下「道示」)は、平成 24 年に続き平成 29 年に改訂され、熊本地震における被災を踏まえた対応がされている。危機耐性²⁾に資する既往の研究としては、豊岡ら³⁾の倒壊方向を制御する研究の他に、西村ら⁴⁾による橋梁の支持機能を保証する橋脚の検討が報告されており、構造物に著しい損傷が生じて上部構造等を支持する性能を担保するような危機耐性について検討されている。横澤ら⁵⁾は耐力階層化鉄筋を用いて、設計地震動を上回る地震動を受けた場合でも、機能が損なわれない道路橋を実現する崩壊シナリオデザイン設計法について提案しており、大住ら⁶⁾は、極大地震に対しても道路橋の機能を損なわない、或いは損なわれても速やかに機能回復できる構造を実現する方法として、崩壊シナリオデザイン設計法を提案している。軸方向鉄筋の座屈に着目した研究としては、植村ら⁷⁾により軸方向鉄筋の座屈を制御する研究が行われている他、武田⁸⁾により危機耐性に寄与する冗長性を向上する構造として、座屈拘束鉄筋を用いた柱構造の提案がされている。

2016年に発生した熊本地震では、4月14日に最大震度7を記録した後、同16日にも最大震度7を記録し、補修や補強を施す時間もなく構造物の被害を拡大させた。このような大きな地震が同じ地点で2回観測されるのは我が国の地震観測史上初めてのことであり、耐震設計された構造物が複数回の大きな地震を経験する可能性があり得ることを認識させた。2022年3月16日に発生した福島県沖を震源とする地震では、建物の被害や土木構造物の被害が報告されているが、東北地方太平洋沖地震以降に発生した相次ぐ地震の影響により、過去の地震後の調査では分からなかった損傷が蓄積して、構造物の被害に至った可能性も考えられる。同様に、橋梁のRC橋脚についても複数回の大きな地震荷重を受けて、残存する耐震性能が低下している可能性が考えられる。このような背景より、本研究では地震動による載荷の履歴を複数回受けた場合のRC橋脚の残存耐震性能について検討することを目的とする。

RC橋脚の残存耐震性能について検討を行うには、RC柱の試験体の正負交番載荷実験によって得られる水平荷重と水平変位の履歴の確認が必須となるが、このようなRC柱の履歴特性については、これまでも多くの既往の研究が行われている。本研究のように2回目の載荷を行わない単一の載荷については、RC柱の履歴特性には

武田モデル⁹⁾が採用されることが一般的である。例えば、野村ら^{10,11)}や衣笠ら¹²⁾は RC 柱の復元力特性に関する研究において、正負交番載荷実験の初期の段階で大変形を与え、その後小さい層間変形角から再載荷を行い、耐力低下を考慮した復元力特性について実験的考察を行っている。川島ら¹³⁾や武村ら^{14,15)}の検討では、RC 柱の供試体について、載荷履歴をパラメータとした検討を行っている。載荷履歴は各変位振幅を3回行うものと1回のを比較した継続時間に着目したものの他に、最初に大きな振幅変位で載荷し、その後 $\pm 3\delta_y$ ずつ振幅変位を減少させていく漸減載荷も行っており、活断層による地震のように最初から強い地震動が作用する場合について検討している。また、松川ら¹⁶⁾は円形断面の柱について漸減載荷を行い、載荷履歴が曲げ耐力や変形性能に及ぼす影響を検討している。これらの文献から共通して得られる知見として、1 サイクルでも大きな変位振幅を経験すると、その後のエネルギー吸収量が低下することが分かる。また、中尾ら¹⁷⁾は、超過作用により限界状態3に至った RC 橋脚の耐荷能力について再載荷を行って評価をしており、限界状態3に至る前と、限界状態3に至った後の再載荷のエネルギー吸収量の和は同等であると評価している。一方、建築の分野では伊藤ら¹⁸⁾や Alwashali et al.¹⁹⁾、Chiu et al.²⁰⁾により、柱や壁、架構等に対して耐震性能低減係数を用い、1 回目の地震により消費されたエネルギーと残存エネルギーについて評価する残存耐震性能についての検討がされている。Li et al.²¹⁾は、実験から求めた損傷分布モデルを用いて、地震後の損傷した RC 柱の残存挙動の予測を試みている。

本研究では残存耐震性能について検討を行うため、先行の地震の大きさ、すなわち実験においては1回目の載荷の範囲をパラメータとして、その後2回目に終局までの載荷実験を行う必要がある。このような検討は先行研究の例が少ないため、残存耐震性能の評価を行う方法について検討が必要である。通常の RC 橋脚を対象とした正負交番載荷実験と同様に、載荷点の変位と荷重の履歴から求まるエネルギー吸収量や鉛直変位と水平変位の関係による評価の他に、塑性ヒンジ部の損傷の挙動と残存耐震性能の関係について力学的な指標を用いて評価し、そのメカニズムを明らかにする。

2. 載荷実験

(1) 試験体の検討

本研究では、道路橋の RC 橋脚の残存耐震性能について検討を行うため、検討に用いる試験体は道路橋を模擬したものとする。本研究においては、せん断耐力については検討外であることから曲げ破壊先行型の柱を用いるが、道路橋は多種多様であり、対象の橋脚を決めること

は煩雑となる。そこで、前述した文献^{5,8,17)}を参考にして、諸元を決めた。本研究で用いる試験体の設計には、限界状態に対応する水平耐力及び水平変位を、以下の道示の式で算定する。

・限界状態 1

$$P_y = \frac{M_{ls2}}{h} \quad (1)$$

$$\delta_{yE} = \frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \delta_{y0} \quad (2)$$

ここに、

P_y : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の降伏水平耐力 (N)

δ_{yE} : 限界状態 1 に相当する水平変位の特性値 (mm)

M_{k2} : 限界状態 2 に相当する橋脚基部の曲げモーメント (N・mm)

δ_{y0} : 最外縁にある軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達するときの水平変位 (mm) で、上部構造の慣性力の作用位置に式(3)により算出する初降伏水平耐力 P_{y0} を作用させたときの曲率分布をもとに算出する。

$$P_{y0} = \frac{M_{y0}}{h} \quad (3)$$

ここに、

P_{y0} : 最外縁にある軸方向鉄筋が降伏に達するときの単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力 (N)

M_{y0} : 最外縁にある軸方向鉄筋が降伏に達するときの橋脚基部断面の曲げモーメント (N・mm)

・限界状態 2

$$P_u = \frac{M_{ls2}}{h} \quad (4)$$

$$\delta_{ls2} = k_2 \cdot \{ \delta_{yE} + (\varphi_{ls2} - \varphi_y) L_p \left(h - \frac{L_p}{2} \right) \} \quad (5)$$

ここに、

P_u : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N)

δ_{k2} : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 に相当する水平変位の特性値 (mm)

k_2 : 補正係数で、1.3 とする。

φ_{k2} : 橋脚基部断面における限界状態 2 に達するときの生じる曲率 (1/mm)

φ_y : 橋脚基部断面における限界状態 1 に達するときの生じる曲率 (1/mm) で、式(6)による。

$$\varphi_y = \frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \varphi_{y0} \quad (6)$$

φ_{y0} : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向鉄筋が降伏するときの曲率 (1/mm)

・限界状態3

$$\delta_{ls3} = k_3 \cdot \{\delta_{yE} + (\varphi_{ls3} - \varphi_y)L_p \left(h - \frac{L_p}{2} \right)\} \quad (7)$$

ここに,

δ_{ls3} : 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に相当する水平変位の特性値(mm)

φ_{ls3} : 橋脚基部断面における限界状態3に達するときの生じる曲率(1/mm)

k_3 : 補正係数で、1.3とする。

(2) 試験体の諸元

本研究で行う検討は、1回目の荷重の範囲をパラメータとするため、すべての試験体の諸元は同じものとする。試験体の諸元を表-1に、配筋図を図-1に示す。柱断面は450mmの正方形断面、フーチング上面から荷重点までの高さは1800mmとした。軸方向鉄筋はD13(SD345)を24本、帯鉄筋はD6(SD345)を75mm間隔で配置した曲げ破壊先行型の試験体である。鉄筋の材料試験値は、D13とD6はそれぞれ、降伏点が361.3, 381.8(N/mm²), 引張強さは533.6, 565.2(N/mm²), ヤング係数は1.83, 1.73(×10⁵N/mm²)であった。また、コンクリートの材料試験値は、柱とフーチングで、圧縮強度が36.4~40.3, 37.9~39.9(N/mm²), 引張強度が1.69~2.45(N/mm²), ヤング係数は24,833~27,033, 25,400~26,633(N/mm²)であった。なお、各試験体のコンクリートは同一日に打設しているが、ケース1~3とケース4~5の試験体は異なるバッチで打設したものである。

表-1 試験体の諸元 (ケース1~5共通)

断面	軸方向鉄筋	帯鉄筋	コンクリート強度 (N/mm ²)
450×450	D13-7本	D6@75	27.0
	SD345	SD345	
せん断スパン	せん断スパン比	軸方向鉄筋比 (%)	軸圧縮応力度 (N/mm ²)
1800	4.0	1.50	1.0(1.5)

(3) 実験ケース

本研究では、1回目の荷重の範囲をパラメータとした正負交番荷重実験を実施し、その後2回目の荷重を終局まで行うことによってRC柱の残存耐震性能を検討する。図-2に道示の限界状態と本研究での各ケースの1回目の荷重の範囲を、表-2に各ケースの荷重パターンを示す。

a) ケース1

1回目の荷重で道示の限界状態3を超える範囲まで荷重を行う。終局までの荷重が目標であるが、軸方向鉄筋が破断した場合は他のケースと比較が煩雑になることか

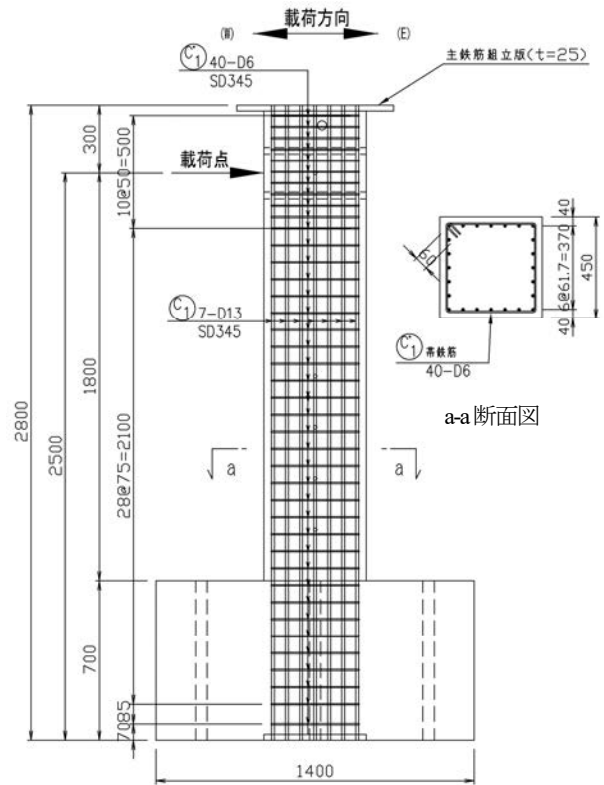


図-1 試験体の配筋図と柱断面図

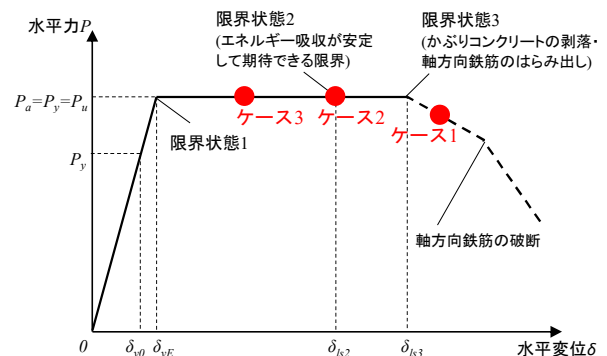


図-2 道示の限界状態と各ケースの1回目の荷重の範囲

ら、軸方向鉄筋の破断前に荷重を終了する。限界状態3とは、軸方向鉄筋のはらみ出し、被りコンクリートの剥落が起きている状態である。

b) ケース2

1回目の荷重は、ケース1の荷重で既知となっている限界状態2までの荷重とする。限界状態2とは、エネルギー吸収が安定して期待できる限界であり、軸方向鉄筋の変形、被りコンクリートのクラックが大きく進展している状態である。

c) ケース3

1回目の荷重は、降伏変位の3倍までとする。これは、道示の限界状態1と2の間に相当し、軸方向鉄筋は降伏しているが被りコンクリートのクラックは限定的で、残留変位が無い場合はクラックが閉じて損傷が分かりづらい状況を想定している。

表-2 各ケースの荷重パターン

実験 ケース	1回目 荷重範囲	1回目 軸圧縮 応力 (N/mm ²)	2回目 軸圧縮 応力 (N/mm ²)	荷重パターン
ケース1	限界状態3 を超える 範囲	1.0	1.0	
ケース2	限界状態2			
ケース3	降伏変位 の3倍			
ケース4	限界状態2		1.5	
ケース5	降伏変位 の3倍×3		1.0	

d) ケース 4

1回目の荷重は、ケース 2 と同様に限界状態 2 までの荷重とする。2回目の荷重は、軸力を 1.5 倍として行うものとする。これは、先行した地震によりに 1 本の橋脚が鉛直支持能力を失った場合に、その両側の橋脚が上部構造の死荷重を受け持つ状態を想定している。

e) ケース 5

1回目の荷重は、ケース 3 と同様の荷重を 3 回繰り返す、その後終局まで荷重する。複数回の地震動を受けた後の RC 橋脚の状態を想定している。

(4) 荷重実験の方法

各ケースの荷重の方法は、以下の通りとする。

- ①試験体セット後に所定の軸力を導入する。
- ②引張鉄筋のひずみを確認しながら降伏ひずみの半分相当のひずみになるまで予備荷重を行う。
- ③引張鉄筋のひずみを確認しながら、降伏ひずみまで荷重を行う。正負の平均より $1\delta_y$ を決める。その後、 $1\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y...$ と各振幅変位につき 3 サイクルの荷重を行う。
- ④各ケースの所定の振幅変位まで 1 回目の荷重を行う。1 回目の荷重終了後、軸力を導入したままの状態、水平荷重と水平変位を原点まで戻す。一度ある程度の変位まで正側あるいは負側に荷重して除荷することにより原点を目指す、正側に荷重する変位は、1 回目の荷重の最後のループの除荷勾配を参考に決めるものとする。実際の荷重実験においては、ケースによって異なる過程で原点へ戻すこととなったため、その詳細は付録に示す。
- ⑤2 回目の荷重は、1 回目の降伏変位の整数倍の振幅変位を、1 回目と同様の手順で終局まで行う。

3. 荷重と変位の関係および損傷の状況

各ケースの主要結果一覧を表-3 に示す。どのケースの降伏変位も 9mm に近い値となったため、全てのケースについて降伏変位を 9mm として荷重実験を実施した。

(1) ケース 1

図-3(a)にケース 1 の水平荷重-水平変位関係の履歴を示す。1 回目の荷重の降伏変位は 9.0mm ($1\delta_y$)、限界状

表-3 主要結果一覧

ケース	正負	1回目の荷重						2回目の荷重		
		δ_{y0} (mm)	δ_{1s2} (mm)	δ_{1s3} (mm)	P_{y0} (kN)	P_{1s2} (kN)	P_{1s3} (kN)	P_{y0} (kN)	P_{1s2} (kN)	P_{1s3} (kN)
1	+	8.60	45.1	54.2	114.6	149.4	148.9	16.4	45.1	49.5
	-	-9.35	-54.1	-63.2	-119.1	-150.7	-149.6	-7.0	-47.3	-46.8
	平均	8.98	49.6	58.7	116.9	150.1	149.3	11.7	46.2	48.2
2	+	8.90	45.1		120.0	147.0		50.6	138.2	145.7
	-	-9.30	-45.2		-121.2	-147.1		-28.7	-140.1	-144.2
	平均	9.10	45.2		120.6	147.1		39.6	139.2	144.9
3	+	9.15			116.5			50.1	145.6	142.1
	-	-9.15			-113.8			-47.5	-142.3	-116.9
	平均	9.15			115.2			48.8	144.0	129.5
4	+	8.95	45.4		117.0	146.0		28.7	148.4	155.0
	-	-9.20	-45.1		-114.2	-147.7		-57.2	-153.4	-155.4
	平均	9.08	45.2		115.6	146.9		43.0	150.9	155.2
5	+	8.55			111.0			43.9	148.1	144.8
	-	-9.20			-113.1			-46.8	-142.9	-146.1
	平均	8.88			112.1			45.4	145.5	145.5

※ケース 5 の 2 回目には、4 回目の値を示す。

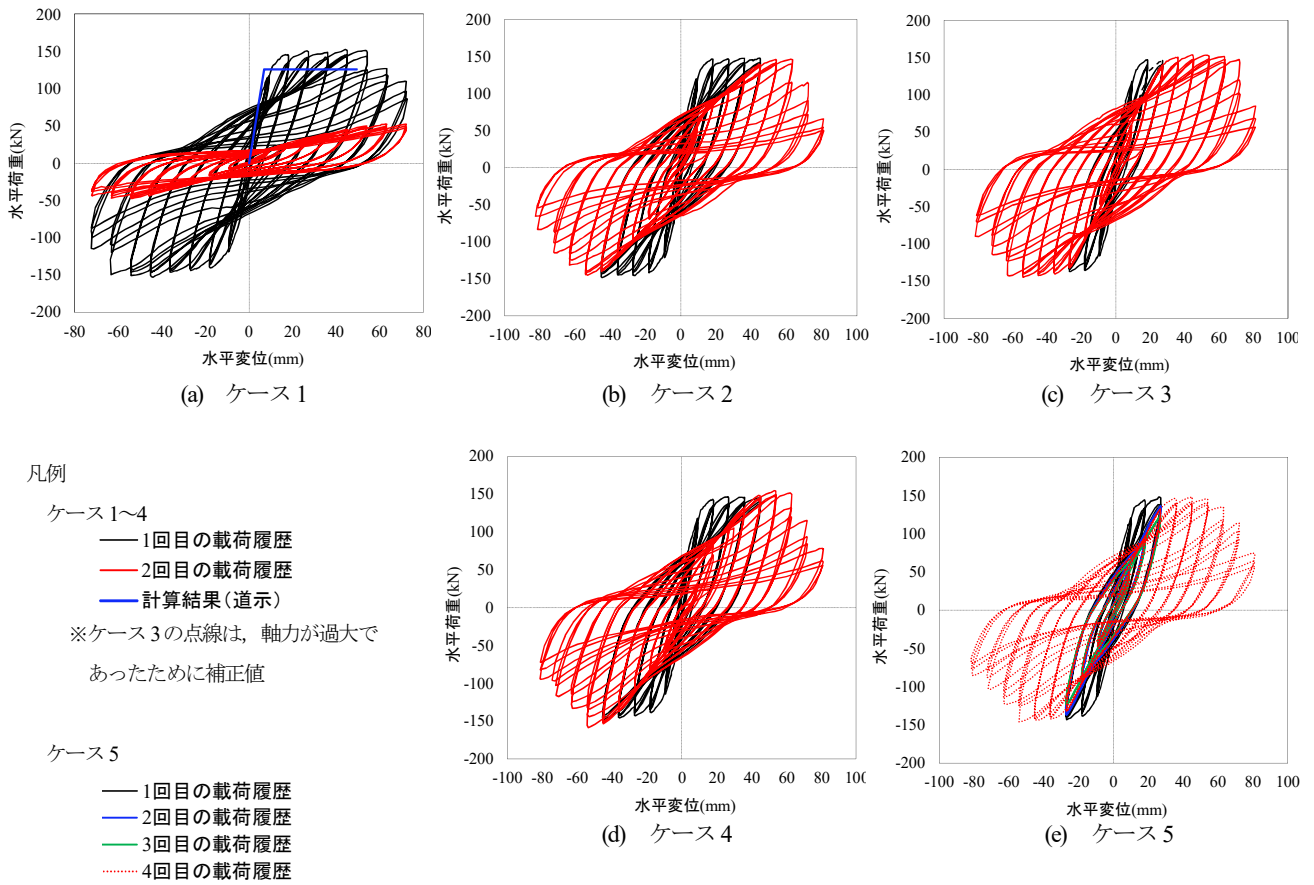


図-3 各ケースの水平荷重—水平変位関係の履歴

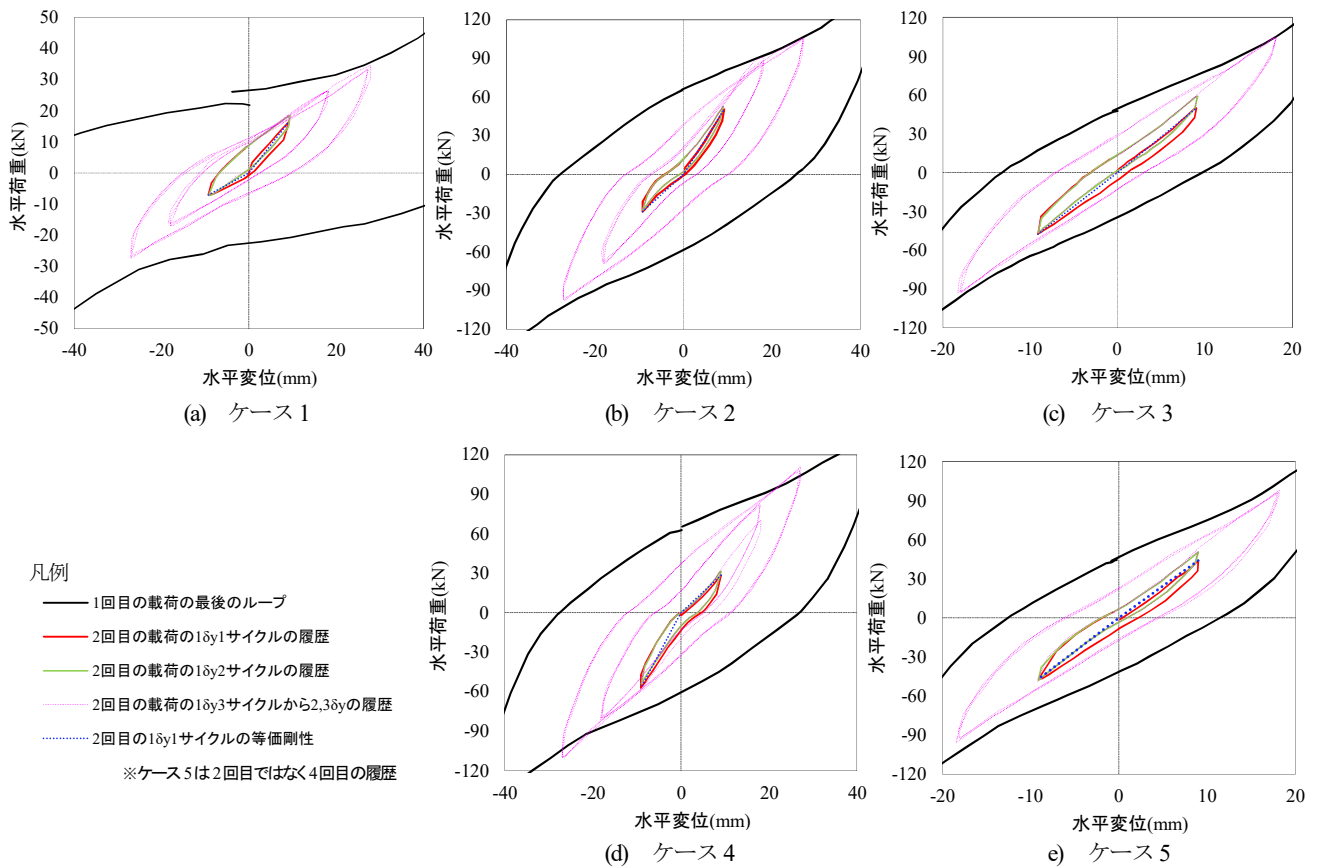


図-4 各ケースの水平荷重—水平変位関係の履歴 (2回目初期)

態2の変位は、 $+6\delta_y$ の3サイクル目に被りコンクリートの大きな剥落があり水平荷重が低下したため、その1つ前の載荷の45.0mm ($5\delta_y$)、限界状態3の変位は54.0mm ($6\delta_y$)とした。また、図中に材料試験結果を用いた道示による計算結果を示すが、1回目の載荷履歴と比較して、精度よく実験が実施されたことを示している。各々の状態での塑性ヒンジ領域の損傷状況を写真-1に示す。1回目の載荷の $1\delta_y$ 時においては、微小な曲げクラックは発生しているものの、その幅は0.2mm未満であり外観からは損傷は確認が難しい。3 δ_y 終了時においては、側面のクラックが進展して幅も最大で1.0mmとなった。5 δ_y 終了時においては、小さな剥落はあるものの、耐力の減少を招くような大きな被りコンクリートの剥落はまだない。クラック幅は最大で1.8mm程度と大きく、被りコンクリートの剥落につながる縦方向のクラックも側面に確認できる。 $+6\delta_y$ の3サイクル目には、被りコンクリートが剥落して正側の耐力が大きく減少した。負側については、 $-7\delta_y$ の2サイクル目に被りコンクリートが剥落して耐力が大きく減少した。2回目の載荷の履歴は、図-3(a)に赤線で示すとおりである。載荷の開始時から既に被りコンクリートは剥落しており、1回目の履歴と比較して水平荷重は小さい。2回目の載荷の初期の履歴を図-4(a)に示す。1~2 δ_y では、剛性もエネルギー吸収量も1回目の載荷と比較して小さいことは図-3(a)からも分かるが、2回目の載荷の $1\delta_y$ の1サイクル目の水平荷重は1回目の載荷と比較して正で14.3%、負で5.9%となった。また、

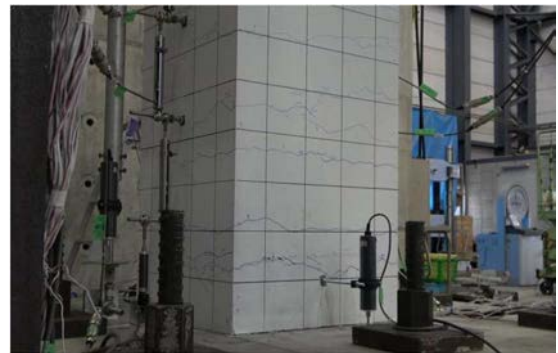
図中に緑色で示した $1\delta_y$ の2サイクル目の水平荷重は正側で1サイクル目よりも大きな値となり、通常の1回のみでの載荷では見られない挙動が確認された。

(2) ケース2

図-3(b)にケース2の水平荷重-水平変位関係の履歴を示す。1回目の載荷の降伏変位は9.0mm ($1\delta_y$)、限界状態2の変位は、ケース1の結果を踏まえて45.0mm ($5\delta_y$)とした。5 δ_y 終了時の状況は写真-2(a)に示すとおりであるが、クラック幅は最大で1.8mmとケース1と同等(写真-1(c))であった。2回目の載荷の履歴は、図-3(b)に赤線で示すとおりである。 $1\delta_y$ から5 δ_y までは、側面のクラックは多少進展したものの、新たなクラックの発生も少なく、写真-2(b)に示すように写真-2(a)と比較して損傷に大きな進展はない。5 δ_y のクラック幅は最大で1.8mmと1回目の載荷と同等であった。2回目の載荷で新規の載荷となる6 δ_y の水平荷重は、ケース1の1回目の載荷の6 δ_y と同等であった。正負ともに被りコンクリートが剥落して耐力が減少するタイミングは遅く、正側で7 δ_y の3サイクル目、負側で7 δ_y の1サイクル目であった。このように終局点の変位が大きくなった理由としては、1回目と同じ範囲の載荷を2回目に繰り返すことにより、クラックの開きが分散して変形性能を向上させた可能性も考えられるが、現状のデータ整理では明らかではない。なお、ケース2の2回目の載荷は9 δ_y まで行った。2回目の載荷の初期の履歴を図-4(b)に示す。2回目の載荷の $1\delta_y$ の1サ



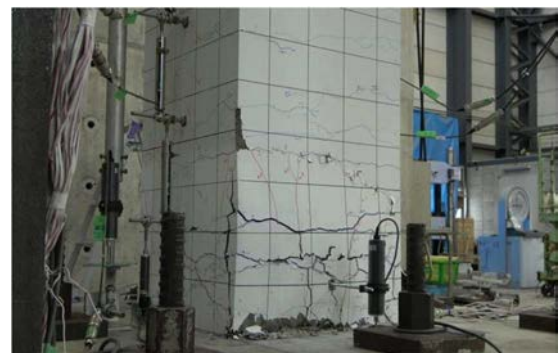
(a) $1\delta_y$ 終了時の様子



(b) $3\delta_y$ 終了時の様子



(c) $5\delta_y$ 終了時の様子



(d) $6\delta_y$ 終了時の様子

写真-1 ケース1の各状態の様子

イクル目の水平荷重は、1回目の荷重と比較して正で42.0%、負で23.6%となった。また、ケース1と同様に、図中に緑色で示した $1\delta_y$ の2サイクル目の水平荷重は、正側で1サイクル目よりも大きな値となった。

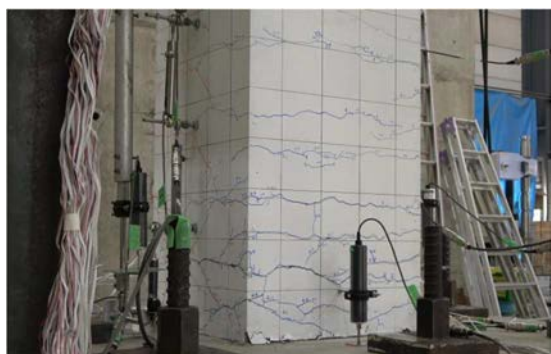
(3) ケース3

図-3(c)にケース3の水平荷重-水平変位関係の履歴を示す。1回目の荷重の降伏変位は9.0mm ($1\delta_y$)、荷重の範囲は限界状態1と2の間の27.0mm ($3\delta_y$)とした。写真-3(a)に示すように $3\delta_y$ 終了時の状況は、ケース1と同等(写真-1(b))であり、クラック幅は最大で0.85mmであった。2回目の荷重の履歴は、図-3(c)に赤線で示すとおりである。 $1\delta_y$ から $3\delta_y$ までは、側面のクラックは多少進展したものの、新たなクラックの発生も少なく、写真-3(b)に示すように写真-3(a)と比較して損傷に大きな進展はない。 $3\delta_y$ のクラック幅は1回目の荷重と同様に最大で0.85mmであった。2回目の荷重で新規の荷重となる $4\delta_y$ の水平荷重は、ケース1の1回目の荷重の $4\delta_y$ と同等であった。正負ともに被りコンクリートが剥落して耐力が減少するタイミングはケース1と比較して遅く、正側で $8\delta_y$ の2サイクル目、負側で $-7\delta_y$ の2サイクル目であった。終局点の変位が大きくなった理由としては、ケース2と同様に1回目と同じ範囲の荷重を2回目に繰り返すことにより、クラックの開きが分散して変形性能を向上させた可能性も考えられるが、現状のデータ整理では明らかではない。なお、ケース3の2回目の荷重は $9\delta_y$ ま

で行った。2回目の荷重の初期の履歴を図-4(c)に示す。2回目の荷重の $1\delta_y$ の1サイクル目の水平荷重は1回目と比較して正で43.0%、負で41.8%であった。ケース3についても、図中に緑色で示した $1\delta_y$ の2サイクル目の水平荷重は、正側で1サイクル目よりも大きな値となった。

(4) ケース4

図-3(d)にケース4の水平荷重-水平変位関係の履歴を示す。1回目の荷重の降伏変位は9.0mm ($1\delta_y$)、限界状態2の変位は、ケース2と同様に45.0mm ($5\delta_y$)とした。写真-2(c)に示すように $5\delta_y$ 終了時の状況は、ケース2と同等(写真-2(a)参照)でクラック幅は最大で1.7mmであった。2回目の荷重の履歴は、図-3(d)に赤線で示すとおり、軸圧縮応力を1.5倍としたことから水平荷重が他のケースと比較して大きくなっている。 $1\delta_y$ から $5\delta_y$ までは、側面のクラックは多少進展したものの、新たなクラックの発生も少なく、写真-2(d)に示すように写真-2(c)と比較して損傷に大きな進展はない。なお、 $1\delta_y$ から $5\delta_y$ までの除荷時のクラック幅は、1回目の荷重時と比較して30~60%と小さくなっており、軸圧縮応力を1.5倍としたことにより、試験体が軸方向に圧縮されて小さくなったものと考えられる。正負ともに被りコンクリートが剥落して耐力が減少するタイミングはケース2と比較して早く、正側で $7\delta_y$ の2サイクル目、負側で $-6\delta_y$ の2サイクル目となり、軸圧縮応力の増大により変形性能が低下したものと考えられる。なお、ケース4の2回目の荷重は $9\delta_y$ ま



(a) ケース2の $5\delta_y$ 終了時の様子



(c) ケース4の $5\delta_y$ 終了時の様子



(b) ケース2の $5\delta_y$ 終了時(2回目)の様子



(d) ケース4の $5\delta_y$ 終了時(2回目)の様子

写真-2 ケース2とケース4の $5\delta_y$ 終了時

で行った。また、2回目の载荷の初期の履歴を図4(d)に示す。2回目の载荷の $1\delta_y$ の1サイクル目の水平荷重は1回目の载荷と比較して正で24.5%、負で50.2%であり、ケース1,2とは逆に負側が大きい挙動となった。図中に緑色で示した $1\delta_y$ の2サイクル目の水平荷重は、1サイクル目と同等であったが、 $2\delta_y$ の2サイクル目の水平荷重は正側で1サイクル目よりも大きくなった。

(5) ケース5

図3(e)にケース5の水平荷重-水平変位関係の履歴を示す。ケース3と同様に、1回目の载荷の降伏変位は9.0mm ($1\delta_y$)、载荷の範囲は限界状態1と2の間の27.0mm ($3\delta_y$)とした。写真3(c)に示すように $3\delta_y$ 終了時の状況は、ケース3と同等(写真3(a))であり、クラック幅は最大で0.95mmであった。2~4回目の载荷の履歴は、図3(e)に示すとおりである。2~4回目の $1\delta_y$ から $3\delta_y$ までは、側面のクラックは多少進展したものの、新たなクラックの発生も少なく、写真3(d)に示すように写真3(c)と比較して損傷に大きな進展はない。 $3\delta_y$ のクラック幅は1回目の载荷と同等に最大で0.9mmであった。4回目の载荷で新規の载荷となる $4\delta_y$ の水平荷重は、ケース1の1回目の载荷の $4\delta_y$ と比較して、正側で5%程度減少した。これは $3\delta_y$ の繰り返しにより徐々に水平荷重が減少したことによるものである。正負ともに被りコンクリートが剥落して耐力が減少するタイミングはケース3と比較して早く、正側で $7\delta_y$ の1サイクル目、負側で $6\delta_y$ の

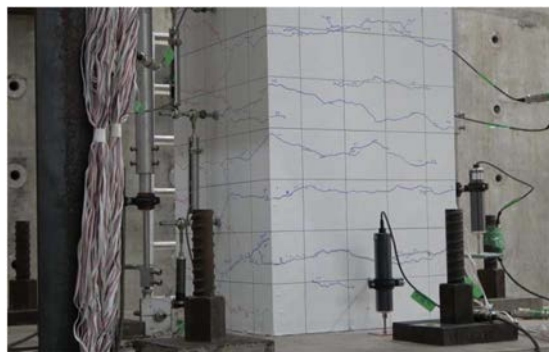
2サイクル目であり、 $3\delta_y$ の3回の繰り返しにより変形性能が低下したものと考えられる。なお、ケース5の4回目の载荷は $9\delta_y$ まで行った。また、4回目の载荷の初期の履歴を図4(e)に示す。4回目の载荷の $1\delta_y$ の1サイクル目の水平荷重は1回目と比較して正で39.6%、負で41.4%であった。図中に緑色で示した $1\delta_y$ の2サイクル目の水平荷重は、正側で1サイクル目よりも大きな値であった。

4. 载荷履歴による塑性ヒンジ領域への影響

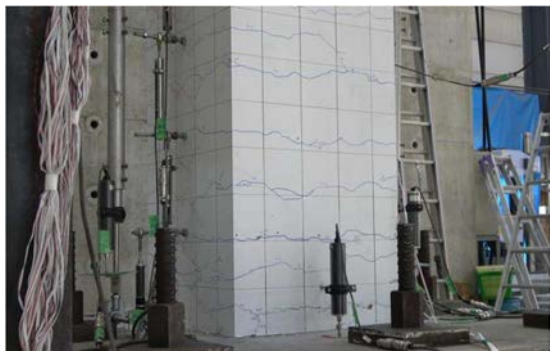
各ケースの各振幅変位時の軸方向鉄筋ひずみ分布を図5に示す。ケース1は1回目の载荷の $1\sim 8\delta_y$ の分布を示し、ケース2,4については1回目の $5\delta_y$ までと、2回目の $6\sim 8\delta_y$ の分布を、ケース3,5については1回目の $3\delta_y$ までと、2回目と4回目の $4\sim 8\delta_y$ の分布を示している。この図より、塑性ヒンジ領域を軸方向鉄筋の降伏する範囲とすれば、概ね基部から600mmの範囲といえるが、ケース1のみ降伏している範囲がわずかに小さいともとれる。表4に载荷実験終了後に外観から調査した損傷範囲を示す。コンクリートの崩落範囲は280~365mmであり、軸方向鉄筋の降伏する範囲と比較して小さいが、被りコンクリートが浮いている範囲が明確でないことから詳細の検討には用いない。一方、軸方向鉄筋の座屈による変形が最も大きい位置は、ケース1よりもケース2,3の方が大きく、塑性ヒンジ領域が長くなっている可能性がある。これは、前述のようにケース2,3においては、1回目と



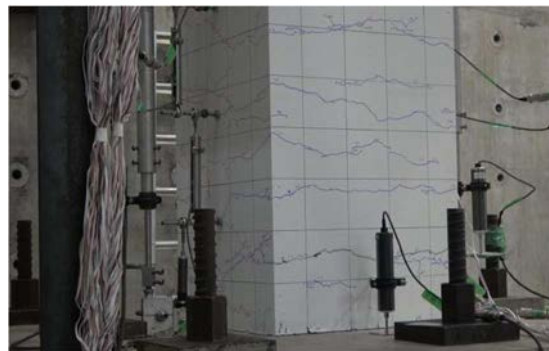
(a) ケース3の $3\delta_y$ 終了時の様子



(c) ケース5の $3\delta_y$ 終了時の様子



(b) ケース3の $3\delta_y$ 終了時(2回目)の様子



(d) ケース5の $3\delta_y$ 終了時(4回目)の様子

写真3 ケース3とケース5の $3\delta_y$ 終了時

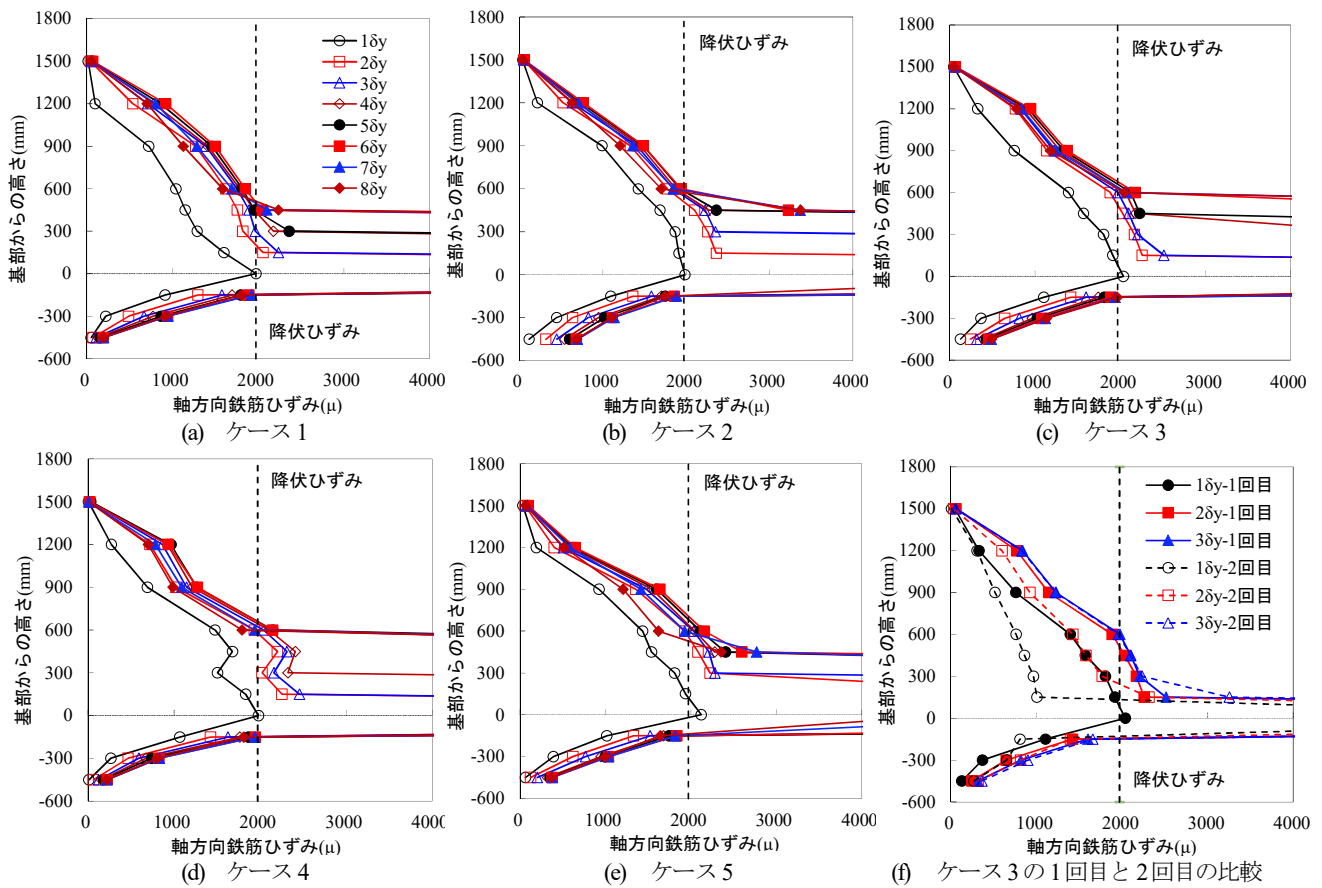


図-5 各ケースの軸方向鉄筋のひずみ分布

同じ範囲の荷重を2回目に繰り返すことにより、クラックの開きが分散して変形性能を向上させた可能性も考えられるが、現状のデータ整理では明確ではない。ケース4については、2回目の荷重において軸圧縮応力を1.5倍としたために座屈の位置が低くなったものと考えられる。ケース5についても座屈の位置が低くなっているが、 $3\delta_y$ の3回の繰り返しによる変形性能の低下との関連は不明である。

図-5(f)にケース3の1回目と2回目の荷重の軸方向鉄筋のひずみ分布の比較を示す。2回目の $1\delta_y$ のひずみは1回目と比較して半分程度と小さく、 $2\delta_y$ で7割程度、 $3\delta_y$ で9割以上となっている。これは後述する各々の荷重における等価剛性と同様に、1回目の荷重の範囲が限界状態2までの場合、2回目の荷重の最後のサイクルのひずみ分布は1回目の荷重の最後のサイクルのひずみ分布とほぼ等しくなる。

表4 外観から調査した損傷範囲

ケース	方向	コンクリート崩落高さ (mm)	座屈による変位が最も大きい位置 (mm)
1	W	355	165
	E	355	145
2	W	355	165
	E	355	160
3	W	365	175
	E	360	170
4	W	315	140
	E	355	145
5	W	280	140
	E	355	160

5. 残存耐震性能の評価

(1) エネルギー吸収量による評価

各ケースのエネルギー吸収量を図-6に示す。縦軸は各振幅変位の各サイクルのエネルギー吸収量を積み上げた荷重の全エネルギー吸収量である。

ケース1の1回目の荷重は限界状態3を超える範囲まで行い、エネルギー吸収総量は $163,320 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ であった。2回目の荷重のエネルギー吸収総量は $50,792 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ であった。2回目の各振幅変位におけるエネルギー吸収量は1回目を100%として、24% ($1\delta_y$) → 20% ($2\delta_y$) → 21% ($3\delta_y$) → 22% ($4\delta_y$) → 25% ($5\delta_y$) → 26% ($6\delta_y$) → 35% ($7\delta_y$) → 55% ($8\delta_y$) であり、他のケースと比較して

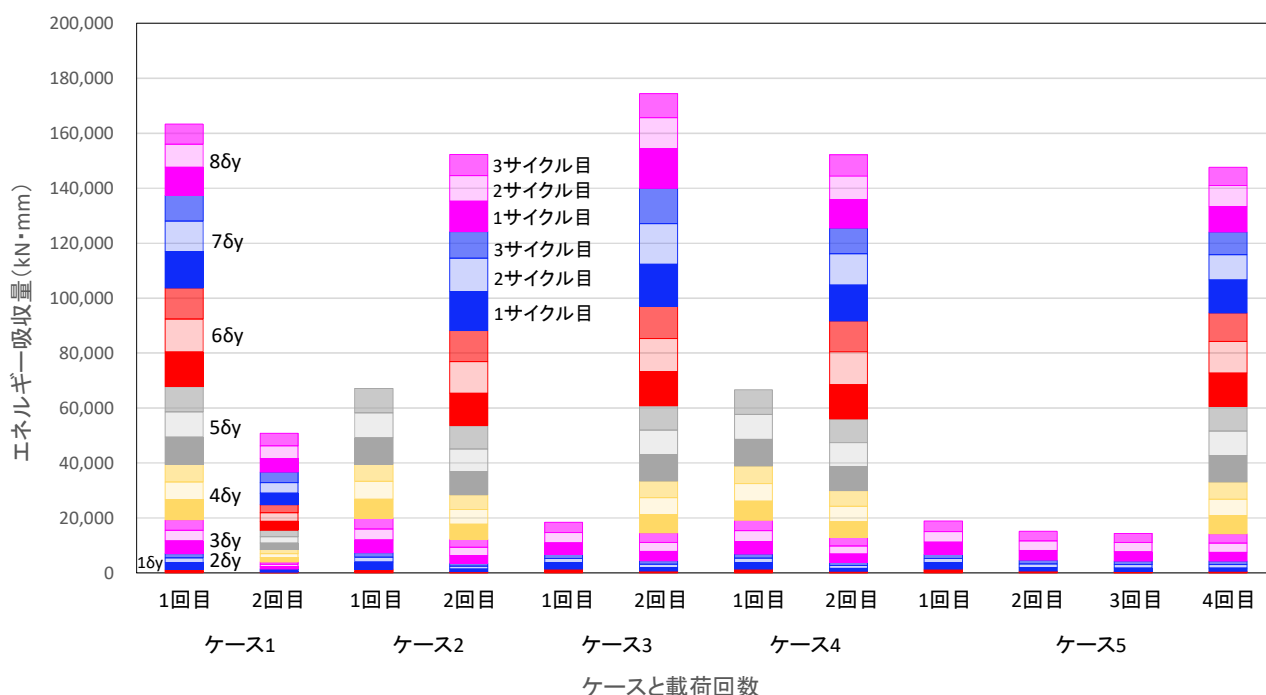


図-6 各ケースのエネルギー吸収量

最も減少した。

ケース 2 の 1 回目のエネルギー吸収量は、荷重範囲の $5\delta_y$ までは $67,126 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ で、ケース 1 の 1 回目の $5\delta_y$ までのエネルギー吸収量 $67,798 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ と同等であった。2 回目については、エネルギー吸収総量は $152,238 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ であった。2 回目の各振幅変位におけるエネルギー吸収量は 1 回目を 100%として、35% ($1\delta_y$) \rightarrow 50% ($2\delta_y$) \rightarrow 70% ($3\delta_y$) \rightarrow 82% ($4\delta_y$) \rightarrow 91% ($5\delta_y$) \rightarrow 96% ($6\delta_y$) \rightarrow 107% ($7\delta_y$) \rightarrow 108% ($8\delta_y$) であり、1 回目の荷重範囲ではない新規の範囲については減少幅は小さかった。なお、1 回目の荷重範囲外のエネルギー吸収量はケース 1 と比較したものであり、ケース 3~5 も同様である。

ケース 3 の 1 回目のエネルギー吸収量は、荷重範囲の $3\delta_y$ までは $18,369 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ で、ケース 1 の 1 回目の $3\delta_y$ までのエネルギー吸収量 $19,372 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ と比較して 5%程度小さい値であった。2 回目については、エネルギー吸収総量は $174,406 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ であった。ケース 1 よりもエネルギー吸収総量が大きくなった要因は、終局変位がケース 1 よりも大きいことから $7.8\delta_y$ のエネルギー吸収量が大きいことにある。2 回目の各振幅変位におけるエネルギー吸収量は 1 回目を 100%として、48% ($1\delta_y$) \rightarrow 70% ($2\delta_y$) \rightarrow 88% ($3\delta_y$) \rightarrow 93% ($4\delta_y$) \rightarrow 97% ($5\delta_y$) \rightarrow 101% ($6\delta_y$) \rightarrow 128% ($7\delta_y$) \rightarrow 133% ($8\delta_y$) であり、1 回目の荷重範囲が小さいケース 3 は、ケース 1,2 と比較して減少幅が小さかった。

ケース 4 の 1 回目のエネルギー吸収量は、荷重範囲の $5\delta_y$ までは $66,647 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ で、ケース 2 の 1 回目の $5\delta_y$ までのエネルギー吸収量 $67,126 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ と同等であった。

軸圧縮応力を 1.5 倍にして荷重した 2 回目のエネルギー吸収総量は、 $152,168 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ であった。2 回目の各振幅変位におけるエネルギー吸収量は 1 回目を 100%として、44% ($1\delta_y$) \rightarrow 59% ($2\delta_y$) \rightarrow 74% ($3\delta_y$) \rightarrow 86% ($4\delta_y$) \rightarrow 94% ($5\delta_y$) \rightarrow 99% ($6\delta_y$) \rightarrow 100% ($7\delta_y$) \rightarrow 103% ($8\delta_y$) であった。ただし、軸圧縮応力度の増加に伴い水平荷重も大きくなっていることに注意が必要である。

ケース 5 の 1 回目のエネルギー吸収量は、荷重範囲の $3\delta_y$ までは $18,927 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ で、ケース 3 の 1 回目の $3\delta_y$ までのエネルギー吸収量 $18,369 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ と同等であった。ケース 5 では $3\delta_y$ までの荷重を 3 回繰り返しており、2 回目は $15,181 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ 、3 回目は $14,411 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ と特に 2 回目において減少した。4 回目の荷重のエネルギー吸収総量は、 $147,592 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ であった。2 回目以降の各振幅変位におけるエネルギー吸収量は 1 回目を 100%として、49% (2回目 $1\delta_y$) \rightarrow 73% ($2\delta_y$) \rightarrow 87% ($3\delta_y$) \rightarrow 46% (3回目 $1\delta_y$) \rightarrow 70% ($2\delta_y$) \rightarrow 82% ($3\delta_y$) \rightarrow 44% (4回目 $1\delta_y$) \rightarrow 69% ($2\delta_y$) \rightarrow 81% ($3\delta_y$) \rightarrow 94% ($4\delta_y$) \rightarrow 97% ($5\delta_y$) \rightarrow 95% ($6\delta_y$) \rightarrow 87% ($7\delta_y$) \rightarrow 91% ($8\delta_y$) であった。繰り返し荷重によるエネルギー吸収量の減少は、 $1\delta_y$ については、1~2 回目の荷重で 51%、2~3 回目で 3%、3~4 回目で 2%であった。

以上より、1 回目の荷重が限界状態 2 までの範囲であれば、エネルギー吸収量の減少は、1 回目に経験した範囲のエネルギー吸収量の減少が大部分を占めると考えられるが、2 回目の荷重で軸圧縮応力が大きくなったり、繰り返しの荷重を受けた場合は、新規の荷重の範囲についてもエネルギー吸収量の減少が生じることが分かった。

(2) 等価剛性による評価

図-7に各ケースの等価剛性の推移を示す。等価剛性は、荷重-変位関係における各振幅変位の各サイクルの最大変位点と原点を結んだ直線の傾きの正負の平均より算出した。

ケース1の1回目の等価剛性は、 $1\delta_y$ 時には各サイクルにて減少するが、その後 $2\delta_y$ 時、 $3\delta_y$ 時と各サイクルにおける減少は小さくなり、新たな振幅変位を経験するときに大きく減少する階段状の挙動となった。ケース1は $6\delta_y$ の+3サイクル目において耐力が大きく減少しているが、等価剛性も $6\delta_y$ の3サイクル目より直線的に減少していることが分かる。黒破線で示したケース1の2回目の等価剛性は、 $1\delta_y$ から終局まで1回目と比較して低い値で推移している。

ケース2の1回目の等価剛性は、载荷範囲である $5\delta_y$ までケース1と同じ挙動を示した。これに対して、2回目の等価剛性は1回目に経験していない $6\delta_y$ においてケース1の等価剛性に擦りつき、以降は同等の推移をした。

ケース3の1回目の等価剛性は、 $1\delta_y$ において小さい値を示したが、 $2\delta_y$ から $3\delta_y$ までケース1と同じ挙動を示した。これに対して、2回目の等価剛性は1回目に経験していない $4\delta_y$ においてケース1の等価剛性に擦りつき、以降は同等の推移をした。この傾向は図-3で示した荷重-変位関係の履歴とよく一致しており、2回目の载荷において、等価剛性がケース1の1回目の値と同等になれば、それ以降のエネルギー吸収量の差は小さいものと考えられる。また、この傾向は図-5(f)で示した軸方向鉄筋のひずみ分布の傾向とも一致している。

ケース4の2回目の载荷については、水平荷重を道示による各々の軸圧縮応力に対応する降伏荷重の比を用いて補正すると、 $5\delta_y$ まではケース2と同等の結果となった。 $6\delta_y$ 以降はケース2と比較して小さくなり、軸圧縮応力を1.5倍にした影響が確認された。

ケース5については、2回目の载荷はケース3と同等であったが、繰り返しの経験した4回目の载荷では、等価剛性が小さい値となり、その後もケース3と比較して小さい値で推移した。

表-5に各ケース $1\delta_y$ の等価剛性比を示す。等価剛性比は、ケース1の1回目の $1\delta_y$ の等価剛性の平均値と、各ケースの2回目の载荷の $1\delta_y$ の等価剛性の平均値の比により算出した(ケース5は4回目)。1回目に $3\delta_y$ までの载荷を行ったケース3についても、等価剛性は45%まで低下しており、これが $2\delta_y$ までの载荷であっても約60%程度まで等価剛性の低下が見込まれることが図-7より予測できる。このように過去の地震によって、2~ $3\delta_y$ まで载荷を受けたRC橋脚の剛性は50%程度に低下しており、このような状況のRC橋脚はこれまでの地震によってある程度実在している可能性がある。経験した範囲を超え

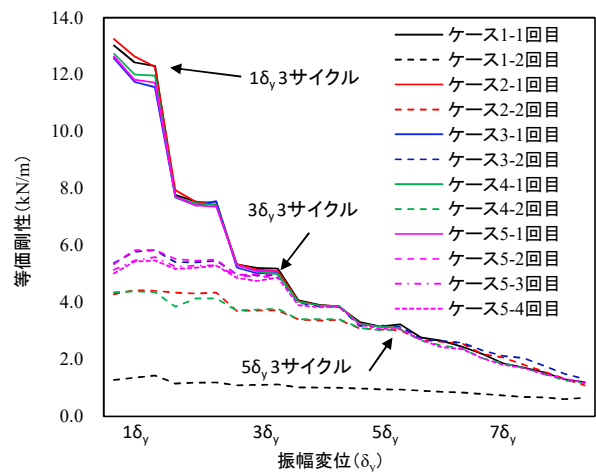


図-7 各ケースの等価剛性

表-5 $1\delta_y$ の等価剛性比

	等価剛性比
ケース1	10.8%
ケース2	34.7%
ケース3	45.0%
ケース4	34.7%
ケース5	42.1%

る新規の载荷範囲に対しては、当初の剛性を発揮できることから橋脚の終局に与える影響は少ないと考えられるが、レベル1地震動を少し超えるような地震に対しては、剛性が小さくなっているために揺れ方が異なり、変位も大きくなることに注意が必要であると考えられる。

(3) 軸方向の変形の観点からみた評価

a) 軸方向の変形

残存耐震性能の低下に伴い柱の軸力保持能力が低下すると軸方向の圧縮変形が大きくなると想定されることから、軸方向変位の履歴に着目した評価を行う。図-8に各ケースの $8\delta_y$ までの鉛直変位と水平変位の履歴を示す。

ケース1は、1回目の载荷の荷重が低下した $6\delta_y$ の3サイクル目より鉛直変位が伸びから縮みに推移し、軸力保持能力の低下が始まったものと考えられる。負側については、荷重が低下した $-7\delta_y$ の2サイクル目より鉛直変位が伸びから縮みに推移した。正負ともに被りコンクリートが崩落して水平力が低下したが、その崩落により鉛直変位が伸びから縮みに推移したものと考えられる。2回目の载荷については、 $8\delta_y$ の载荷時に鉛直変位が大きく低下している。1回目の载荷と比較して2回目の载荷時の鉛直変位は小さい値を示したが、鉛直変位と水平変位の関係は载荷の最終まで安定した円弧上の挙動を示しており、軸力保持機能は維持していたものと評価できる。ケース1の2回目の载荷の鉛直変位は他のケースと比較して小さく、残存耐震性能が最も小さいことと一致して

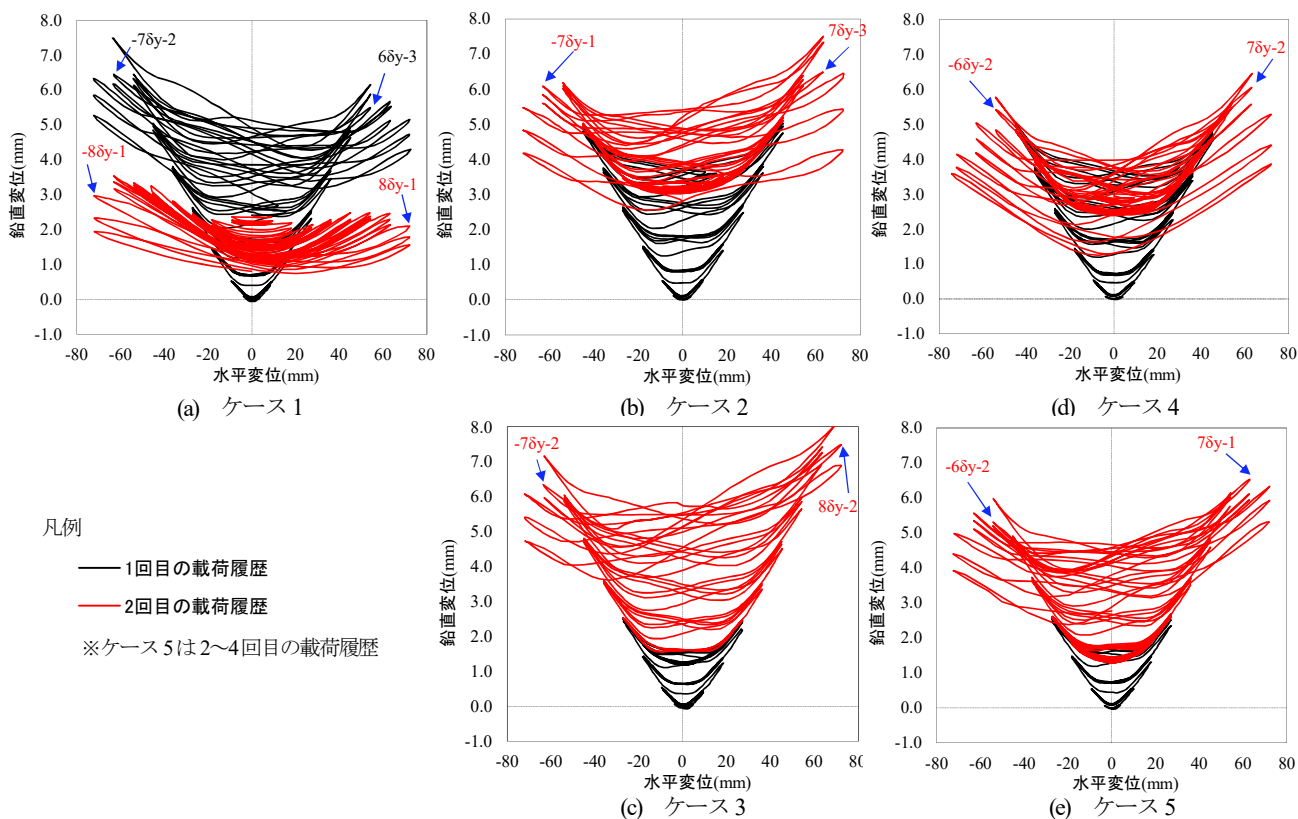


図8 各ケースの鉛直変位と水平変位の履歴

いる。

ケース 2 については、ケース 1 と同様に正負ともに水平荷重が低下したサイクルより鉛直変位が伸びから縮みに推移している。2 回目の鉛直変位はケース 1 と比較して大きい。

ケース 3 についても、ケース 1, 2 と同様に正負ともに水平荷重が低下したサイクルより鉛直変位が伸びから縮みに推移している。2 回目の鉛直変位は他のケースと比較して大きく、残存耐震性能が最も大きいことと一致している。

ケース 4 については、1 回目の履歴はケース 2 と同等である。2 回目の鉛直変位はケース 1 を除く他のケースと比較して最も小さく、軸圧縮応力を 1.5 倍にして載荷した影響と判断できる。鉛直変位と水平変位の関係は載荷の最終まで安定した円弧上の挙動を示しており、軸力保持機能は維持していたものと評価できる。なお、ケース 4 についても水平荷重が低下したサイクルより鉛直変位が伸びから縮みに推移している。

ケース 5 については、1 回目の履歴はケース 3 と同等である。4 回目の載荷の履歴は、ケース 3 と比較して小さく、 $3\delta_y$ の繰り返し載荷によりエネルギー吸収量が減少したことと一致する。

以上より、鉛直変位が伸びから縮みに推移するのは、被りコンクリートが崩落して水平荷重が低下したタイミングであることが分かる。また、2 回目の載荷における

$8\delta_y$ の鉛直変位は、ケース 1 と比較して 1 回目の載荷の範囲が小さいケース 2 の方が大きく、更に載荷の範囲が小さいケース 3 が大きかった。これは、1 回目の載荷の範囲が小さいほど、すなわち残存耐震性能が大きいほど鉛直変位は大きく、軸力保持機能がより残存していることを示している。また、ケース 4, 5 においては軸圧縮応力や繰り返し回数の増加により残存耐震性能は低下したが、鉛直変位も小さくなっており、軸力保持機能が低下していることを示している。

b) 塑性ヒンジ領域と健全な領域の軸変形

鉛直変位を測定する際に、柱下端（基礎上端）と載荷点の距離を測定するだけではなく、柱断面の 1/2 のピッチで鉛直変位を計測した。各ケースの鉛直変位（S 側）の分布の推移を図9に示す。

ケース 1 は、載荷の開始から鉛直変位は伸びる傾向が続き、 $6\delta_y$ の 3 サイクル目から縮みの傾向に推移したのは前述したとおりである。計測値に軸方向鉄筋の伸出し量が含まれているため、伸びの大部分は基部から 225mm 区間で生じており、225~450mm 区間も伸びている。 $7\delta_y$ の 1 サイクル目から 2 回目の載荷にかけて、0~225mm 区間と 225mm~450mm 区間は大きく縮む傾向にあり、225~450mm 区間は鉛直変位が負となっている。黒実線は各区間の変位の和を示し、赤実線は基部と載荷点の距離を示す。水平力が低下してからは、黒実線と比較して赤実線の方が変位量が小さく、柱躯体の曲げが大きくな

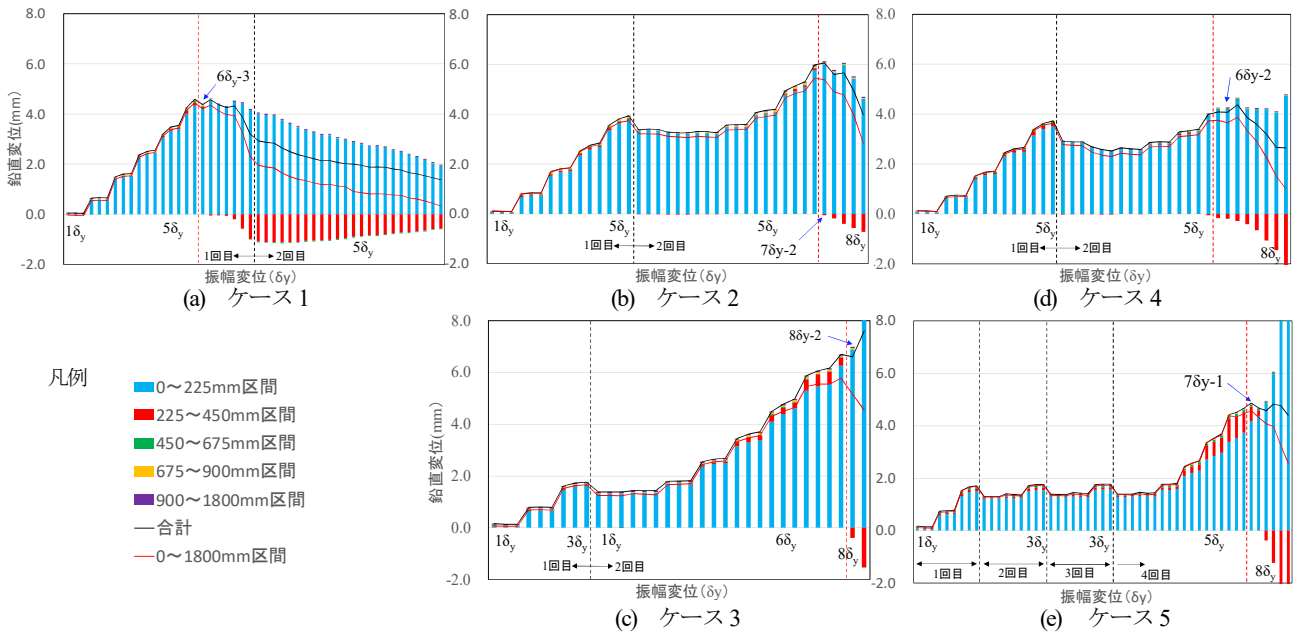


図-9 各ケースの鉛直変位の分布の推移

っていることが分かる。

ケース 2 は、 載荷の開始から鉛直変位は伸びる傾向が続き、 2 回目の $1\delta_y$ の載荷より 1 度小さくなった鉛直変位が $5\delta_y$ で 1 回目の $5\delta_y$ の鉛直変位と同等になった。 $7\delta_y$ の 2 サイクル目から縮みの傾向に推移した。 ケース 1 と同様に、 伸びの大部分は伸出し量と含む基部から 225mm 区間で生じており、 225~450mm 区間も伸びている。 2 回目の載荷の $7\delta_y$ の 2 サイクル目から、 0~225mm 区間と 225mm~450mm 区間は大きく縮む傾向にあり、 225~450mm 区間は鉛直変位が負となっている。 ケース 1 と同様に柱躯体の曲げが大きくなっていることが分かるが、 縮みの量は 1 回目の載荷の範囲が小さいケース 2 の方が小さい。

ケース 3 は、 載荷の開始から鉛直変位は伸びる傾向が続き、 2 回目の $1\delta_y$ の載荷より 1 度小さくなった鉛直変位が $3\delta_y$ で 1 回目の $3\delta_y$ の鉛直変位と同等になった。 $8\delta_y$ の 2 サイクル目から縮みの傾向に推移した。 ケース 1 と同様に、 伸びの大部分は伸出し量と含む基部から 225mm 区間で生じており、 225~450mm 区間の伸びはケース 1,2 と比較して大きい。 2 回目の載荷の $7\delta_y$ の 2 サイクル目から、 225mm~450mm 区間は大きく縮む傾向にあり、 225~450mm 区間は鉛直変位が負となっている。 0~225mm 区間は終局まで伸びの傾向が続いているが、 脱落したコンクリートの接触等が原因の計測不良と考えられる。

ケース 4 の 1 回目の鉛直変位は、 ケース 2 と同等であり、 軸圧縮応力を増加させた 2 回目の載荷においては、 全ステップにおいてケース 2 よりも鉛直変位が小さかった。 特に被りコンクリートが大きく剥落して水平荷重が低下した $6\delta_y$ の 2 サイクル目以降は、 225mm~450mm

区間の縮みが大きくなっている。

ケース 5 については、 4 回目の $3\delta_y$ の鉛直変位まではケース 3 と同等であったが、 その後の 0~225mm 区間の伸びはケース 3 と比較して小さく、 225mm~450mm 区間の伸びは大きかった。 正側の被りコンクリートが崩落した $7\delta_y$ の 1 サイクル目以降は、 225mm~450mm 区間の縮みが大きかった。 なお、 $8\delta_y$ 時において 0~225mm 区間の鉛直変位が伸び続けているのは、 ケース 4 と同様に計測不良によるものと考えられる。

以上より、 載荷開始直後は軸方向鉄筋の伸び出し量に伴って鉛直変位が伸び、 損傷の進展に従ってクラックが大きくなることで、 特に塑性ヒンジ領域の伸びが大きくなり、 軸方向鉄筋の座屈による被りコンクリート崩落の後は塑性ヒンジ領域で縮みが大きくなる事が分かる。 なお、 鉛直変位の伸びは、 残存耐震性能が高かったケースで大きく、 残存耐震性能が低かったケースでは、 水平荷重低下後の縮みが大きかった。

(4) 横拘束圧の観点からみた評価

実験の対象となる柱は曲げ破壊先行型であるが、 塑性ヒンジ部の軸方向鉄筋の座屈に伴うはらみ出しによって、 帯鉄筋は引張力を受ける。 図-10 にケース 1~3 の帯鉄筋ひずみの分布を示す。 E 側は正側の載荷の際に圧縮となる面、 S 側はその直角方向の位置である。 ケース 4,5 については、 ケース 2,4 と同等のため省略する。 ケース 1 は 1 回目の載荷の帯鉄筋ひずみを、 ケース 2 については、 $1\sim 5\delta_y$ は 1 回目、 $6\delta_y$ 以降は 2 回目の載荷の帯鉄筋ひずみを、 ケース 3 については、 $1\sim 3\delta_y$ は 1 回目、 $4\delta_y$ 以降は 2 回目の載荷の帯鉄筋ひずみを示す。 各ケースとも E 側の

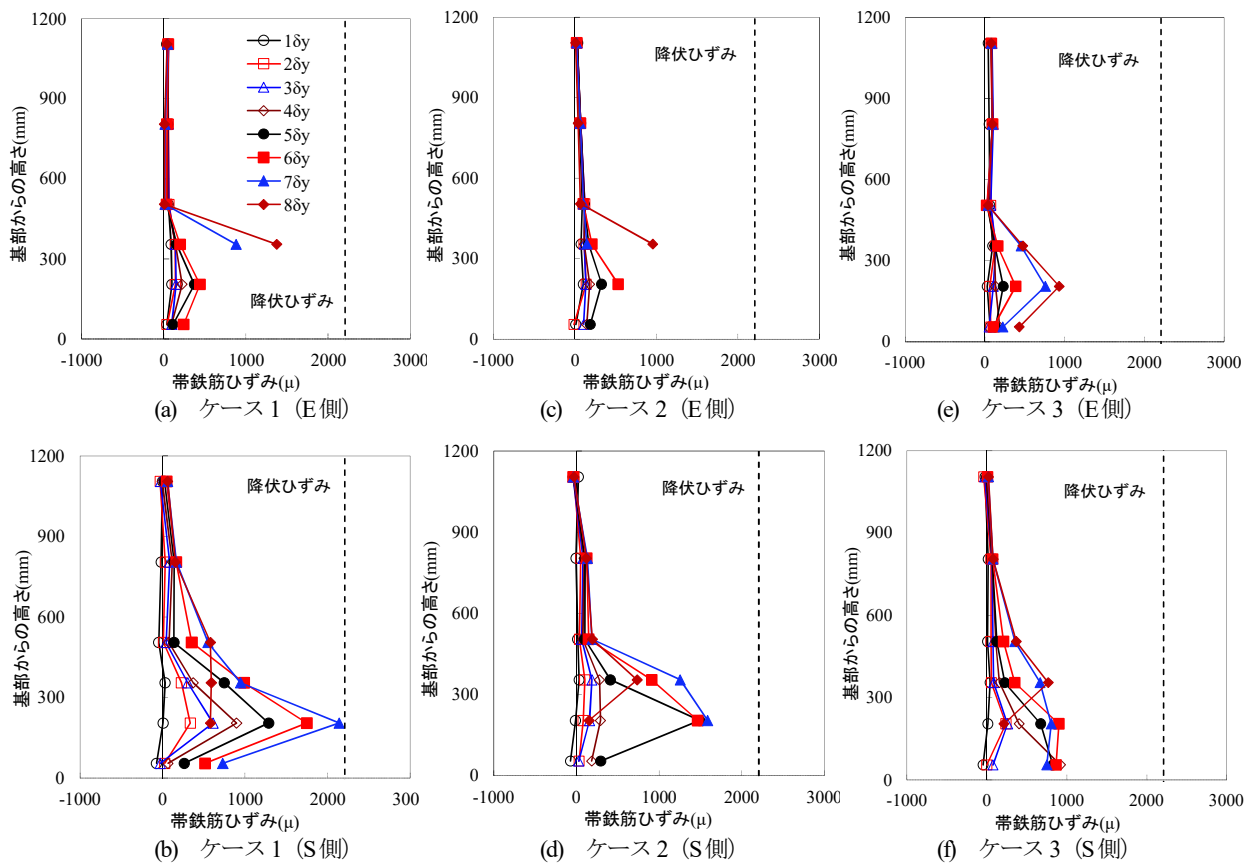


図-10 ケース 1~3 の帯鉄筋ひずみの履歴

ひずみは小さく、軸方向鉄筋が座屈して被りコンクリートが崩落し、水平力が低下するタイミングで降伏に至る。S 側は特にケース 1 において、振幅変位の増加に伴って基部から 205mm の位置を中心に帯鉄筋ひずみが増加していることが分かる。曲げ破壊後の 7δ_y 時がピークの値を示したが降伏ひずみにはわずかに達していない。また、8δ_y 時にはひずみが抜けて小さな値となっている。ケース 2,3 についてはケース 1 と同様の傾向であるが、ひずみの値は小さい。特に S 側の帯鉄筋ひずみは、残存耐震性能が高いケース 3 が最も小さく、残存耐震性能が低いケース 1 で最も大きい値を示した。

なお、分布図で E 側の帯鉄筋ひずみを確認すると降伏には至っていないが、履歴を確認すると降伏ひずみに達しており、損傷の状況を勘案すると、全ケースにおいて曲げ破壊からせん断破壊に移行したものと考えられる。

6. 結論

本研究では、RC 橋脚の縮小模型を 5 体製作し、1 回目の荷重の範囲をパラメータとして、その後 2 回目に終局までの荷重する実験を行い、残存耐震性能について検討を行った。本荷重実験において得られた知見を以下に示す。

(1) 本研究で検討した試験体については、1 回目の荷重

範囲をパラメータとして 2~4 回目の荷重実験を行った結果、1 回目で荷重した範囲の 2~4 回目の水平荷重と水平変位の履歴は 1 回目の履歴とは異なり、武田モデル等によるモデル化が適さない。

- (2) 1 回目の荷重の範囲が大きいほど 2 回目のエネルギー吸収量は小さい傾向にあった。1 回目の荷重の範囲が限界状態 2 までの範囲の場合、2 回目の新規の荷重範囲の荷重と変位の履歴は 1 回目の荷重で終局まで荷重した場合と同等であり、エネルギー吸収量の減少は、2 回目の荷重が 1 回目に経験した荷重の範囲において損失するエネルギーが大半を占めるが、2 回目の荷重で軸圧縮応力が大きくなったり、繰り返しの荷重を受けた場合は、新規の荷重の範囲についてもエネルギー吸収量の減少が生じる。
- (3) 2 回目の荷重の初期の等価剛性は、1 回目の荷重と比較して小さく、1 回目の荷重を限界状態 1 と 2 の中間まで行ったケース 3 についても、2 回目の等価剛性は、1 回目と比較して 45%程度であった。このことから、過去の地震によって 2~3δ_y まで荷重を受けた RC 橋脚の剛性は 50%程度に低下しており、このような状況の RC 橋脚はこれまでの地震によって実存する可能性がある。
- (4) 1 回目に終局まで荷重したケース 1 の 2 回目のエネルギー吸収量は最も小さかったが、2 回目の荷重の

終局まで鉛直変位と水平変位の関係の履歴は円弧上に安定しており、軸力保持機能は維持していた。

- (5) 軸圧縮応力が 1.0N/mm^2 程度の交番载荷時の鉛直変位は、水平荷重が低下するまで伸びる傾向にあることが知られているが、その伸びの範囲は軸方向鉄筋の伸出量を含むため、基部から 1D (D: 断面高さ) 程度の範囲に集中している。また、水平荷重の低下が始まり鉛直変位が縮みに推移すると、その縮みの範囲は基部から 1D の範囲で生じ、伸出量を含まないために伸びの小さかった $1/2 \sim 1\text{D}$ の範囲は実質負の値となる。
- (6) 今後の課題としては、今回の载荷実験で計測した残存断面積と試験体の鉛直変位の関係を調査すること、また、残存耐震性能を向上させるデバイス等の開発が挙げられる。

謝辞: 本研究の実施にあたっては、筑波大学金久保教授、西尾准教授に、1 回目から 2 回目の载荷方法や学術的なアプローチの方法等の有益なご助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

付録 2 回目の载荷直後の挙動について

各ケースにおいて 2 回目の载荷直後の水平荷重に正負の偏りが確認された。この偏りは、1 回目の载荷後に荷重と変位を原点に移動するための载荷履歴に依存することが分かった。各ケースの正負の偏りと原点にするための過程を付表-1 に示す。また、ケース 1,3,4 の原点に戻すまでの水平荷重-水平変位の履歴の詳細を付図-1 に示す。ケース 1 については、①一度正側に 12mm 程度载荷してから除荷をしたものの水平荷重が残留したことから、②もう一度正側に 16mm 程度载荷して除荷をすることにより原点に戻した。ケース 3 については、①正側に 15mm 程度载荷した後に除荷したところ、水平荷重が負側に 5kN 程度残留したため、②負側に 1mm 程度载荷した後に除荷して原点に戻した。ケース 4 については、①正側に

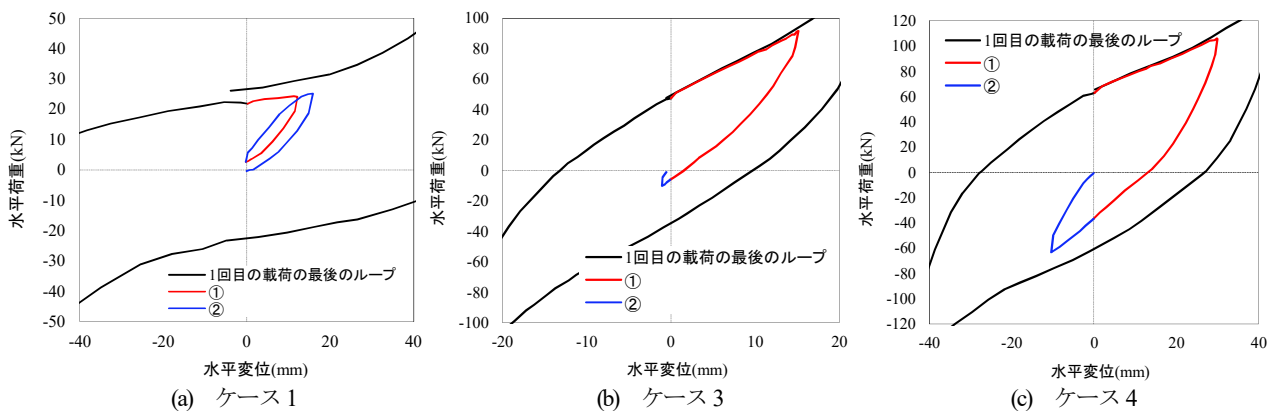
付表-1 2 回目の载荷直後の偏りと载荷直前の原点への履歴

試験体	正			負			平均	偏り	原点への履歴
	δ_y (mm)	P_y (mm)	等価剛性 (kN/m)	δ_y (mm)	P_y (mm)	等価剛性 (kN/m)	等価剛性 (kN/m)		
No.1	9.15	16.41	1.8	-9.25	-7.05	0.8	1.3	正側	正側
No.2	9.25	50.57	5.5	-9.20	-28.66	3.1	4.3	正側	正側
No.3	9.05	50.07	5.5	-9.10	-47.52	5.2	5.4	微少	微少
No.4	9.10	26.54	2.9	-9.15	-53.03	5.8	4.4	負側	負側
No.5	9.00	43.94	4.9	-9.10	-46.84	5.1	5.0	微少	微少

30mm 程度载荷した後に除荷をし、残留した水平荷重を 0 にするために、②負側に 10mm 程度载荷した後に除荷して荷重と変位を 0 とした。これらより、原点へ戻す際の履歴を正側で大きく行くと次の载荷の初期は、水平荷重が大きく正側に偏り、逆に大きく負側で行くと水平荷重が負側に偏ることが分かる。ケース 3,5 のように原点に戻す際に、最後に小さな履歴を入れると正負の偏りは小さくなる。本研究のように 2 回目の载荷実験を行う場合は、実際の地震においても正負バランスよく揺れが小さくなって残留変位が小さくなるのと同様に、ケース 3,5 のように漸減载荷を行って荷重と変位を原点に戻すのが望ましい。

REFERENCES

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017。
- 2) 本田利器：危機耐性を指向した耐震設計の実装に向けた考察，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.74, No.4 (地震工学論文集第 37 巻)，pp.I_1078-I_1086, 2018。
- 3) 豊岡亮洋，布川博一，小野寺周，室野剛隆：ブロック型倒壊方向制御構造を有するラーメン高架橋柱の静的载荷試験，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.75, No.4 (地震工学論文集第 38 巻)，pp.I_408-I_415, 2019。
- 4) 西村隆義，室野剛隆，豊岡亮洋，五十嵐晃：危機耐性を向上させる自重補償機構の大変形時における鉛直支持機能に関する実験的検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.75, No.4 (地震工学論文集第 38 巻)，



付図-1 各ケースの原点に戻す際の履歴

- pp.I_569-I_578, 2019.
- 5) 横澤直人, 河原井耕介, 中尾尚史, 石崎寛史, 大住道生: 崩壊シナリオデザイン設計法の実現に向けた耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚の載荷実験, 第 41 回地震工学研究発表会講演論文集, 2287, 2021.
 - 6) 大住道生, 中尾尚史, 石崎寛史, 庄司学: 破壊尤度の制御による道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.77, No.4 (地震工学論文集第 40 卷), pp.I_360-I_372, 2021.
 - 7) 植村佳大, 高橋良和, 山本伸也: 軸方向鉄筋の座屈抵抗特性を変化させた RC 柱のポストピーク挙動に関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.4 (地震工学論文集第 37 卷), pp.I_220-I_236, 2018.
 - 8) 武田篤史: 座屈拘束鉄筋を用いた柱構造の正負交番載荷試験, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.487-492, 2021.
 - 9) Takeda,T.,Sozen,M.A and Nielsen,N.N : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake,Proceedings of the 3rd Japan Earthquake Symposium, pp.357-364, 1970.
 - 10) 野村設郎, 北山茂樹, 土田伸二: 鉄筋コンクリート部材の大変形時の復元力特性, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp.121-124, 1984.
 - 11) 野村設郎, 土田伸二, 衣笠秀行: 鉄筋コンクリート構造物の大変形時における復元力特性に基づく動的解析—曲げ破壊部材の復元力特性に基づく解析—, 日本建築学会関東支部研究報告集, pp.189-192, 1985.
 - 12) 衣笠秀行, 野村設郎: 吸収エネルギー解析に基づく RC 構造曲げ破壊部材の繰り返し疲労損傷評価, 日本建築学会構造系論文報告集, No.384, pp.68-79, 1988.
 - 13) 川島一彦, 小山達彦: 鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷履歴特性の影響, 土木学会論文集, No.398/I-10, pp.139-145, 1988.
 - 14) 武村浩志, 川島一彦: 載荷履歴特性が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響, 土木学会構造工学論文集, Vol.43A, pp.849-858, 1997.
 - 15) 武村浩志, 川島一彦: 鉄筋コンクリート橋脚の載荷履歴特性のモデル化, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1001-1004, 1997.
 - 16) 松川亮平, 川島一彦, 庄司学: 載荷履歴が円形断面鉄筋コンクリート橋脚の曲げ耐力および変形性能に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.752/I-66, pp.105-117, 2004.
 - 17) 中尾尚史, 宮田秀太, 大住道生: 超過作用により限界状態 3 に至った RC 橋脚の耐荷能力に関する評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.75, No.4 (地震工学論文集第 38 卷), pp.I_294-I_305, 2019.
 - 18) 伊藤淑紘, 鈴木裕介, 前田匡樹: 損傷部材の強度・変形・減衰性能の低下に基づく被災 RC 造建物の残存耐震性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.787-792, 2015
 - 19) Hamood Alwashali, Masaki Maeda, Yoshihiro Ogata, Naoyuki Aizawa, Kazuya Tsurugai : Residual seismic performance of damaged reinforced concrete walls, Engineering Structures, Vol.243, 112673, 2021.
 - 20) Chien-Kuo Chiu, Hsin-Fang Sung, Kai-Ning Chi, Fu-Pei Hsiao : Experimental Quantification on the Residual Seismic Capacity of Damaged RC Column Members, International Journal of Concrete Structures and Materials, 2019.
 - 21) Lei Li, Guangxi Luo, Zhuohan Wang, Yixin Zhang, Yan Zhuge : Prediction of residual behaviour for post-earthquake damaged reinforced concrete column based on damage distribution model, Engineering Structures, Vol.234, 111927, 2021.

ELUCIDATION OF RESIDUAL SEISMIC PERFORMANCE OF SINGLE-COLUMN RC PIERS BASED ON CYCLIC LOAD EXPERIMENTS

Yasuhiro OKOSHI and Gaku SHOJI

When multiple large earthquake ground motions are experienced as in the Kumamoto Earthquake, the relation between the loading history by the preceding earthquake and the residual performance has not been sufficiently clarified on how much seismic performance remains for the succeeding seismic load, i.e., the residual seismic performance for the earthquake that would occur in the future, even if the damage can be controlled by having sufficient proof capacity for the preceding seismic load. In this study, paying attention to the single column type RC bridge pier of the bridge, this paper carries out cyclic loading experiments for succeeding seismic loads taking as a parameter what range the loading history by the preceding earthquake is in the limiting state shown in the highway bridge specification as a parameter, and examines the residual seismic performance of RC bridge pier.