

逆 L 字型 RC 橋脚の地震応答特性に関する実験的検討

An experimental study on seismic performance of RC C-bent columns

永田聖二*, 川島一彦**, 渡邊学歩***

Seiji NAGATA, Kazuhiko KAWASHIMA, Gakuho WATANABE

* 修士 (工) 東京工業大学 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 工博, 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

*** 修士 (工) 東京工業大学助手 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

C-bent columns have a unique seismic performance due to the eccentricity between the column center and the point where the dead load of the superstructure and the lateral inertia force apply. This results in an extensive deterioration of the flexural capacity and an increase of residual displacement. To study the seismic response of reinforced concrete C-bent columns under a bilateral excitation, a hybrid loading test was conducted on six model columns with two eccentricities. It was found that the failure at the eccentric compression side and the residual drift under the bilateral excitation are more extensive than those under the unilateral excitation.

Key Words: bridges, C-bent columns, eccentricity, residual displacement, bilateral excitation

キーワード: 橋, 逆 L 字型橋脚, 偏心, 残留変位, 水平 2 方向地震動

1. はじめに

市街地の高架橋には, 上部構造による常時荷重が橋脚の軸線から偏心して作用するいわゆる逆 L 字型橋脚が存在する. このような橋脚が強震動を受けると, 偏心曲げにより圧縮を受ける面 (以下, 偏心圧縮側と呼ぶ) に損傷が生じやすく, この方向に大きな残留変位が蓄積していくと懸念されている.

川島, 運上は, 逆 L 字型 RC 橋脚の耐震性を振動台実験, 繰返し載荷実験により検討した結果, 偏心方向に加振すると偏心圧縮側のコンクリートに損傷が進展し, この方向に大きな残留変位が生じること, 偏心量が大きくなると変形性能が低下することを明らかにしている¹⁾. 小坂, 前川らは, 逆 L 字型 RC 橋脚を対象として偏心直角方向に繰返し載荷した結果, 載荷方向と直交する偏心圧縮方向に大きな残留変位が生じることを明らかにしている²⁾. また, この実験を対象として, 土屋, 前川らは, 損傷と残留変位のメカニズムを解析的に検討している³⁾. 川島らは, 繰返し載荷実験により水平 2 方向に載荷した場合には, 1 方向載荷した場合に比較して降伏耐力や変形性能が小さくなることを明らかにしている⁴⁾.

しかし, RC 逆 L 字型橋脚の耐震性に関してはまだ未解明な課題が多く残されている. 本研究では, 2 方向地震力の同時作用の影響を明らかにするために, 6 体の逆 L 字型 RC 橋脚を対象として, 偏心直角方向, 偏心+偏心直角方向のハイブリッド載荷実験を行ったのでその結果を示す.

2. 実験供試体および載荷方法

実験供試体を表-1 および図-1 に示す. 偏心距離 e を橋脚幅 D の 1/2 倍とした場合, 1 倍とした場合の他, 偏心が無い場合も含めて, 計 3 種類の橋脚模型を各 2 体ずつ計 6 体製作した. いずれの橋脚も 400mm x 400mm の正方形断面を有しており, 橋脚基部から水平力作用点までの高さは 1350mm である. かぶりコンクリートの厚さは 40mm であり, せん断支間比は 3.75 である. これらは, 川島らによる繰返し載荷実験に用いられた供試体と同一規格である⁴⁾. したがって, ここでは, 以下に示す実験の解釈に必要な最小限の事項のみを示す.

橋脚模型は, これらを小さな実物と考えて, 1996 年道路橋示方書⁵⁾に従い, 地震時保有耐力法に基づいて設計した. 橋脚基部に生じる軸心力度が 1 MPa 程度になるように, 橋脚模型が支持する上部構造の質量を 16t と仮定し, 橋脚模型の固有周期を 1 秒, 地盤種別を II 種と想定して, タイプ I, タイプ II 地震動に対して断面計算を行った.

橋脚断面は図-1 に示した通りであり, 偏心が無い場合には, 軸方向鉄筋として D13(SD295A)を橋脚の 4 面に各 5 本ずつ, 計 16 本配置した. 軸方向鉄筋比は, 1.27 % である. 帯鉄筋としては D6 (SD295A)を 50 mm 間隔で配置した. 帯鉄筋比 (体積比) ρ_s は 0.79 % である. これに対して, 偏心量 $e=0.5D$ の場合には, 偏心引張側で軸方向鉄筋が 2 段必要となる. 軸方向鉄筋比は 1.35 %, 帯鉄筋比 ρ_s は 0.99 % である. また, 偏心量 $e=D$ の場合には, 偏心引張

表-1 実験供試体の特性

模型橋脚	H-1	H-2	H-3	H-4	H-5	H-6
偏心量	無	0.5D	D	無	0.5D	D
軸鉄筋比 (%)	1.27	1.35	1.9	1.27	1.35	1.9
帯鉄筋比 (%)	0.79	0.99	1.19	0.79	0.99	1.19
コンクリート強度 (MPa)	28.7	32.1	31.3	31.2	29.1	28.6
載荷方向	偏心直角			偏心+偏心直角		

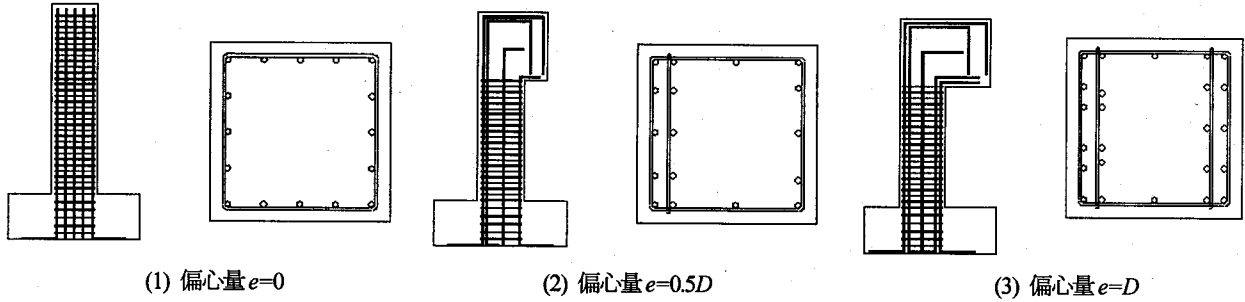


図-1 実験供試体

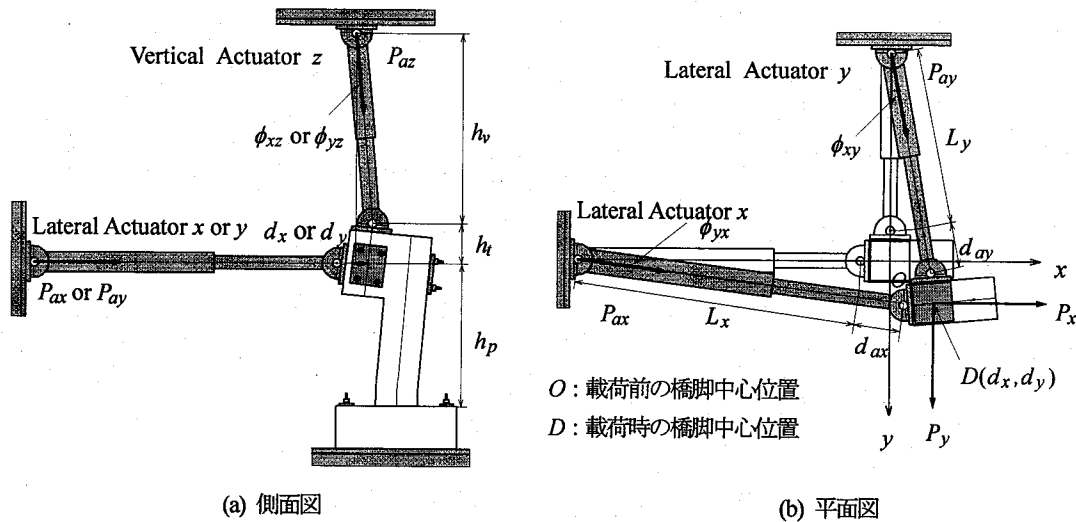


図-2 実験供試体のセットアップとアクチュエータ

側だけでなく、偏心圧縮側にも軸方向鉄筋が2段必要となり、軸方向鉄筋比は1.9%、帯鉄筋比 ρ_s は1.19%となる。ミルシートによれば、軸方向鉄筋および帯鉄筋の引張強度は、それぞれ481 MPa～490 MPaである。

コンクリートとしては、普通ポルトランドセメントを用いた。骨材の最大粒径は20 mmである。載荷当日の一軸圧縮試験から求めたコンクリートの圧縮強度は、28.6 MPa～32.1 MPaである。これに対して繰返し載荷実験に用いた供試体では、ミルシートによる鉄筋の引張強度は、486～492 MPaであり、載荷当日のコンクリートの圧縮強度は、24.3～31.3 MPaである。したがって、強度的にも本研究で用いた供試体は、繰返し載荷実験に用いた供試体と同程度であると言える。

実験には、東京工業大学の耐震載荷装置を用いた。図-2に示すように、鉛直アクチュエータによって荷重制御により160 kNの一定軸力を作用させた状態で、2台の水平アクチュエータにより水平力を橋脚模型に与えた。ここで、逆L字型橋脚で支持された多径間連続橋を考えると、桁の剛性や支承条件によっては、橋脚の鉛直軸回りの回転が拘束されることもあるが、地震時に支承が破

壊したり大きく変形したりすると、橋脚がほぼ自由に鉛直軸回りに回転する。ここでは、なるべく問題を簡単にするため、桁や支承による橋脚の回転の拘束を無視し、橋脚1基に対して水平2方向地震力が作用した場合を想定する。

載荷に伴って鉛直軸回りに橋脚が回転すると、図-3に示すように、偏心直角方向の載荷点変位 d_y には、橋脚の曲げ変形による変位成分 d_b に加えて、鉛直軸回りの回転による変位成分 d_r が含まれることになる。 d_r 、 d_b は、

$$d_r = e \cdot \theta \quad (1)$$

$$d_b = d_y - d_r \quad (2)$$

ここで、 e ：橋脚中心から載荷位置までの偏心距離、 θ ：鉛直軸回りの回転角、 d_y ：偏心直角方向の載荷点変位である。

なお、図-2に示すように、ここではアクチュエータの一端を橋脚模型に、他端を載荷フレームにそれぞれ回転可能なスィベルヘッドによってピン結合させている。この条件下で、ある方向に載荷した状態で他方向に載荷すると、幾何学的効果による分力成分

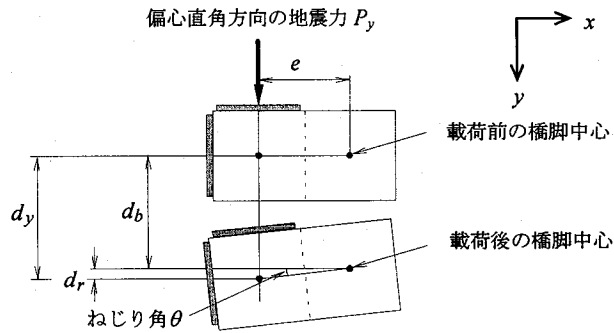
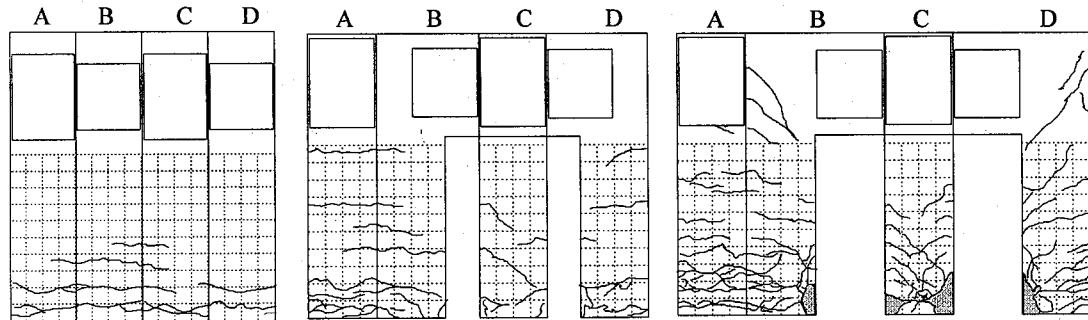


図-3 上面から見た場合の偏心直角方向の載荷点変位と鉛直軸回りのねじり角の関係



(1) 偏心が無い場合 (橋脚 H-1) (2) 偏心量 $e=0.5D$ の場合 (橋脚 H-2) (3) 偏心量 $e=D$ の場合 (橋脚 H-3)

図-4 実験終了後の損傷状況 (偏心直角方向に加振した場合)

が生じるため、ハイブリッド載荷実験では、この影響を無視すると正しい結果を得ることができない。筆者らは、この影響に対する補正法を提案しており⁹⁾、本実験においてもその方法を適用した。

なお、図-2に示すようにアクチュエータは供試体の表面に取り付けられているが、この位置の変位 d_{ax} , d_{ay} をもとに制御しているのではなく、これらから図-2(b)の点Dに示す位置の水平変位 d_x , d_y をおよび水平力 P_x , P_y を求め、これに基づいて各載荷ステップの応答を求めている⁹⁾。

ハイブリッド載荷実験では、橋脚模型とそれが支持する桁を、偏心方向、偏心直角方向にそれぞれ独立の1質点1自由度系と見なした。非線形域の実験であるため、相似則の適用自体に問題を残しているが、長さの相似率を $S(= \text{約} 1/3)$ 、時間および応力の相似率を1.0とした。相似則に基づいて模型の質量、加速度を求めると実物のそれぞれ1/3倍となる。このため、橋脚の鉛直軸方向には16tの桁質量を支持する状態で、水平2方向には相当する50tの桁質量を支持すると仮定した。

入力地震動としては、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された記録を用いた。偏心直角方向にはNS成分を、偏心方向にはEW成分をそれぞれ作用させることとし、上述した相似率に基づいて加速度振幅はオリジナルの30%に縮小した。

鉛直荷重を作用させると、偏心量 $0.5D$ の橋脚では0.5mm、偏心量 D の橋脚では1.9mmだけ偏心圧縮側に変位する。実橋では、桁重量による死荷重が作用した状態を初期状態として地震力を受けるため、鉛直荷重を与えて橋脚が変位した状態を初期条件としてハイブリッド載荷実験をスタートした。

実験では、アクチュエータやその取付け部の剛性は高いため、

水平力載荷位置における偏心方向、偏心直角方向の変位および荷重を、アクチュエータに内蔵された変位計、ロードセルによって計測した。橋脚の鉛直軸回りの回転角は、橋脚の偏心直角面の両端で計測した変位から求めた。この際、橋脚模型の偏心方向の変位に伴う影響も補正している。

なお、以下では2種類の時間軸を用いる。一つはハイブリッド載荷実験で想定した加振時間(約20秒)であり、もう一つは実験を行った通りの載荷時間(40~50分)である。以下、前者を実時間、後者を載荷時間と呼ぶ。本実験では、測定装置の制約により、ねじり角 θ とこれによって生じる式(1)の変位 d_r は、水平力と水平変位の計測に用いた計測器とは別の計測器で測定した。このため、 θ や d_r の時刻歴については実時間ではなく載荷時間で示すこととする。なお、両時間軸の対応がつきやすいように、NS成分を作用させた場合に応答が大きくなる実時間3.3秒、6.7秒、8.2秒の点を、それぞれ点a、b、cと呼び、回転角 θ や変位 d_r の時刻歴(載荷時間)に点a、b、cに相当する点を示すこととする。

3. 偏心直角方向に加振した場合

偏心直角方向に加振した場合の実験終了後の橋脚の損傷、水平力載荷位置における応答変位をそれぞれ図-4、図-5に示す。ただし、図中には後述する偏心量が $0.5D$, D (橋脚 H-2, H-3)の結果も示している。偏心が無い場合(橋脚 H-1)の損傷状況を見ると、基部から高さ0.1m、0.2mの位置で曲げ引張水平クラックが全面に生じるが、コンクリートは剥離するに至らない。載荷後にかぶりコンクリートを取り除いて調査した結果、鉄筋には外観上、損

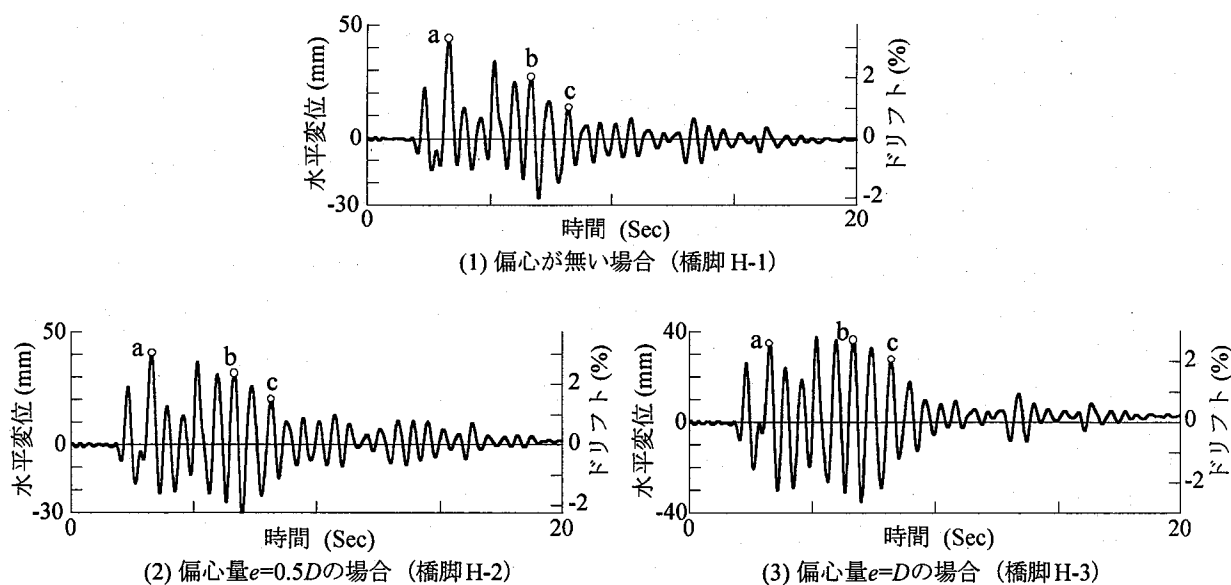


図-5 水平力載荷点における応答変位 (偏心直角方向に加振した場合)

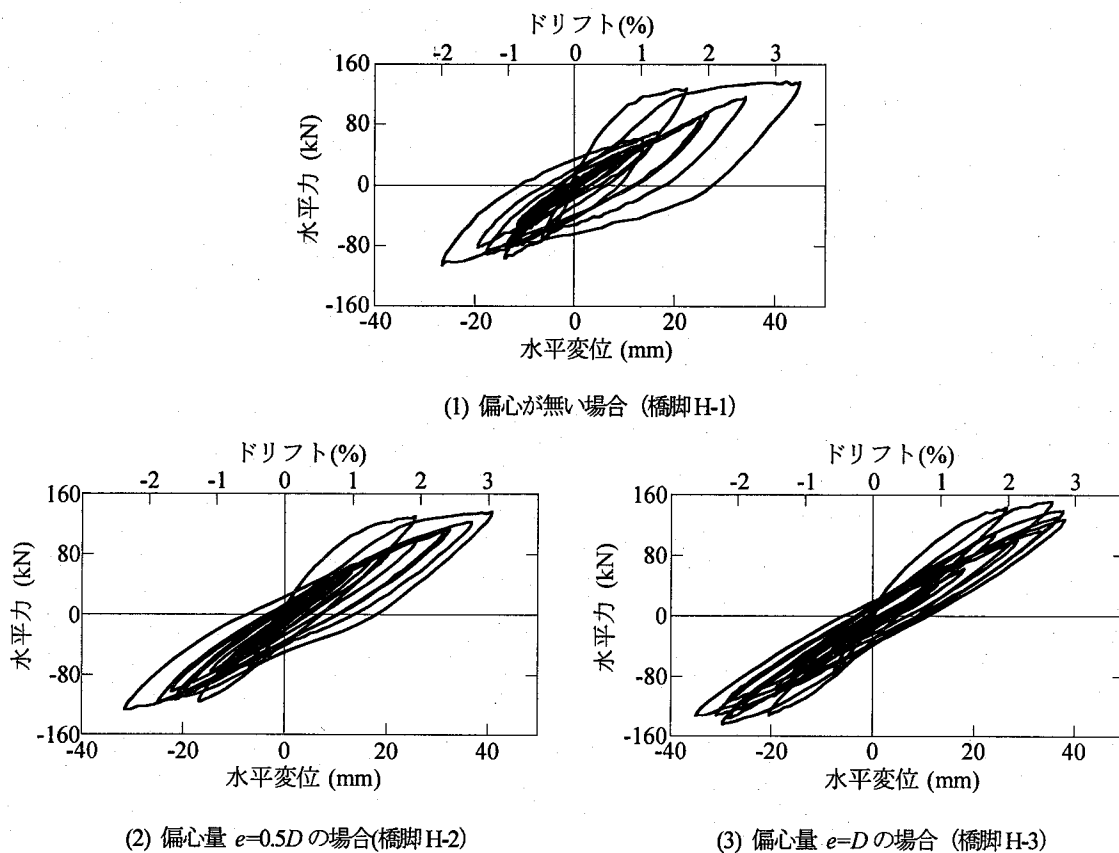


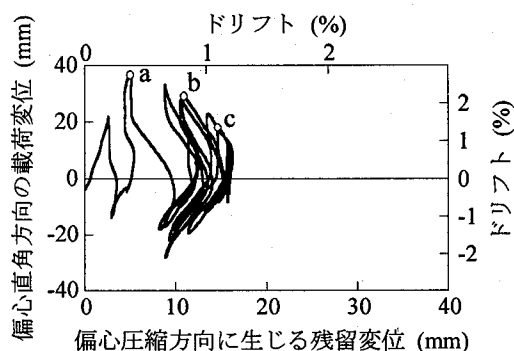
図-6 水平力載荷点における水平力～水平変位の履歴曲線 (偏心直角方向に加振した場合)

傷は生じていない。最大変位は+側 (D 面側) に 3.4 % ドリフト、
 一側 (B 面側) に 2.0 % ドリフトである。なお、残留変位はほとんど
 生じていない。

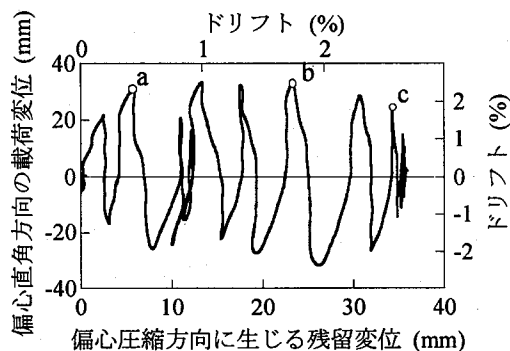
水平力載荷位置における水平力～水平変位の履歴曲線を示すと
 図-6 のようになる。ここには、比較のため、後述する偏心量が 0.5D、
 D (橋脚 H-2、H-3) の場合も示している。これによると、+1 %
 ドリフト付近から模型橋脚は塑性化し始め、最大変位 +3.4 % ドリ
 フトまで水平耐力は安定している。+側および一側の最大耐力は、

それぞれ 139.5 kN、106.6 kN である。ここでは、ハイブリッド載
 荷実験により得られた耐力の最大値 (応答が卓越する側) を橋脚
 の最大耐力と定義している。図-6 から明らかなように、さらに橋
 脚の応答が大きくなっても、最大耐力は、これ以上にはほとんど
 増加しないと考えられる。以下のハイブリッド載荷実験におい
 ては橋脚の最大耐力はこのように定義している。

偏心量が 0.5D の場合 (橋脚 H-2) には、図-4 に示すように、
 基部から高さ 0.2 m までの範囲で曲げ引張クラックが全面に生じ

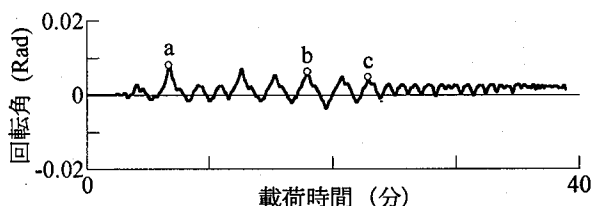


(1) 偏心量 $e=0.5D$ の場合 (橋脚 H-2)

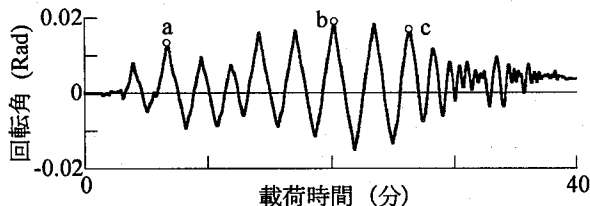


(2) 偏心量 $e=D$ の場合 (橋脚 H-3)

図-7 偏心圧縮方向に生じた残留変位の進展 (偏心直角方向に加振した場合)

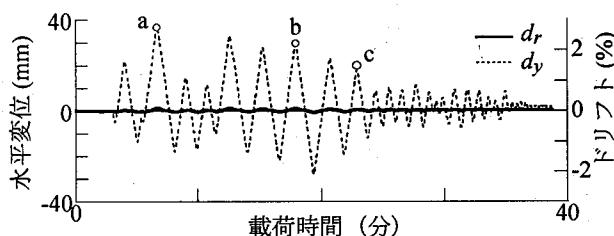


(1) 偏心量 $e=0.5D$ の場合 (橋脚 H-2)

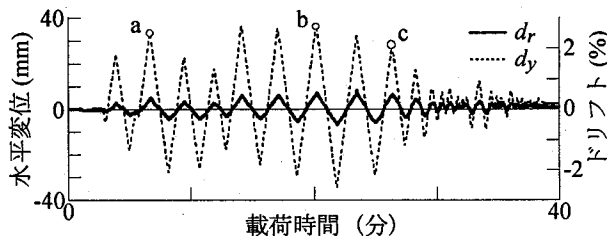


(2) 偏心量 $e=D$ の場合 (橋脚 H-3)

図-8 橋脚のねじり角の進展 (偏心直角方向に加振した場合)



(1) 偏心量 $e=0.5D$ の場合 (橋脚 H-2)



(2) 偏心量 $e=D$ の場合 (橋脚 H-3)

図-9 偏心直角方向の載荷点変位 d_y とねじりによる橋脚変位 d_r の関係 (偏心直角方向に加振した場合)

る。また、B面とC面のコーナー（以後、BC角と呼ぶ）、C面とD面のコーナー（以後、CD角と呼ぶ）では、縦方向にひび割れが発生する。なお、鉄筋には外観上、損傷は生じない。図-5に示すように、最大応答変位は、+側（D面側）で3.0%ドリフト、-側（B面側）で2.4%ドリフトである。図-6の水平力～水平変位の履歴曲線によると、+側、-側の最大耐力はそれぞれ139.6 kN、128.1 kNであり、曲げ耐力は安定している。

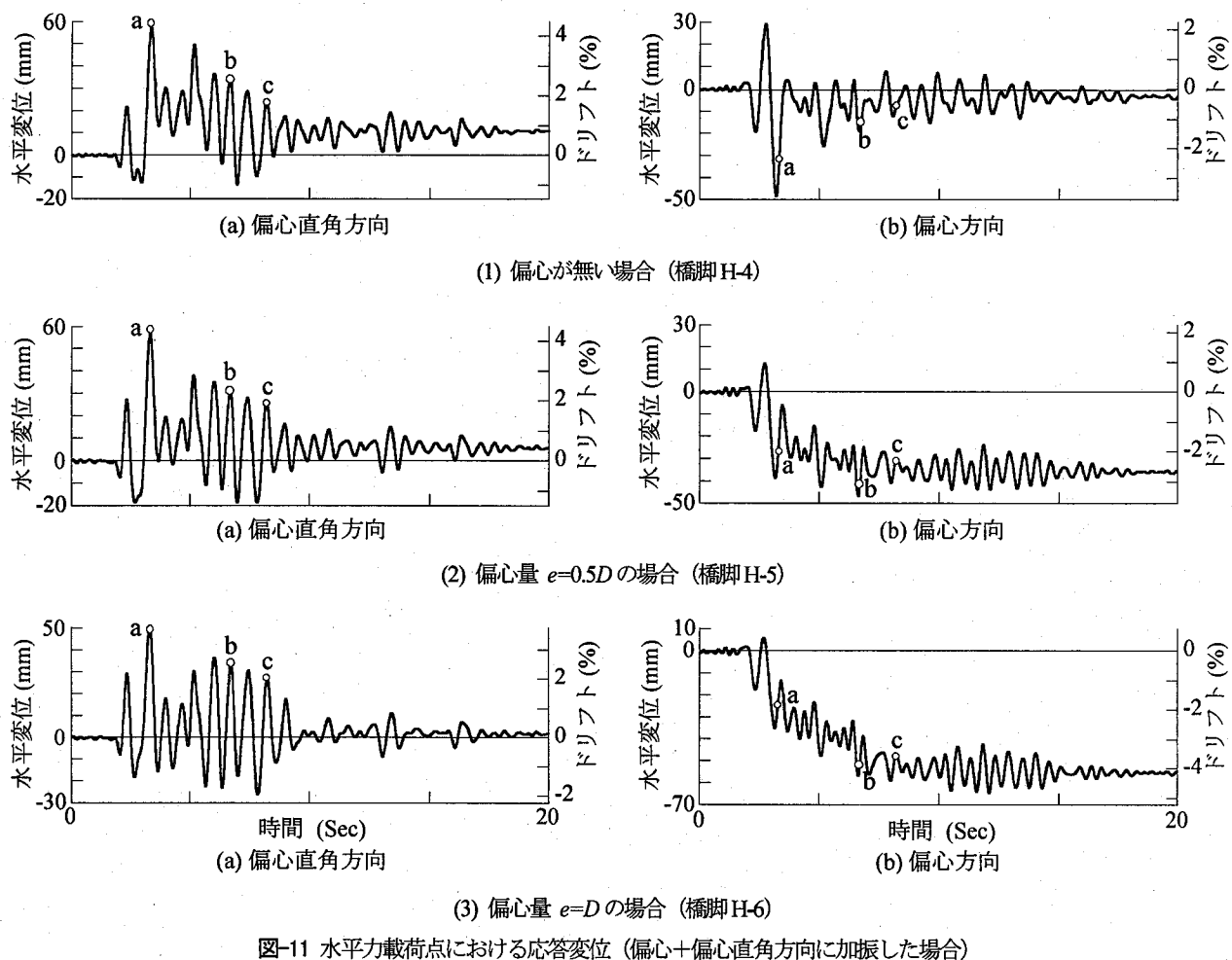
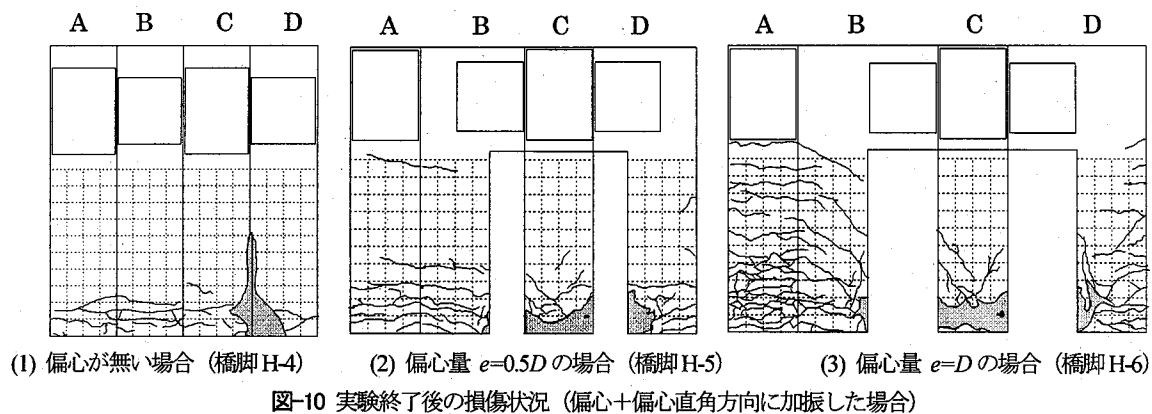
載荷に伴って、偏心圧縮側への残留変位がどのように進展したかを示すと図-7のようになる。ここには比較のため、後述する偏心量がDの場合（橋脚H-3）の結果も示している。なお、図中には、前述した点a、b、cに相当する点を示している。これによれば、偏心直角方向に載荷を繰返すにしたがって偏心圧縮方向へ残留変位が漸増していく。点c（時刻8.2秒）以降は、残留変位の蓄積はほぼ終了し、最終的には1.3%ドリフトの残留変位が生じる。

図-8は載荷に伴って橋脚の鉛直軸回りのねじり角がどのように進展したかを、また、図-9は、載荷点変位 d_y と、式(1)から求めた鉛直軸回りのねじりによる変位 d_r を時刻歴で比較した結果

を示している。図中には、後述する偏心量がDの場合（橋脚H-3）の結果も比較のため示している。なお、前述したように、ここでは、載荷時間に時間軸を示している。これらによれば、ねじり角は小さく、点a、b、cでそれぞれ0.008 rad、0.007 rad、0.004 rad程度である。このため、ねじりによる変位 d_r は小さく、載荷点変位 d_y に対するねじりによる変位 d_r の比 d_r/d_y は、点a、b、cで、それぞれ4.7%、5.5%、5.8%程度となっている。

次に、偏心量がDの場合（橋脚H-3）には、前出の図-4に示すように、基部から高さ0.4 mまでの範囲で曲げ引張クラックが全面に生じる。BC角、CD角では、かぶりコンクリートに損傷が生じるが、軸方向鉄筋には、外観から判別できる損傷は生じない。曲げ引張クラックの進展やコンクリートの損傷は、前述の偏心量が0.5Dの場合（橋脚H-2）よりも著しくなっている。

図-5の応答変位から、最大応答は+側（D面側）で2.9%ドリフト、-側（B面側）で2.8%ドリフトである。水平力～水平変位の履歴曲線（図-6）によると、+側、-側の最大耐力はそれぞれ152.5 kN、145.0 kNである。その後、耐力はわずかに減少し、+側、-



側の最大変位時にはそれぞれ141.2kN, -135.0kNとなる。これらは、+側、-側の最大耐力のそれぞれ93.8%, 94.6%程度である。

図-7によれば、偏心圧縮側への残留変位は、載荷を繰返すにつれて増大する。c点(時刻8.2秒)を過ぎたあたりから収束し始め、最終的には2.7%ドリフトの残留変位が生じる。残留変位は、偏心量が0.5Dの場合(橋脚H-2)よりも2.1倍大きい。ねじり角は、図-8に示すように、載荷の繰返しとともに徐々に増大し、点bで最大値0.019radに達する。これは、偏心量が0.5Dの場合(橋脚H-2)の2.4倍に相当する。図-9によれば、載荷点変位 d_y のうち、鉛直軸回りのねじりによる変位 d_r が占める割合は、載荷に伴って徐々に増大し、点a, b, cで、それぞれ16.0%, 18.8%, 23.7%

となる。これは、前述した偏心量0.5Dの場合(橋脚H-2)のそれぞれ3.4倍、3.4倍、4.1倍に相当する。

4. 偏心+偏心直角方向に加振した場合

偏心および偏心直角の2方向に加振した場合の実験終了後の損傷を図-10に示す。図中には後述する偏心量が0.5D, D(橋脚H-5, H-6)の結果も示している。偏心の無い場合(橋脚H-4)には、基部から高さ0.2mまでの範囲で、曲げ水平クラックが全面に生じると同時に、CD角では曲げ圧縮によりかぶりコンクリートが基部から0.6mの高さまで剥落する。AB角においてもかぶりコン

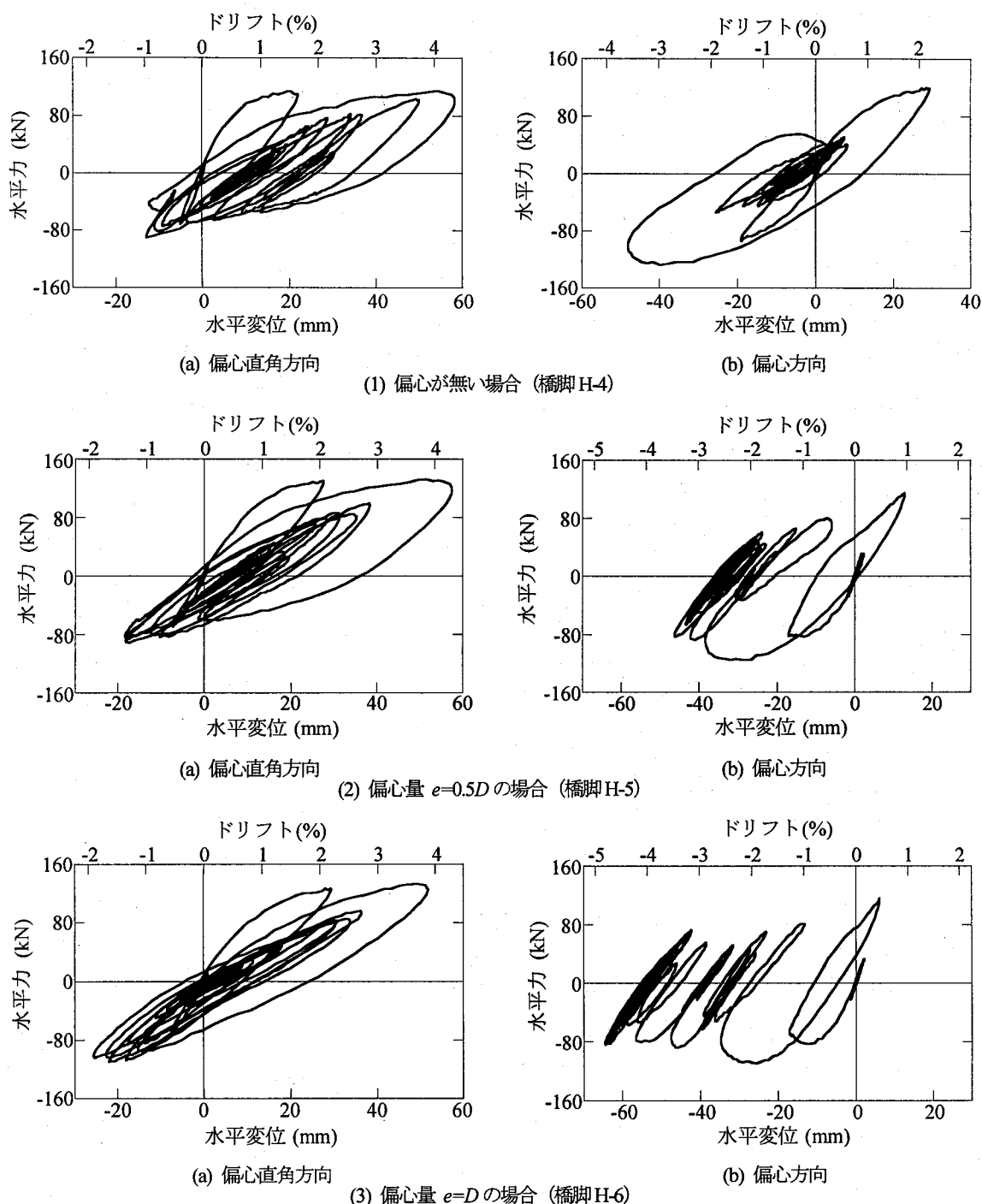


図-12 水平力載荷点における水平力～水平変位の履歴曲線（偏心+偏心直角方向に加振した場合）

リートが剥離したが、CD 角のように大きく剥離するには至らない。なお、鉄筋には外観から半割できる損傷は生じていない。

図-11 は橋脚の応答変位である。ここにも後述する偏心が $0.5D$ 、 D の場合の応答を示している。偏心直角方向（NS 成分）の最大応答は、+4.3%ドリフト（D 面側）であり、これは 1 方向加振した場合（橋脚 H-1）の 1.27 倍と大きくなっている。一方、偏心方向（EW 成分）の最大応答は、+側（A 面側）、-側（C 面側）に、それぞれ 2.2%ドリフト、3.6%ドリフトとなっている。C 面側および D 面側に応答変位が偏った結果、上述したように、AB 角に比較して CD 角の損傷が大きく生じたと考えられる。

水平力～水平変位の履歴曲線を示すと図-12 のようになる。こ

こには、後述する偏心量が $0.5D$ 、 D の結果も示している。これによると最大耐力は、偏心直角方向（NS 成分）では、+側（D 面側）で 115.2 kN、-側（B 面側）で 128.1 kN であり、これは 1 方向加振した場合（橋脚 H-1）に比較して+側（D 面側）で 0.82 倍、-側（B 面側）0.83 倍と、それぞれ 18%程度小さくなっている。また、偏心方向（EW 成分）では、最大耐力は+側（A 面側）で 120.5 kN、-側（C 面側）で 127.7 kN となる。

偏心がある場合には、図-10 のように、偏心量が $0.5D$ 、 D の場合（橋脚 H-5、H-6）ともに、橋脚の 4 面に曲げ引張水平クラックが生じ、偏心圧縮側の C 面と CD 角において、かぶりコンクリートが剥落する。曲げ引張水平クラックは、偏心が大きくなるほど

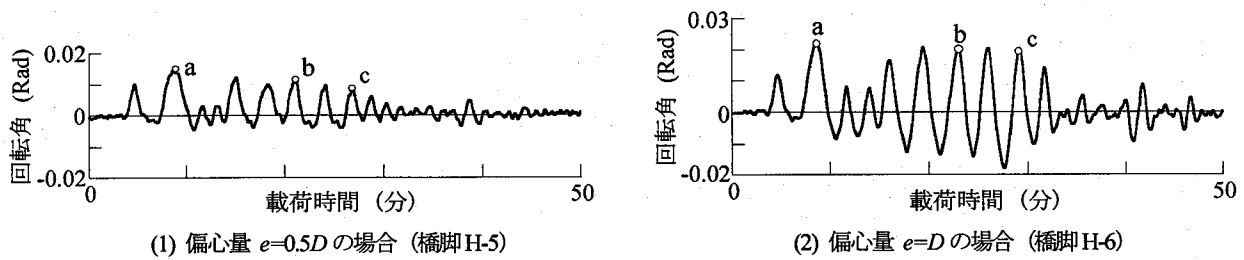


図-13 橋脚のねじり角の進展 (偏心+偏心直角方向に加振した場合)

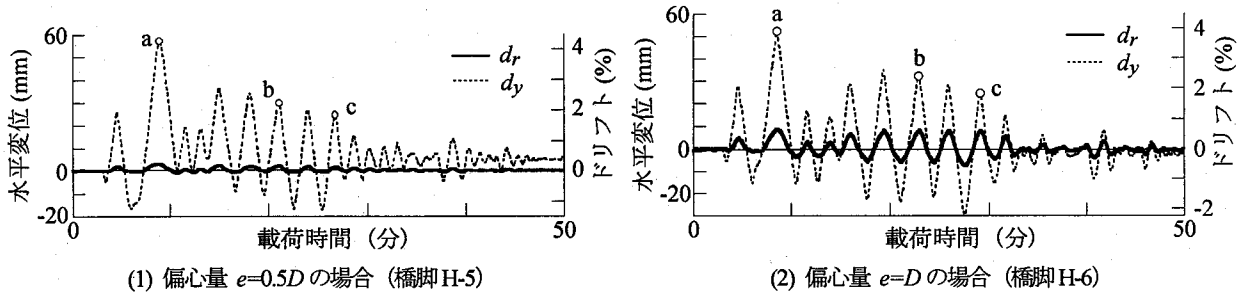


図-14 偏心直角方向の荷重点変位 d_y とねじりによる橋脚変位 d_r の関係 (偏心+偏心直角方向に加振した場合)

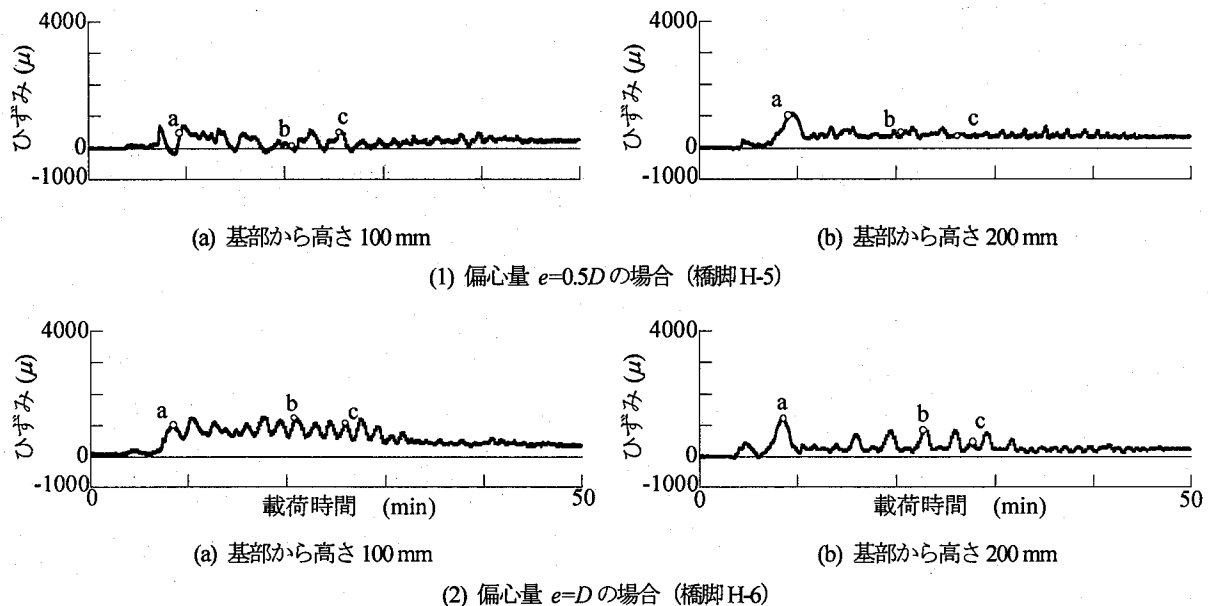


図-15 偏心+偏心直角方向に加振した場合に生じる帯鉄筋のひずみ (B 面)

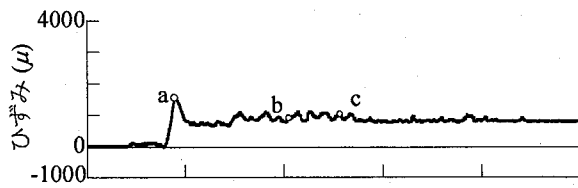
著しくなり、偏心量 $0.5D$ の場合には、基部から高さ 0.3 m までの範囲で、偏心量 D の場合には、基部から高さ 1.1 m までの範囲でそれぞれ生じている。偏心圧縮側 (C 面) のかぶりコンクリートの損傷は、偏心量 $0.5D$ 、 D の場合ともに基部から 0.2 m の高さまで生じている。ただし、いずれの場合にも、鉄筋には外観から判別できる損傷は生じていない。1 方向加振した場合より、2 方向加振した場合の方が橋脚の損傷は著しい。

図-11 に示した応答変位によれば、偏心直角方向 (NS 成分) の最大変位は、偏心量 $0.5D$ の場合には、+側で 4.2% ドリフト、-側で 1.4% ドリフト、また、偏心量 D の場合には、+側で 3.9% ドリフト、-側で 1.9% ドリフトとなる。偏心量 D の場合を例に取り、上述した 1 方向入力した場合 (橋脚 H-3) と比較すると、+側では 1.3 倍に増加するが、-側で 0.7 倍に減少する。

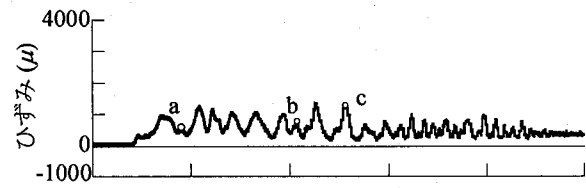
一方、偏心方向 (EW 成分) の応答変位では、偏心量 $0.5D$ 、 D

の場合ともに、 3.0 秒付近で一度、最大応答に達した後は一側にドリフトし、そのまま一側だけで振動している。最大応答は、偏心量 $0.5D$ の場合には -3.5% ドリフト、 D の場合には -4.6% ドリフトである。荷重終了時の残留変位は、偏心が大きくなるにつれて大きくなり、偏心量 $0.5D$ の場合には -2.7% ドリフト、 D の場合には -4.1% ドリフトである。これらは、偏心方向に 1 方向加振した偏心量 $0.5D$ (橋脚 H-2)、 D (橋脚 H-3) の場合のそれぞれ 2.1 倍、 1.5 倍に相当する。偏心量 $0.5D$ 、 D の場合ともに、偏心圧縮側へのドリフトは、 3.0 秒付近から増大し始め、 7.5 秒付近でドリフトの蓄積は終了し、その後は、この軸のまわりを振動する。

図-12 に示した水平力～水平変位の履歴曲線によれば、偏心直角方向 (NS 成分) の最大耐力は、偏心量 $0.5D$ の場合には $+129.8\text{ kN}$ 、偏心量 D の場合には $+133.6\text{ kN}$ となる。これらは、1 方向に加振した偏心量 $0.5D$ (橋脚 H-2)、 D (橋脚 H-3) の場合のそれぞ

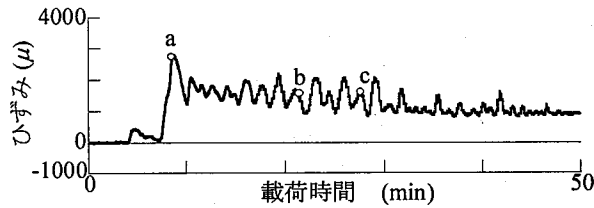


(a) 基部から高さ 100 mm

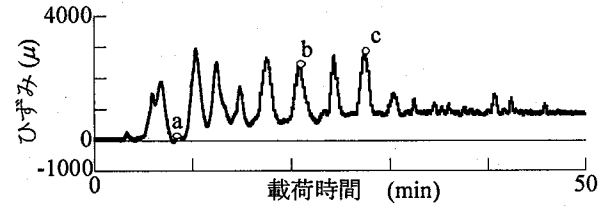


(b) 基部から高さ 200 mm

(1) 偏心量 $e=0.5D$ の場合 (橋脚 H-5)



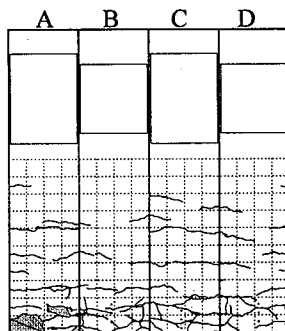
(a) 基部から高さ 100 mm



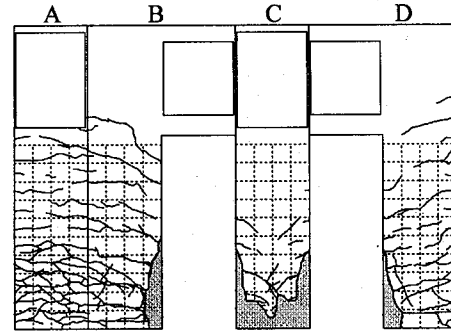
(b) 基部から高さ 200 mm

(2) 偏心量 $e=D$ の場合 (橋脚 H-6)

図-16 偏心+偏心直角方向に加振した場合に生じる帯鉄筋のひずみ (C 面側)



(1) 偏心が無い場合 (3.5%ドリフト载荷終了時)



(2) 偏心量 $e=D$ の場合 (2.5%ドリフト载荷終了時)

図-17 偏心直角方向に繰返し载荷した場合の損傷状況⁴⁾

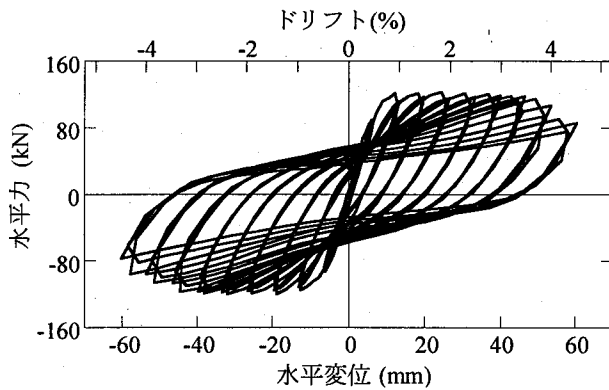
れ 0.93 倍, 0.88 倍である。一方, 偏心方向では, 偏心量 $0.5D$, D の場合ともに, 応答が卓越する一側 (偏心圧縮側) に水平耐力の低下が見られる。例えば, 偏心量 D の場合には, -1.8% ドリフト付近で最大耐力 -109.2 kN となるが, -3.4% , -4.2% , -4.6% ドリフトでは, 耐力がそれぞれ -86.6 kN , -80.9 kN , -82.8 kN と減少している。これは, 偏心がある場合には, 常時荷重による偏心モーメントの作用により, 履歴曲線の 2 次勾配が偏心圧縮側では低下することを示している。このような 2 次勾配の低下が上述した偏心圧縮方向への残留変位を助長したものと考えられる。

図-13 は, 鉛直軸まわりのねじり角が, 载荷の進展とともにどのように増大したかを示している。ねじり角は, 偏心量 $0.5D$, D の場合ともに点 a (時刻 3.3 秒) で最大となっており, 最大値はそれぞれ 0.013 rad , 0.022 rad である。これらは, 1 方向加振した偏心量 $0.5D$, D の場合 (橋脚 H-2, H-3) のそれぞれ 1.7 倍, 1.2 倍に相当する。

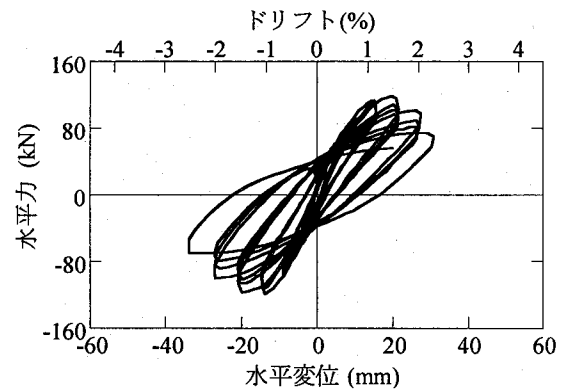
図-14 は, 偏心直角方向の载荷点変位 d_y と, このうち式(1)による鉛直軸回りのねじりに伴う成分 d_r を比較した結果である。偏心量が $0.5D$ の場合には, 変位 d_y に占める変位 d_r の割合 d_r/d_y は小さく, 点 a, b, c で, それぞれ 5.9% , 9.3% , 6.5%

である。これに対して, 偏心量 D の場合には, d_r/d_y は, 点 a, b, c でそれぞれ 16.7% , 25.5% , 29.7% と大きくなる。

図-15, 図-16 は, 偏心がある場合に, 帯鉄筋ひずみが载荷に伴ってどのように生じるかを, それぞれ B 面 (偏心直角面) および C 面 (偏心圧縮面) の中央位置に着目して示した結果である。いずれも, 橋脚基部から高さ 100 mm , 200 mm の位置のひずみを示している。偏心直角面 (B 面) では, 偏心量 $0.5D$, D の場合ともに, 応答が大きくなり始める点 a 付近で, 帯鉄筋ひずみは最大になるが, いずれも 1000μ 程度で, まだ降伏していない。これに対して, 偏心圧縮側 (C 面) では, 偏心量 $0.5D$, D の場合ともに, B 面に比較して大きなひずみが生じている。特に, 偏心量 D の場合には, 基部から高さ 100 mm の位置では点 a の直後から, 高さ 200 mm の位置では点 a のおよそ 2 分後 (载荷時間) から, それぞれ 3000μ に相当するひずみが生じる。これは, 偏心圧縮力により C 面側のコンクリートが圧壊し, これに抵抗した帯鉄筋が降伏したことを示している。

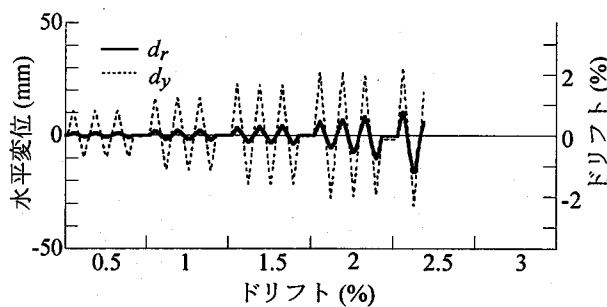


(1) 偏心が無い場合

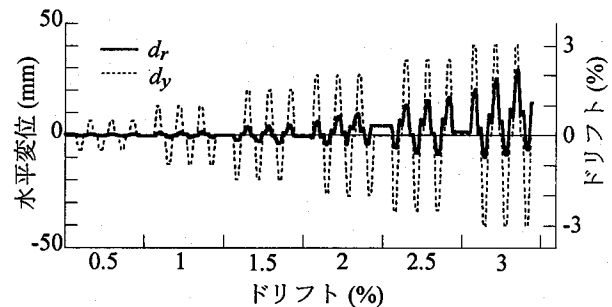


(2) 偏心量 $e=D$ の場合

図-18 偏心直角方向に繰返し载荷した場合の水平力載荷点における水平力～水平変位の履歴曲線⁴⁾

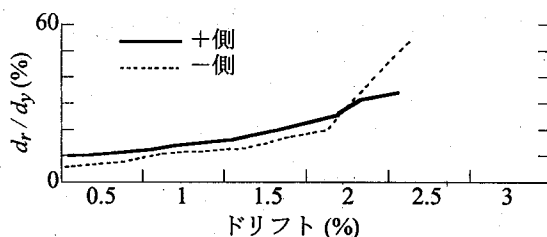


(1) 偏心直角方向に繰返し载荷した場合

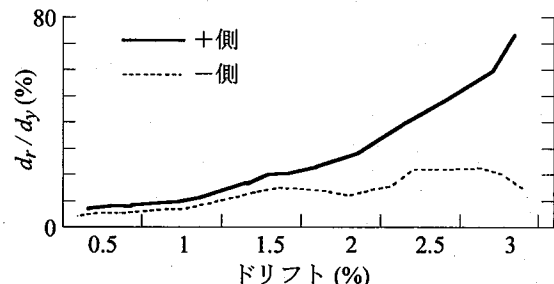


(2) 偏心+偏心直角方向に繰返し载荷した場合

図-19 偏心直角方向の载荷点変位 d_y と～ねじりによる橋脚変位 d_r の関係 (偏心量 $e=D$ の場合)



(1) 偏心直角方向に繰返し载荷した場合



(2) 偏心+偏心直角方向に繰返し载荷した場合

図-20 偏心直角方向の载荷点変位 d_y に占めるねじりによる橋脚変位 d_r の割合 (偏心量 $e=D$ の場合)

5 载荷履歴が耐震性能に及ぼす影響

载荷履歴の違いが逆L字型RC橋脚の損傷度合や橋脚に生じる鉛直軸回りのねじりにもたらす影響を検討するため、上述したハイブリッド载荷実験を、川島らによる繰返し载荷実験⁴⁾と比較する。上述したように繰返し载荷実験には、本研究で用いた橋脚と同一仕様で、コンクリート・鉄筋強度もほぼ同程度の供試体が用いられている。また、偏心量が0, 0.5D, Dの場合を対象として、偏心直角方向、偏心+偏心直角方向の繰返し载荷が行われている。本実験と同じく160 kNの一定鉛直荷重を荷重制御によって模型に与えた状態で、ドリフト0.5%を基準変位とし、この整数倍で各変位振幅ごとに3回の繰返し荷重を変位制御により与えたものである。水平2方向の荷重は、変位制御により変位の履歴が矩形オービットとなるように与えている。以下では、偏心が無い場合

と偏心量がDの場合を中心に、本研究との比較を示す。

図-17は、繰返し载荷した場合の損傷を示している。偏心が無い場合には、ハイブリッド载荷した橋脚の最大応答に相当する3.5%ドリフト载荷終了後の損傷を、また、偏心量Dの場合には、2.5%ドリフト载荷で終局状態となったため、この時の損傷をそれぞれ示している。偏心が無い場合には、ハイブリッド载荷では、水平曲げひび割れが生じる程度の損傷であったのに対して、繰返し载荷では、3.5%ドリフト载荷終了時にA面基部のコンクリートが剥離している。偏心量Dの場合には、繰返し载荷では、2.5%ドリフトの時点でC面およびBC角、CD角のコンクリートの損傷が激しくなっている。载荷終了後の調査によると、軸方向鉄筋の座屈がC面基部で生じている。これに対してハイブリッド载荷(最大変位2.9%ドリフト)では、C面側のコンクリートが損傷した程度で、鉄筋には外観上判断できる損傷は生じなかった。

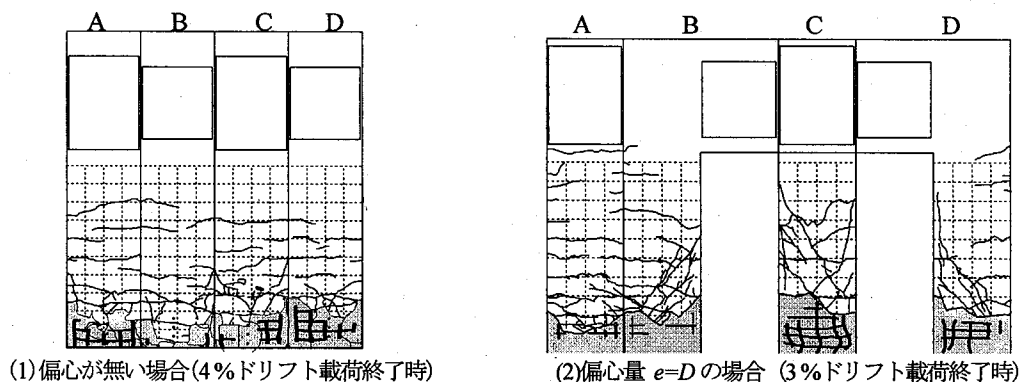


図-21 偏心+偏心直角方向に繰返し載荷した場合の損傷状況⁴⁾

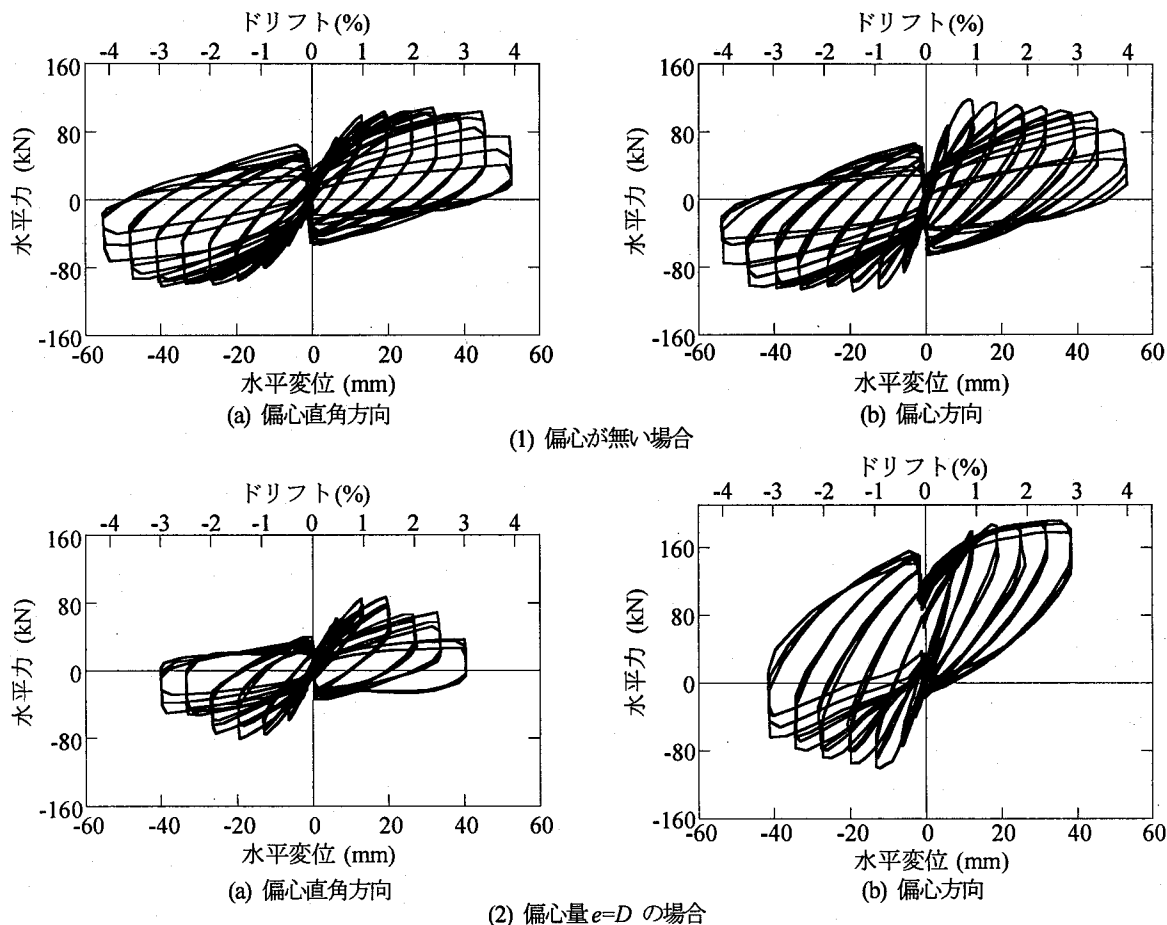


図-22 偏心+偏心直角方向に繰返し載荷した場合の水平力載荷点における水平力～水平変位の履歴曲線⁴⁾

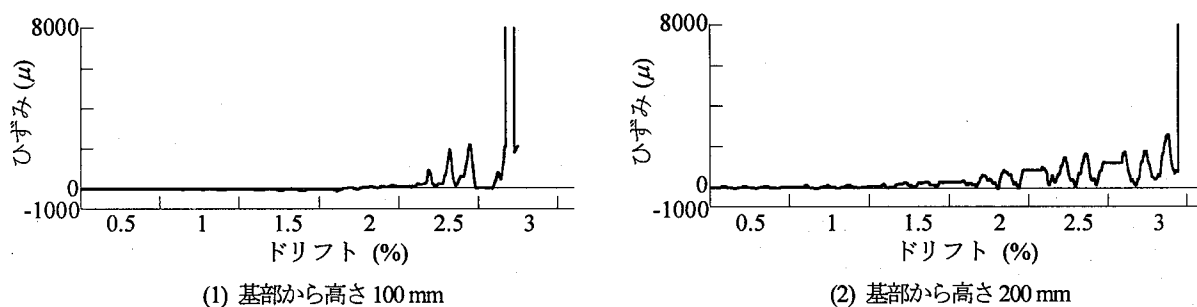


図-23 繰返し載荷した場合に生じる帯鉄筋のひずみ (B 面, 偏心+偏心直角方向に繰返し載荷した場合)

図-18 は、水平力～水平変位の履歴曲線を示している。ハイブリッド載荷では、偏心量が 0, D の場合ともに著しい耐力低下は見られなかったのが、繰返し載荷した場合には、偏心が無い橋脚

では 3.5%ドリフト付近から、偏心量が D の橋脚では 1.5%付近からそれぞれ水平耐力が低下し始める。ハイブリッド載荷において応答が卓越した+側に着目すると、繰返し載荷した偏心量が 0, D

の場合の最大耐力は、ハイブリッド載荷した場合のそれぞれ0.88倍、0.77倍である。ハイブリッド載荷に比較して繰返し載荷した場合には、最大耐力や変形性能が小さくなる。

図-19は、偏心量 D の橋脚の繰返し載荷実験から偏心直角方向変位 d_y と式(1)による変位 d_r の関係を求めた結果である。また、図-20は d_r/d_y が載荷に伴ってどのように増大するかを示している。ここには、後述する偏心+偏心直角方向に載荷した場合も示している。2%ドリフトの繰返し載荷の過程で d_r/d_y は、+側では22%から31%へ、+側では18%から36%へとそれぞれ増加する。2.5%ドリフト載荷1サイクル目には、 d_r/d_y は一側で一気に増大し、56%に達している。図-9に示したように、ハイブリッド載荷では、主要動(最大応答2.9%ドリフト)における d_r/d_y は16%~24%程度であり、繰返し載荷に比較して小さい。

繰返し載荷した場合の損傷を図-21に示す。偏心が無い場合には、ハイブリッド載荷した橋脚の最大応答に相当する4%載荷後の損傷を、また、偏心量 D の場合には、終局状態となった3%載荷後の損傷をそれぞれ示している。繰返し載荷した場合には、偏心が0、 D の場合ともに、4面でコンクリートが損傷し、軸方向鉄筋が座屈する。これに対して前述したハイブリッド載荷では、偏心圧縮側のコンクリートは損傷するが、その他の面では損傷は比較的小さく、鉄筋には外観上わかるような損傷は生じていない。

図-22は繰返し載荷した場合の水平力~水平変位の履歴曲線を示している。前述した図-12と比較すると、ハイブリッド載荷に比較して繰返し載荷した場合の方が、最大耐力が小さく、耐力低下も著しい。特に偏心量 D の場合には、橋脚の曲げに加えてねじりが偏心直角方向において生じるため、繰返し載荷した場合の最大耐力と変形性能が小さくなっていることが注目される。例えば、ハイブリッド載荷において応答が卓越する側に着目すると、繰返し載荷では、偏心方向および偏心直角方向の最大耐力は、ハイブリッド載荷した場合のそれぞれ0.92倍、0.63倍となっている。

図-19、図-20によれば、繰返し載荷した場合の偏心直角方向の載荷点変位 d_y に対するねじりによる変位 d_r の比 d_r/d_y は、特に+側で大きくなっており、2%ドリフト繰返し載荷では23%~30%、2.5%ドリフト繰返し載荷では36%~49%、終局状態となった3%ドリフト繰返し載荷では52%~73%となっている。これは、ハイブリッド載荷では、主要動(最大応答3.9%ドリフト)において d_r/d_y は17%~30%であったことと比較して際だった違いである。このように、繰返し載荷ではねじりが大きくなる結果、上述したように、ねじりによる影響を直接受ける偏心直角方向の最大耐力や変形性能が小さくなったと考えられる。

図-23は、偏心量 D の橋脚の繰返し載荷実験において、帯鉄筋ひずみがどのように生じたかを、偏心直角面(B面)を例に、橋脚基部から高さ100mm、200mmの位置で示している。これによると、帯鉄筋ひずみは、基部からの高さ100mmの位置では3%ドリフト載荷の1サイクル目から、200mmの位置では3%ドリフト載荷3サイクル目から、それぞれ急速に大きくなり、8000 μ を越える。これに対してハイブリッド載荷では、最大ひずみは1000 μ 程度に過ぎず、繰返し載荷に比較して小さい。

6 結論

本研究では、逆L字型RC橋脚の地震応答特性を実験的に検討するため6体の供試体を製作し、偏心直角方向、水平2方向のハイブリッド載荷実験を行った。本検討の結果、以下の結論を得た。

- 1) 偏心圧縮側の塑性ヒンジに生じる損傷やこの方向に生じる残留変位は、偏心が大きくなるほど、また、偏心直角方向に加振した場合よりも水平2方向に加振した場合の方が大きい。
- 2) 偏心が大きくなるほど橋脚に生じるねじりは大きくなるため、載荷点変位に対するねじりによる変位の割合も大きくなる。ハイブリッド載荷では、主要動でねじりは最大となり、その後は増大しないのに対して、繰返し載荷では、終局に至るまでねじりは増大する。同程度変位させた場合のねじりは、ハイブリッド載荷に比較して繰返し載荷の方が大きい。
- 3) ハイブリッド載荷に比較して繰返し載荷の方が、同程度変位させた場合に生じる橋脚の損傷が大きい。このため、繰返し載荷では、ハイブリッド載荷に比較して曲げ耐力や変形性能が小さい。特にねじりによる影響を直接受ける偏心直角方向において、載荷履歴による曲げ耐力の違いが顕著となる。
- 4) 塑性ヒンジ区間における帯鉄筋ひずみは、他の面よりも偏心圧縮面で大きくなる。ハイブリッド載荷では、主要動で帯鉄筋ひずみは最大となり、その後は増大しないのに対して、繰返し載荷では、帯鉄筋ひずみは終局に近づくにつれて増大する。

謝辞 模型橋脚の設計には、(株)長大の矢部正明氏に、模型の製作や実験には、東京工業大学の中澤宜貴、松川亮平、下山田英介、早川涼二、中村剛、福田智之、宮路健太郎、市川吉洋、木島健の各氏に絶大な協力を得た。ここに記して厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 川島一彦、運上茂樹: 偏心曲げを受けるRC橋脚の地震応答特性, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp. 1963-1968, 1994.
- 2) 小坂寛己, 前川宏一, 小笠原文文, 津野和宏, 市川衡, 福田暁: ねじれモーメントが作用するRC橋脚の耐震性能確認実験, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 167-170, 1998.
- 3) 土屋智史, 津野和宏, 前川宏一: 常時偏心軸力と交番ねじり・曲げ/せん断力を複合載荷したRC柱の非線形三次元有限要素立体解析, 土木学会論文集, No. 683/V-52, pp. 131-143, 2001.
- 4) 川島一彦, 渡邊学歩, 畑田俊輔, 早川涼二: 逆L字形鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 745/I-65, pp. 171-189, 2003.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・第V編耐震設計編, 丸善, 1996.
- 6) 永田聖二, 渡邊学歩, 川島一彦: 3次元ハイブリッド載荷実験におけるアクチュエータによるP- Δ 効果の補正法, 土木学会論文集, No. 801/I-73, pp. 197-212, 2005

(2005年9月10日受付)