

片側に卓越する地震力を受ける場合のRC橋脚の 除荷および再載荷剛性

渡邊学歩¹・川島一彦²

¹正会員 修（工） 東京工業大学大学院助手 理工学研究科土木工学専攻
（〒160-0004 東京都目黒区大岡山2-12-1）

²正会員 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻
（同上）

1. まえがき

地震時保有耐力法による耐震設計法では橋脚の塑性化を考慮することで、橋脚の地震応答の低減が図られている。しかし、橋脚の塑性化と地震後に生じる残留変位は表裏一体の関係にあり、残留変位の存在を考慮する必要があることが指摘されている。特に、一方向に卓越するような地震力が作用すると、橋脚の損傷が片側に集中し、荷重が進むにつれて変形がこの方向ばかりに蓄積する結果、大きな残留変形を生じることがある。

橋梁の非線形地震応答解析においては、ファイバー要素や経験的な非線形履歴特性を考慮した梁要素による解析などが行われている。残留変位の解析においては、地震が終了するまでの履歴を正確に追跡可能な履歴モデルが必要であり、1方向に卓越するような地震力の作用が履歴に及ぼす影響を考慮する必要がある。

RC橋脚の材料非線形モデルとしてTakeda Modelが広く用いられている。このモデルでは変形が1方向に集中するような場合についても履歴則が設けられているが、この履歴則によって残留変位は大きく異なる。しかし、このような点を具体的に検証した研究は著者らの知る限り見当たらない。

本論文では片側1方向に地震力が卓越する場合の履歴則について除荷および再載荷履歴に着目して実験的に検討を行うこととする。

2. 片側1方向に卓越する地震力を受けるRC橋脚の耐震性能に関する実験的検討

(1) 片側1方向に変形が卓越する場合のTakeda Modelの履歴則

Takeda Modelはじん性率に基づく剛性劣化を考慮して

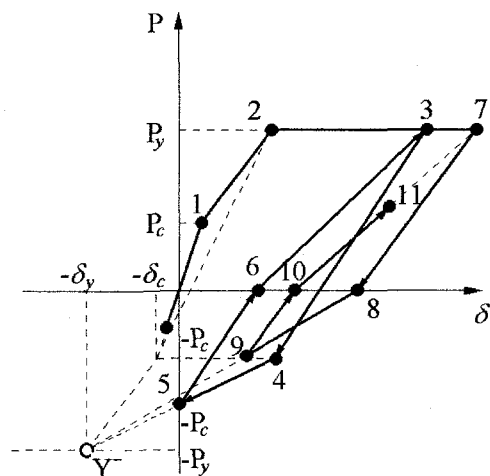


図-1 片側1方向に変形が卓越する場合の Takeda Model による履歴則

いることと、直前までの履歴における最大点を指す最大点指向型の履歴則をその特徴としている。また、片側にのみ塑性変形が生じる場合についても図-1に示すように履歴則が与えられている。

すなわち、直前までの履歴において、次式の条件が満足され、点3から除荷が起こる場合には、クラック荷重 $-P_c$ に相当する点4まで直線状に除荷するとされている。

$$\begin{aligned} P_y &\leq P^+ \\ -P_c &\leq P^- \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 P^+ 、 P^- はそれぞれ、直前までの履歴において正側、負側に作用した最大載荷荷重である。

この際の除荷剛性 K_{ul} はじん性率 μ に応じて次式で与えられる。

$$K_{ul} = K_0 \cdot \mu^{-\alpha} = \frac{P_y + P_c}{\delta_y + \delta_c} \cdot \mu^{-\alpha} \quad (2)$$

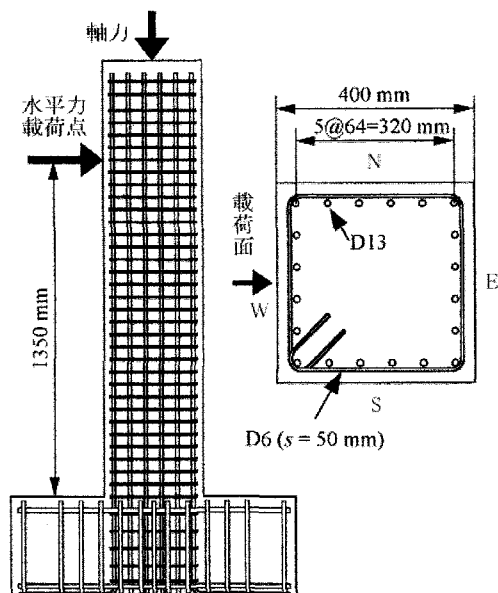


図-2 供試体寸法および載荷点高さ

ここで P_y , δ_y は降伏荷重, 降伏変位, P_c , δ_c はクラック荷重, クラック変位, K_0 は正側の降伏点と負側のクラック点を結ぶ剛性である. α としては一般に0.4程度の値が用いられることが多い.

クラック荷重 $-P_c$ を超えて除荷を続けると, 負側の降伏点 Y^- を目指して履歴が進んでいく. 次に載荷に転じると, 点3からの除荷剛性に等しい剛性で点6を目指すように履歴が進む. さらに載荷が続くと, この時点までの最大変位である点3を目指すように履歴が進む. 載荷が進み, 点3を越えて点7で除荷に転じると, 点7でのじん性率 μ に応じて式(2)による除荷剛性によって点8を目指す, さらに, 除荷が続くと, 負側の降伏点 Y^- を目指すように除荷が進む.

このように, 片側1方向(正側)に卓越する変形が生じる場合の除荷履歴では, 式(1)を満足すれば, クラック荷重 $-P_c$ まで除荷時点の剛性を保ったまま除荷が進み, 式(1)を満足しなければ, 変位が0となった時点で剛性を変化させ, それ以後は降伏点 $-P_y$ を目指すように除荷が進む. すなわち, 式(1)を満足する状態から除荷が進み負側の最大荷重がクラック荷重 $-P_c$ を超えるようなことが一度起これば, その後は変位0の点で剛性が変化すると仮定していることになる.

(2) 実験概要

実験供試体は, 図-2 に示すような 400mm×400mm の正方形断面 RC 単柱式橋脚である. 基部から水平アクチュエータ載荷点までの有効高さは 1350mm, かぶりコンクリート厚は 40mm, せん断支間比は 3.75 である. 地震時保有耐力法に基づき軸方向鉄筋には D13(SD295A) を 16 本, 帯鉄筋には, D6(SD295A) を 50mm 間隔で配置した.

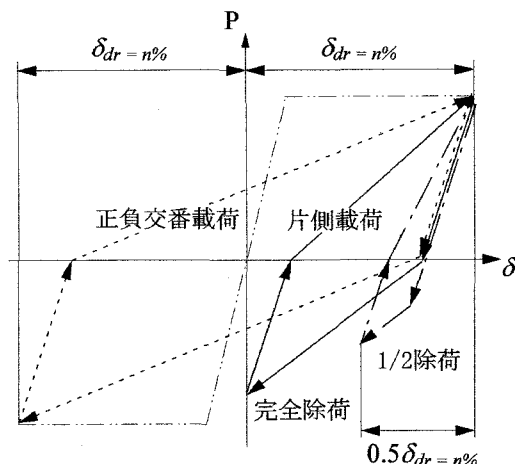


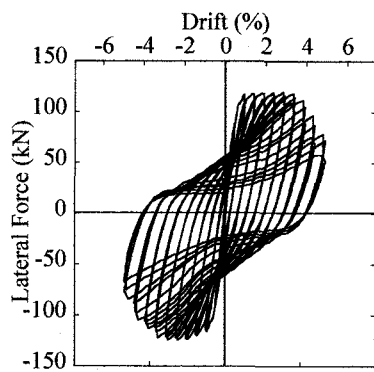
図-3 実験で与えた載荷履歴

解析により求められる, クラック荷重 P_c は 30 kN, 初降伏荷重 91.5 kN である. 橋脚基部での応力が 1MPa となるよう鉛直方向のアクチュエータにより 160kN の軸力を荷重制御で加え, 橋脚基部から 1350mm の位置に取付けた水平方向アクチュエータで載荷を行った. 載荷方法としては, 載荷変位振幅 Drift 0.5% (6.75mm) を基準としてその整数倍を与え, 同一変位振幅における繰り返し回数を 3 回としている. 図-3 に示す正負交番変位漸増載荷 (P0 載荷) に加えて, 片側 1 方向変位漸増載荷した場合 (P1 載荷), 片側 1 方向変位漸減載荷した場合 (P2 載荷) および最大変位からその変位の 1/2 相当の変位までの間で除荷, 載荷を繰り返す, 片側 1 方向 1/2 除荷・再載荷した場合 (P3 載荷) の 4 種類とした.

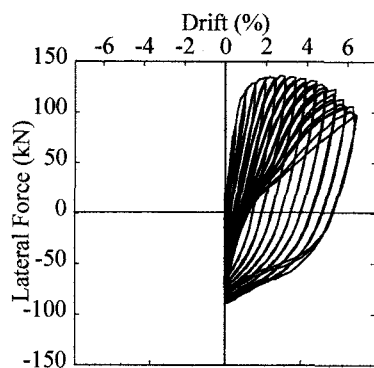
(3) 繰り返し載荷実験の結果

繰り返し載荷実験を行った場合の載荷終了までの水平力-水平変位関係を図-4 に, その包絡線を図-5 に示す. いずれの載荷でも Drift 1% 付近で降伏しているが, 片側 1 方向載荷 (P1, P2, P3) では, 降伏後も耐力は増加し, 正負交番変位漸増載荷した場合 (P0) に比べて 1 割程度最大耐力は増加している. その後, 正負交番載荷した場合 (P0) では Drift 3.5% から耐力低下が始まり Drift 5% で耐力が 6 割まで低下したので載荷を中止した.

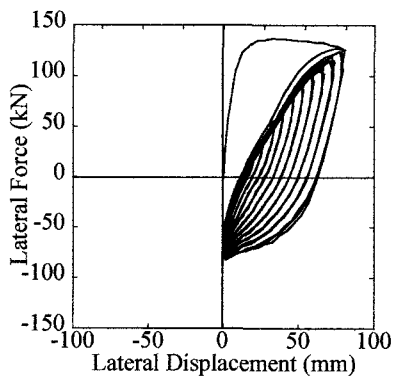
片側 1 方向変位漸増載荷した場合の P1 では Drift 4.5 % から徐々に耐力が低下し, Drift 6.5% になると最大耐力 120kN の 70% 程度まで耐力が低下しているが, 正負交番載荷に比べると耐力低下は緩い. 片側 1 方向変位漸減載荷の P2 および片側 1 方向 1/2 除荷・再載荷の P3 の場合には, 著しい水平耐力の低下は見られず, 最大耐力からの低下率は 1 割程度であった. 正負交番載荷した場合



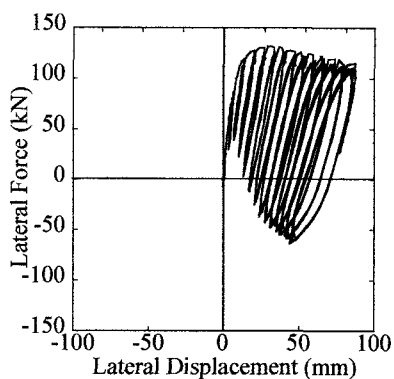
(a) 正負交番変位漸増载荷 (P0)



(b) 片側1方向変位漸増载荷 (P1)



(c) 片側1方向変位漸減载荷 (P2)



(d) 片側1方向1/2除荷・再载荷 (P3)

図-4 各载荷方法による水平力～水平変位の関係

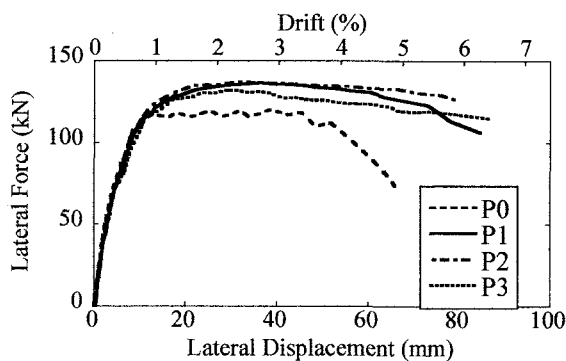


図-5 水平力～水平変位の履歴の包絡線

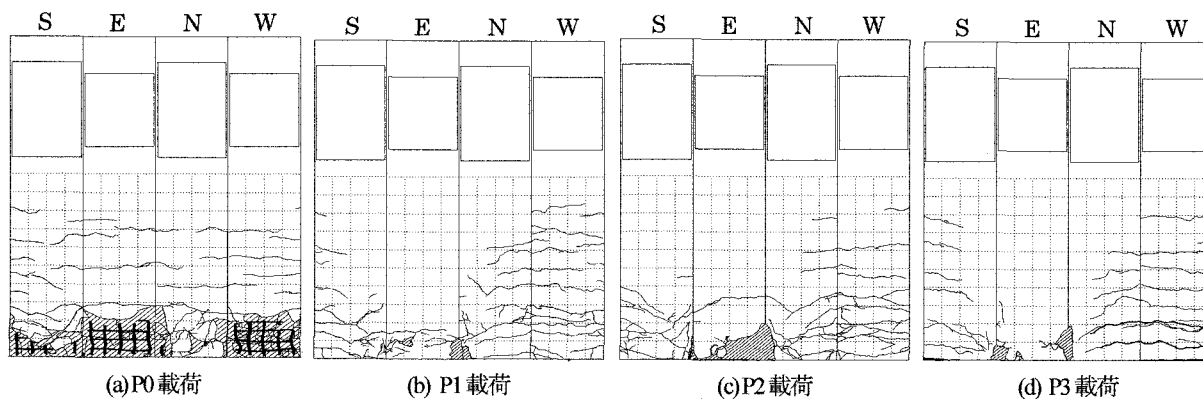


図-6 各载荷方法によって生じる模型供試体の損傷 (Drift 5%)

(P0) に比べ、片側1方向変位漸減载荷の場合には Drift 5% 以上変形性能が高い。

図-6 には Drift 5% 時の模型供試体に生じる損傷を示す。Drift 5% で载荷を終了した P0、変位漸減による载荷の P2

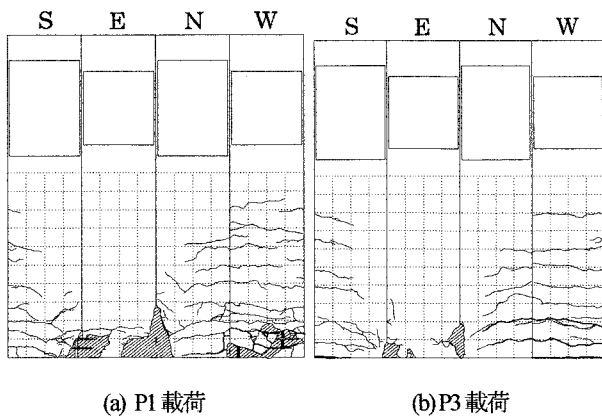


図-6 P1およびP3模型供試体の最終損傷 (Drift 6.5%)

については、これが最終損傷状況である。

正負交番載荷の P0 では載荷面である E および W の両面がかぶりコンクリートが剥離し軸方向鉄筋が露出し、E 面および W 面の軸方向鉄筋が座屈している。

片側 1 方向載荷の P1, P2, P3 では載荷時に引張側となる W 面にひび割れが生じている。当然ながら、圧縮側となる E 面ではひび割れはほとんど生じていない。Drift 5%時には P1, P3 載荷ではかぶりコンクリートの剥離は生じないが、変位漸減による載荷 P2 では処女載荷で Drift 6%まで載荷を行った際にかぶりコンクリートが剥離した、ただし、軸方向鉄筋が露出してない。図-6 には P1 および P3 の最終損傷状況 (Drift 6.5%) を示す。片側 1 方向変位漸増載荷した P1 では Drift 6.5%では軸方向鉄筋が載荷方向に座屈をしており、それに伴うかぶりコンクリートの剥落が W 面で発生している。これに対し、部分除荷を行った P3 では大きなひび割れが生じているだけであった。鉄筋の座屈が見られなかった P2 および P3 について、実験終了後にかぶりコンクリートをはつり、観察をしたが鉄筋の座屈は見られなかった。P2 および P3 では、急激な耐力低下が生じていないが、軸方向鉄筋の座屈が生じなかったことがその原因のひとつと考えられる。

3. 載荷履歴が除荷剛性および再載荷剛性に及ぼす影響

(1) 片側1方向変位漸増載荷した場合

図-4(b)に示した変位漸増による片側1方向載荷を行う場合の履歴ループをTakeda Modelの履歴則に基づきモデル化すると図-7に示すとおりである。各区間の剛性は次式の通りである。

$$K_{ul}^+ = K_0 \cdot \left(\frac{\delta_{ul}}{\delta_y} \right)^{-\alpha} \quad (3)$$

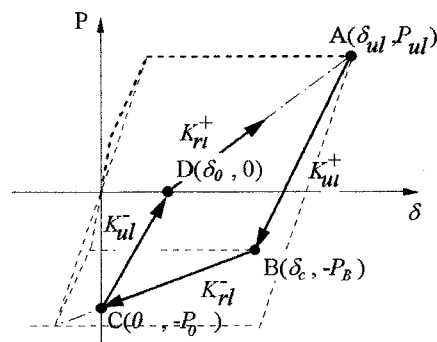


図-7 除荷剛性および再載荷剛性の定義

$$K_{rl}^- = \frac{P_y - P_c}{\delta_y - \delta_B} \quad (4)$$

$$K_{ul}^+ = K_{ul}^- \quad (5)$$

$$K_{rl}^+ = \frac{P_{ul}}{\delta_{ul} - \delta_0} \quad (6)$$

$$\delta_B = \delta_{ul} - \frac{P_{ul} + P_c}{K_{ul}^+} \quad (7)$$

$$\delta_0 = \frac{-P_0}{K_{ul}^+} \quad (8)$$

ここで、 P_{ul} および δ_{ul} は各載荷ステップにおける除荷点 (点A) の水平荷重および水平変位である。

図-8には図-4に示したP1の水平力-水平変位関係を除荷時の荷重 P_{ul} および変位 δ_{ul} で正規化した結果である。実線は除荷履歴であり、点線は載荷履歴である。また、図-7に示した点Bの位置を図-8には示している。なお、前述したように、模型供試体のひび割れ荷重 P_{cr} は約 30kNとしている。図-1で示したように、Takeda Modelの履歴側では、片側1方向載荷を行う場合、除荷時の載荷荷重がひび割れ荷重を超えると ($P < -P_c$)、剛性が変化すると指摘されている。P1の場合にも、ひび割れ荷重に達するDrift 2%の載荷では点Bで剛性が変化している。点B付近で剛性が変化しており、これはTakeda Modelの履歴則の通りである。しかし、実験によれば、式(1)を満足しない2%以降も、P1では図-4(b)に示すように P_{ul} , δ_{ul} で正規化すると、点B付近で剛性が変化しており、除荷履歴に及ぼす繰り返しの影響はほとんどない。

載荷履歴では図-8(a)に示すように、1点破線で示した1サイクル目の載荷履歴が2サイクル目以降の履歴に比べて外側の履歴となる。これは、1サイクル目の履歴では1つ前の載荷ステップにおける最大変位を目指したためである。

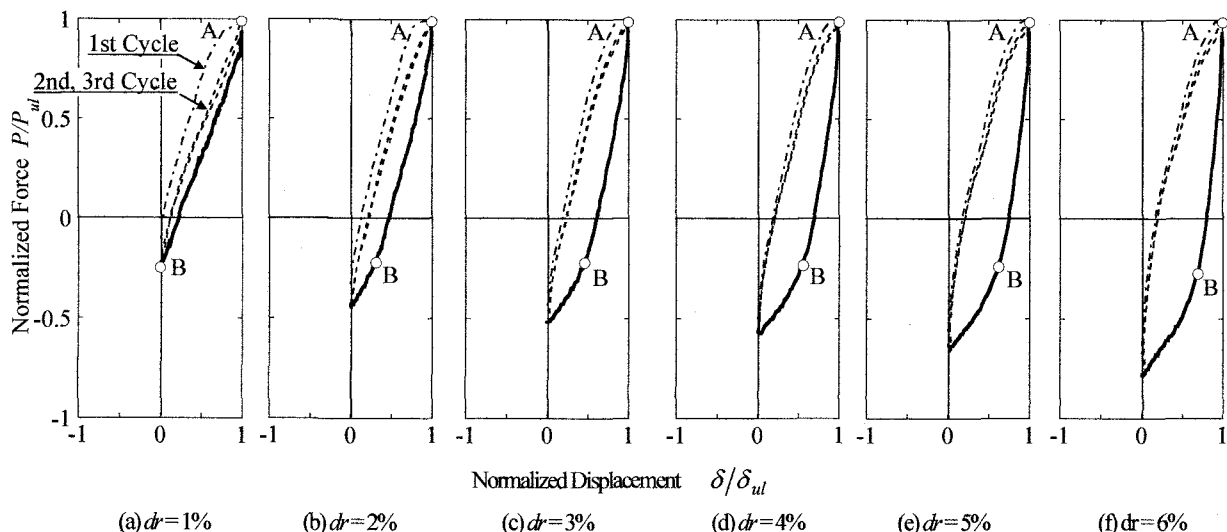


図-8 変位漸増方式による片側載荷、完全除荷 (P1) の除荷履歴

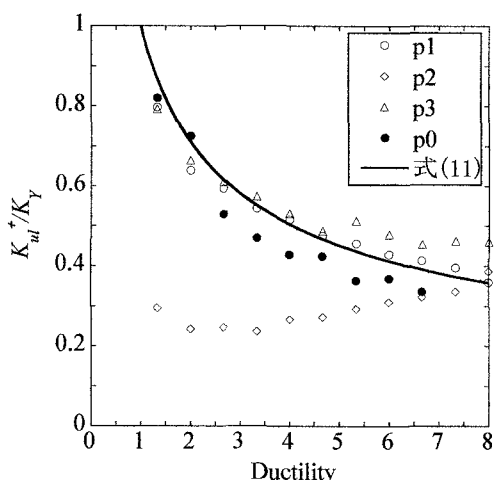


図-9 降伏剛性 K_y に対する除荷剛性 K_{ul}^+ の低下率

図-9には載荷変位の進展に伴う除荷剛性 K_{ul}^+ の低下率を、各Drift時の除荷剛性 K_{ul}^+ を降伏剛性 K_y で除して正規化して示す。なお、同図には後述する他の実験結果についてもあわせて示す。

これにより、除荷剛性が指数関数的に低下していることが分かる。

ただし、図-9で降伏剛性 K_y で正規化するに際しては、図-5に示したように、降伏点が明確でないことから、降伏剛性 K_y をどのように定義するかが重要である。

このため、Drift 1%以降の領域では水平力-水平変位の履歴（包絡線）を求めると、図-10(a)のようになる。これを2次関数で近似すると、

$$P = 1.76 + 18.78 \cdot d - 0.79 \cdot d^2 \quad (9)$$

ここで、 P および d は水平力、水平変位であるしたがって、割線剛性は

$$K_{tan} = \frac{P}{d} = 1.76/d + 18.78 - 0.79 \cdot d \quad (10)$$

これを示すと図-10(b)のようになる。

ここでは、図-10(a)に示した水平力-水平変位の履歴（包絡線）が約Drift 0.5%で水平力が初降伏荷重の解析値 90 kNに達していることから、Drift 0.5%での割線剛性を降伏剛性 K_y と定義し、 $K_y = 13.7 \text{ kN/mm}$ としている。

図-9に示したように、 K_{ul}/K_y はじん性率 μ に応じて減少するため、除荷剛性を次式のように仮定する。

$$K_{ul} = K_y \cdot \mu^{-\alpha} \quad (11)$$

ここで、 α は μ による K_{ul} の低下度を表す係数であり、除荷剛性低下係数と呼ぶ。除荷剛性低下係数 α を0.5とすると、図-9に示すようにP1の除荷剛性の低下率をよく表すことができる。

図-11には載荷変位の進展に伴う再載荷剛性 K_{rl}^+ の低下率を、各Drift時の除荷剛性 K_{rl}^+ を降伏剛性 K_y で除して正規化して示す。なお、同図には後述する他の実験結果についてもあわせて示す。図-9に示した除荷剛性の低下率と同じく、じん性率 μ に応じて指数関数的に減少していることが分かる。

(2) 片側1方向変位漸増載荷、片側1方向1/2除荷・再載荷および正負交番載荷の場合

図-12には片側1方向に変位漸増載荷したP1と変位漸減載荷したP2の履歴を示す。P2ではDrift 6%から載荷を開始したため、1回目の載荷は単調載荷となっている。このため、これを除くと、P1の方がP2よりも5%程度耐力低下が小さいが、両者はほぼよく似た履歴となる。しかし、載荷変位がDrift 4%、Drift 2%と小さくなるにつれて、

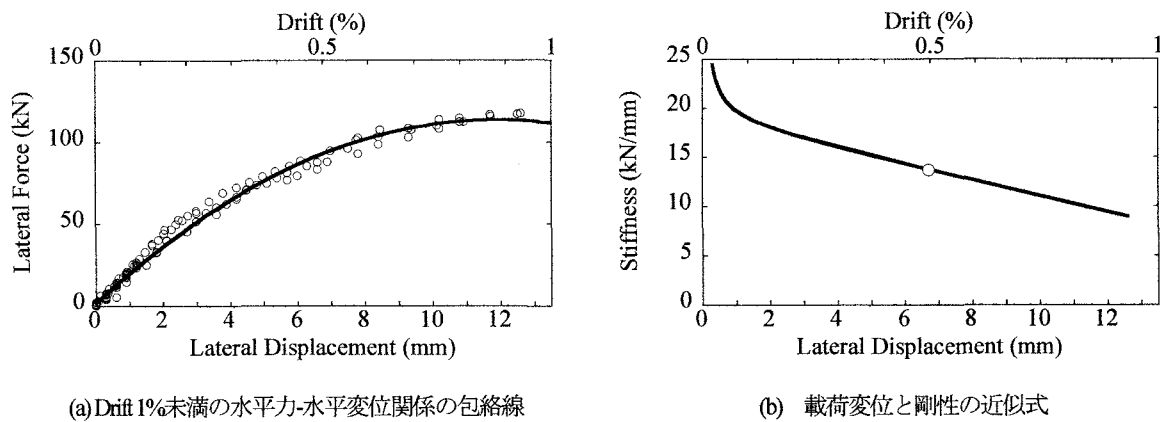


図-10 水平力-水平変位の履歴の包絡線

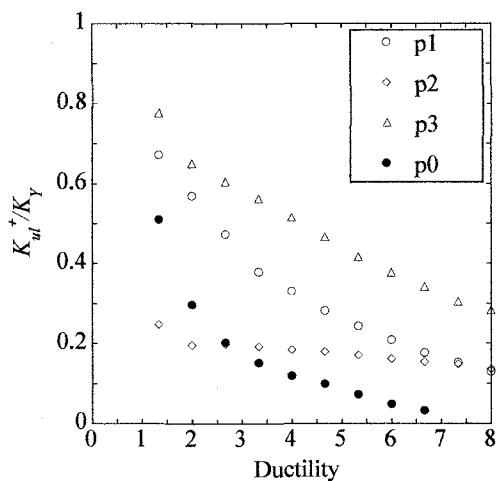


図-11 降伏剛性 K_y に対する除荷剛性 K_{ul}^+ の低下率

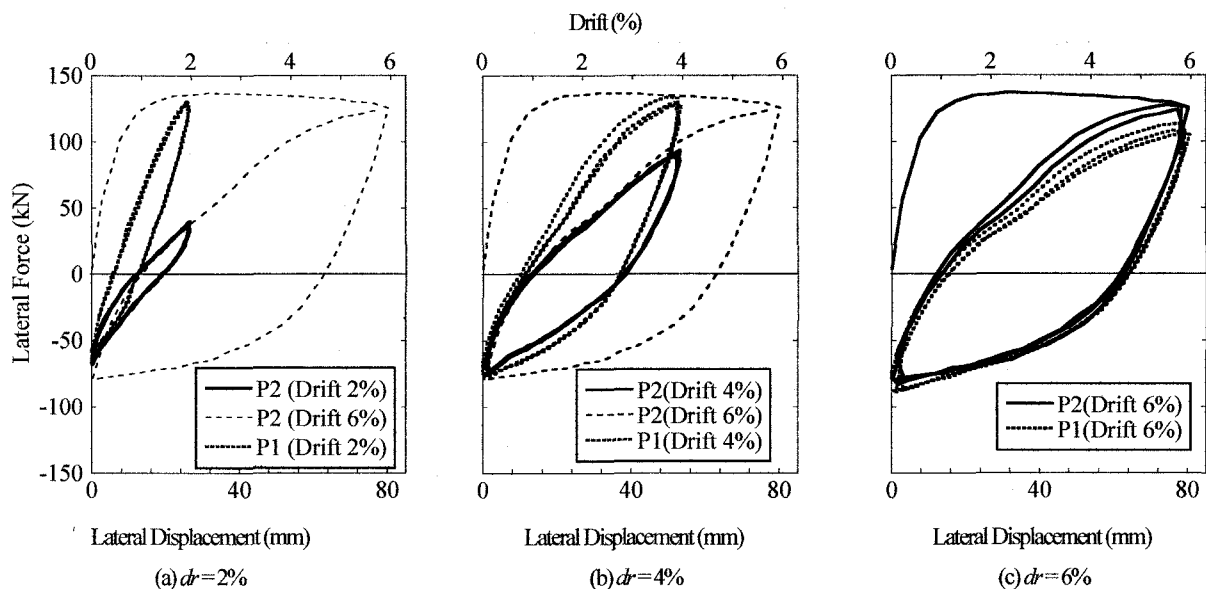


図-12 変位漸増および変位漸減載荷による履歴の比較

P1とP2の除荷履歴および再載荷履歴には明らかな違いが生じるようになる。

特に再載荷履歴 K_{ul}^+ について、Drift 2%, Drift 4%のいずれの場合にもP2では常にDrift 6%時の再載荷履歴の

パスに従っているが、P1の再載荷履歴は常に最大点を目指すように履歴となるために、載荷変位が小さくなるにつれて、P2に比べてP1の再載荷剛性 K_{ul}^+ が大きくなる。このことは、図-11に示した除荷剛性の低下率で示した

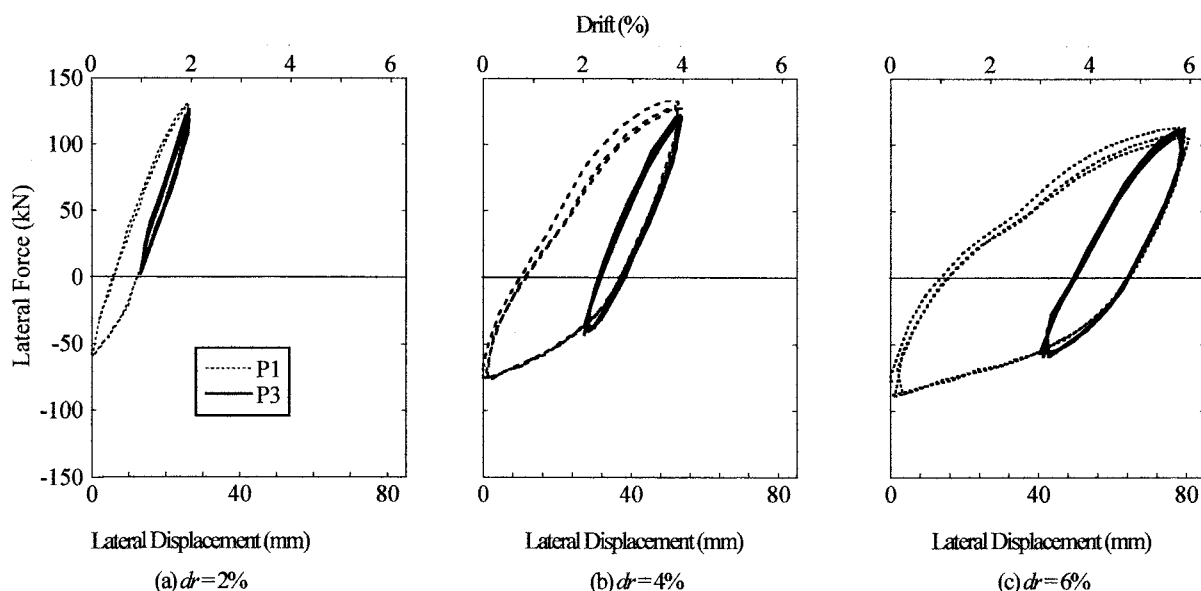


図-13 変位漸増荷した場合(P1)と1/2除荷・再荷した場合(P3)の履歴の比較

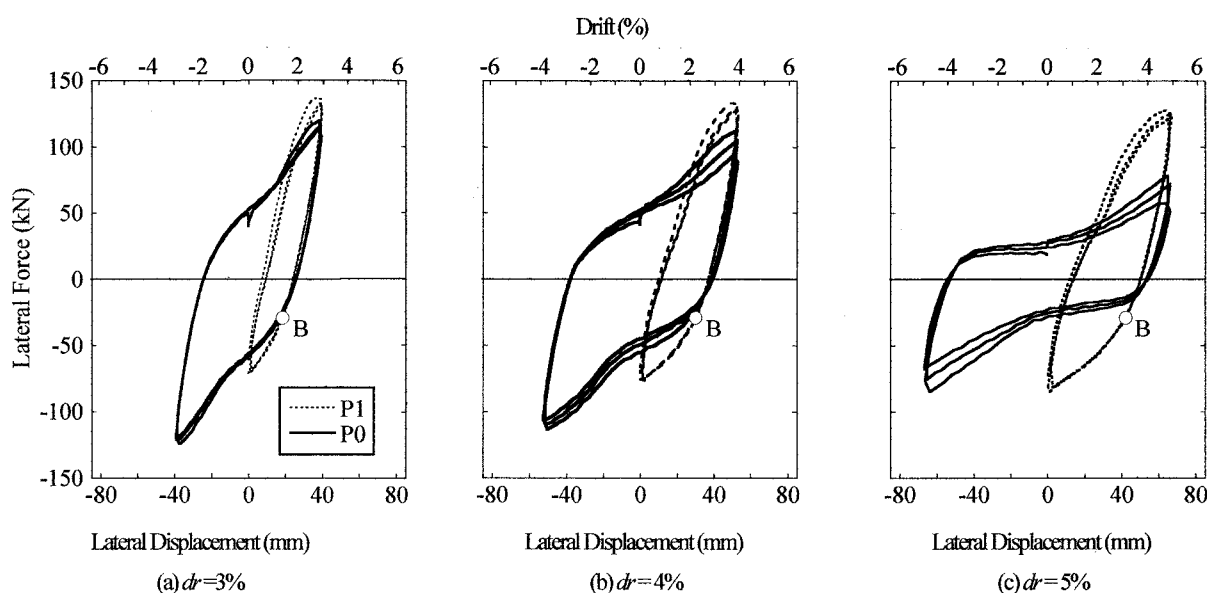


図-14 片側1方向荷した場合(P0)と正負交番荷した場合(P1)の履歴の比較

とおりである。

除荷剛性についても、図-9に示したように変位漸増方式による荷重(P1)では荷重変位振幅が大きくなるにつれて除荷剛性が劣化するのに対して、変位漸減方式による荷重(P2)では除荷剛性は徐々に大きくなる。

図-13には完全除荷を行った場合(P1)および1/2除荷・再荷を行った場合(P3)の水平力-水平変位の履歴を示す。除荷履歴は両者でよく似た履歴となり、図-9に示したように除荷剛性の低下率は同程度となる。

再荷履歴においては最大点指向型の履歴を描くために、図-11に示したとおり再荷剛性 K_{H}^{+} がP1に比べてP3の方が2倍程度大きくなる。

図-14には、正負交番荷を行った場合(P0)と片側1方向変位漸増荷を行った場合(P1)の水平力-水平変位の

除荷履歴を示すが、B点を境にしてP0では負側の最大点を目指す履歴となり、履歴パスが分かれている。また、Driftが2%、4%、6%と大きくなるに従って、P1と比べてP0の除荷剛性が低くなるが、図-9に示した除荷剛性の低下率において示したとおりである。

4. 結論

本研究では、片側1方向に卓越するような地震動がRC橋脚の荷重履歴に及ぼす影響について、除荷剛性および再荷剛性に着目して検討を行った。本検討の結果、得られた結論は以下の通りである。

(1) 片側1方向に卓越した変形を与えたP1、P2、P3の荷重では、正負交番荷P0に比べて、Driftにして1%以上

変形性能が高く、目視による損傷は軽微である。

(2) 式(1)で表されるように、直前までの履歴において、正側に降伏荷重 P_y を超える力が作用し、負側にはクラック荷重 $-P_c$ を超える荷重が作用していない場合において、除荷する場合には、負側のクラック荷重 $-P_c$ に達するまで、そのままの剛性を保持して除荷が進み、クラック荷重に達した後、剛性が変化するという、Takeda Modelの履歴則通りの現象が本実験結果においても観測された。

(2) 前述の除荷過程において、繰り返し载荷による除荷剛性および履歴の変化は見られなかった。

(3) 片側1方向変位漸減载荷を行った場合(P1)には、処女载荷における最大点を目指すような履歴となるために、変位漸増载荷を行った場合(P1)と比べて、再载荷剛性および除荷剛性に違いが生じる。

(4) 図-9に示したように、片側1方向1/2除荷・再载荷を行った場合(P3)の除荷剛性は、片側1方向変位漸増载荷を行った場合(P1)の除荷剛性と同程度であったが、図-11に示したようにP3の場合の載荷剛性は、P1の場合の2倍程度である。

(5) 片側1方向変位漸増载荷を行った場合(P1)の除荷剛性の低下度は、正負交番载荷を行った場合よりも低い。

参考文献

- 1) 川島一彦, Greory A. Macrae, 星隈順一, 長屋和宏: 残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文報告集, No.501/I-29, pp. 183-192, 1994.
- 2) T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielson: 'Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes', *Proceedings of ASCE*, Vol.96, 1970
- 3) Ductility Design Subcommittee Earthquake Engineering Committee: Cyclic Loading Test Data of Reinforced Concrete Bridge Piers, Japan Society of Civil Engineering, 2001.
- 4) 武村浩志, 川島一彦: 载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, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.849-858, 1997.
- 5) 川島一彦, 長谷川近二, 長島博之, 小山達彦, 本橋章平: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究, 土木研究所報告, 第190号, 建設省土木研究所, 1993