

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

松川亮平¹・川島一彦²・庄司学³

¹学生会員 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)

²フェロー 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(同上)

³正会員 博(工) 筑波大学講師 機能工学系(〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

本研究では、5体の円形断面RC橋脚に対して、一定変位漸増ならびに漸減方式の正負繰返し載荷実験、およびハイブリッド載荷実験を行い、載荷履歴や載荷繰返し回数が円形断面RC橋脚の変形性能に与える影響について実験的な検討を行った。これより、載荷履歴が異なると、かぶりコンクリートの剥離・剥落が生じる変位がドリフトで4.5～6.7%の間で異なること、また、水平力～水平変位の履歴特性は、漸減方式とハイブリッド実験ではほぼ一致するが、漸増方式の場合には最大耐力が1割程度低下することなどが明らかになった。

Key Words : bridge, seismic design, reinforced concrete column, ductility, loading hysteresis

1. はじめに

平成7年の兵庫県南部地震による鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚と呼ぶ)の甚大な被害を契機としてRC橋脚の曲げ変形特性向上の必要性が強く認識されている。このため、例えば、道路橋示方書では、RC橋脚の終局変位や許容じん性率に対する規定が盛り込まれている¹⁾。しかし、これらの規定は、主として一定変位振幅漸増方式による正負繰返し載荷実験に基づいて検討されてきたものである。一定変位振幅漸増方式では、振幅の漸増のさせ方や一定変位において何回の繰返しを与えるか等によって変形性能が異なることが指摘されている。さらに、正負繰返し載荷実験における履歴と、地震時にRC橋脚が受ける載荷履歴との違いがどのような影響を与えるかも重要である。

RC橋脚の変形性能に及ぼす載荷履歴の取り扱いに関する検討としては、矩形断面橋脚を対象とした Kawashima and Koyama²⁾の研究と武村、川島³⁾の研究がある。これらの研究により、載荷変位振幅漸増方式では、同一変位振幅における載荷繰返し回数が多いほどRC橋脚の変形性能は低下すること、載荷変位を漸増させた場合と比較して載荷変位を漸減させた場合には、最初の大きな+側の載荷により塑性ヒンジ区間に大きな損傷を生じるため、一側への載荷では変形性能が低下することが指摘されている。高橋、家村、杉本も矩形断面RC橋脚を対象として、変位振幅を漸増および漸減させた繰返し載荷実験を行い、変位振幅を漸増させた

場合には曲げ破壊型の破壊形態となるのに対して、変位振幅を漸減させた場合には曲げからせん断に破壊モードが移行する場合もあることを明らかにしている⁴⁾。一方、川島、長谷川⁵⁾およびLaplace et al.⁶⁾は、矩形断面RC橋脚を対象として、振動台加振実験および正負繰返し載荷実験を行い、振動台実験の方が繰返し載荷実験よりも塑性ヒンジ区間の損傷が小さく、橋脚のじん性率が大きくなることを指摘している。また、西田、運上、長屋⁷⁾は正方形断面RC橋脚に対して水平2方向の振動台加振実験を行い、水平1方向加振載荷の場合と比較して橋脚の変形性能が異なることを明らかにしている。

以上の研究は載荷履歴がRC橋脚の変形性能に与える影響について検討した数少ない研究例であり、載荷履歴特性の影響の重要性に比較して、現状では圧倒的にこの分野の研究が不足している。なお、現在、米国では載荷履歴が研究者ごとに異なり載荷実験結果を相互比較しにくいことから、載荷繰返し回数を含む載荷方法の標準化を図ろうとする動きがある⁸⁾。また、我国でも非線形応答が橋脚の履歴特性に与える影響に着目した解析がHoshikuma and Unjohによって報告されている⁹⁾。

本研究では、5体の円形断面RC橋脚に対して、一定変位漸増ならびに漸減方式の正負繰返し載荷実験、およびハイブリッド地震応答実験を行い、載荷履歴や載荷繰返し回数が円形断面RC橋脚の変形性能に与える影響について実験的な検討を行ったので、ここではその結果を報告する。

表-1 実験供試体

実験ケース	1	2	ハイブリッド実験		
載荷方式	漸増方式	漸減方式	Kobe 70%	Kobe 75%	Kobe 85%
コンクリート強度(MPa)	22.4	22.4	23.3	26.2	23.3

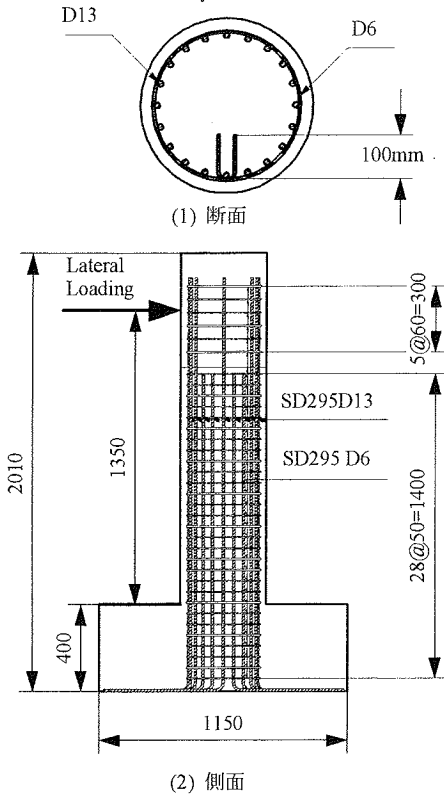


図-1 実験供試体

2. 実験供試体および実験方法

(1) 実験供試体

実験供試体を図-1に示す。供試体は直径400mm、躯体高さ1610mmの円形断面であり、橋脚基部から載荷点までの高さ(以下、有効高さと呼ぶ) h_p は1350mmである。かぶりコンクリートの深さは30mmであり、せん断支間比は3.38である。軸方向鉄筋としてはD13 (SD295) を20本配置しており、軸方向鉄筋比 P_l (面積比) は2.02%である。帯鉄筋としては、D6 (SD295) をフーチング内も含めて50mm間隔で配置している。帯鉄筋比 ρ_s (体積比) は0.745%である。コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} は22.4~26.2MPa、スランプは180~210mmであり、粗骨材の最大寸法は20mmである。

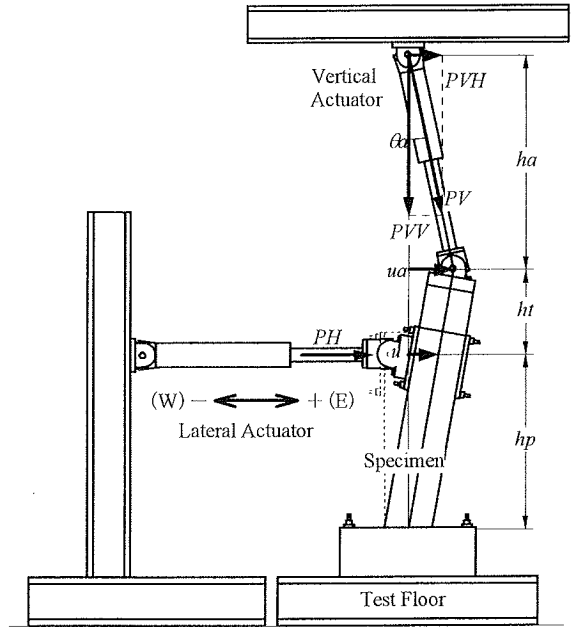


図-2 実験装置

なお、本研究では、実橋脚と模型橋脚の長さの相似則としては1/8~1/10程度を考えているが、破壊を伴う現象では忠実に相似則に基づいて実験を行うことは困難である。このため、ここでは模型橋脚の水平力~水平変位の履歴特性を解析によって明らかにし、この解析法を用いて実橋脚の履歴特性を評価するという方法を採用している。

(2) 実験方法

載荷状況を図-2に示す。軸力は供試体基部における軸応力が1.5MPaとなるように176.4kNとし、これを鉛直アクチュエータによって橋脚頂部に作用させた。一定軸力に荷重制御した状態で、変位制御により水平アクチュエータによって東西方向にくり返し水平力を与えた。軸力は、供試体基部における軸応力が一般の高架橋の下部構造が支持する軸応力相当となるように定めたものである¹⁰⁾。

実験ケースは表-1に示す5通りである。載荷方法としては、同一変位振幅における繰り返し回数を1回とした一定変位振幅漸増ならびに漸減方式、およびハイブリッド地震応答実験である。以下、それぞれ漸増方式、漸減方式、ハイブリッド実験と呼ぶ。漸増方式では、ドリフト $d_r = 0.5\%$ に相当する変位(=6.75mm)を基準振幅として、その整数倍で変位振幅を漸増させた。一方、漸減方式では、ドリフト $d_r = 6.0\%$ から繰り返し載荷を開始し、以下、5.5%、5%、...と、0.5%ドリフトずつ載荷変位振幅を漸減させた。ドリフト6%から載荷変位振幅を漸減させたのは、

この程度の変位が橋脚に生じ得る応答変位の上限であると考えたためである。なお、ドリフト d_r は、載荷点における変位を x_p として、次式により定義している。

$$d_r = \frac{x_p}{h_p} \quad (1)$$

ここに、 h_p は前述した橋脚の有効高さである。

漸増方式ならびに漸減方式においては、引張縁端の軸方向鉄筋が降伏する変位をひずみを計測することによってモニターし、この変位を基準変位とする方法もあるが、この方法では軸方向鉄筋ごとに降伏する段階が微妙に変化し、降伏変位を求めることが容易ではないこと、また、実験供試体ごとに基準振幅が変わるため、ここでは載荷変位振幅の目安として、ドリフト $d_r=0.5\%$ に相当する変位(=6.75mm)を基準変位として用いることとした。なお、道路橋示方書に基づいて橋脚模型の降伏変位 u_y を求めると±14.5mm程度となる。このため、ドリフト1%はほぼ1.1 u_y に相当する。

なお、図-2に示した載荷では、鉛直アクチュエータは回転可能なスイベルヘッド(ピン)によって一端は載荷フレームに、他端は載荷治具を介して模型橋脚頂部に固定されている。このため、水平アクチュエータにより模型橋脚に水平変位 u を作用させると、橋脚基部に生じる曲げモーメント M は以下ようになる。

$$M = P_H \cdot h_p + P_{VH} \cdot (h_p + h_t) + P_{VV} \cdot u_a \quad (2)$$

ここに、 P_H :水平アクチュエータによる水平力、 P_{VH} :鉛直アクチュエータによる水平分力、 P_{VV} :鉛直アクチュエータによる鉛直分力、 u_a :鉛直アクチュエータ下端(スイベルヘッド位置)における水平変位、 h_p :橋脚の有効高さ、 h_t :水平力載荷点位置から鉛直アクチュエータ下端(スイベルヘッド位置)までの鉛直距離である。

鉛直アクチュエータによる水平分力 P_{VH} および鉛直分力 P_{VV} は、鉛直軸に対する鉛直アクチュエータの回転角を θ_a 、鉛直荷重を P_V とすると、

$$P_{VH} = P_V \cdot \sin\theta_a \quad (3)$$

$$P_{VV} = P_V \cdot \cos\theta_a \quad (4)$$

ここで、

$$\theta_a = \tan^{-1}\left(\frac{u_a}{h_a}\right) \quad (5)$$

$$u_a = u + h_t \cdot \tan\theta_p = u \cdot \left(1 + \frac{h_t}{h_p}\right) \quad (6)$$

ここに、 h_a は鉛直アクチュエータの長さ(上下端のスイベルヘッド間の距離)、 θ_p は塑性ヒンジにおける回転角

である。

式(3)、式(4)を式(2)に代入すると、橋脚に作用する水平力 $\tilde{P}_H (=M/h_p)$ は、

$$\tilde{P}_H = P_H + cP_V \quad (7)$$

ここで、

$$c = \left(1 + \frac{h_t}{h_p}\right) \cdot \left(\sin\theta_a + \frac{u}{h_p} \cdot \cos\theta_a\right) \quad (8)$$

したがって、漸増および漸減方式の実験では、式(7)により与えられる水平力を用いて水平力～水平変位の履歴曲線を求めることとした。

ハイブリッド実験^{11), 12), 13)}においては、運動方程式の質量 M および減衰係数 C は次式により求めた。

$$M = M_d + 0.236M_p \quad (9)$$

$$C = 2h\sqrt{M \cdot K_{eq}} \quad (10)$$

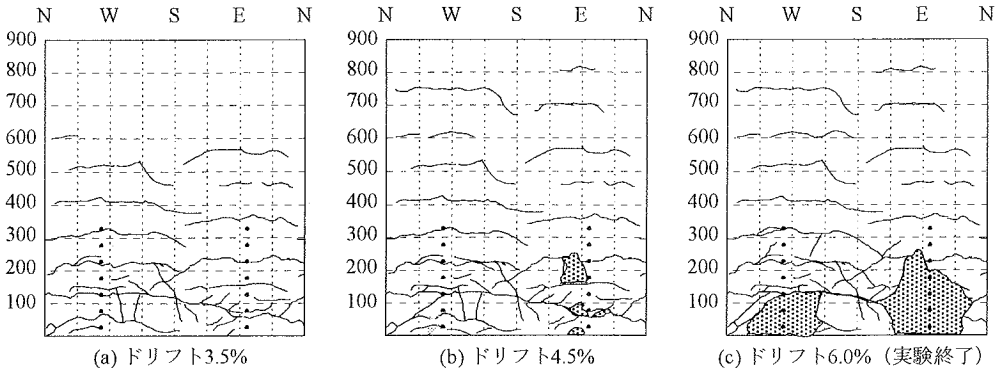
式(9)はRayleigh法により等価な1質系の質量を求めたものであり¹⁴⁾、 M_d は上部構造の質量(18t)、 M_p は橋脚躯体の質量(0.42t)である。なお、上部構造の質量は、前述した鉛直アクチュエータにより橋脚に作用させる軸力相当の質量を与えたものである。また、式(10)において、 h は減衰定数、 K_{eq} は橋脚の等価剛性である。本実験においては、 $h=0.02$ と仮定し、 K_{eq} は次式より求めた。

$$K_{eq} = \frac{F_{6\%}}{0.7 \times u_{6\%}} \quad (11)$$

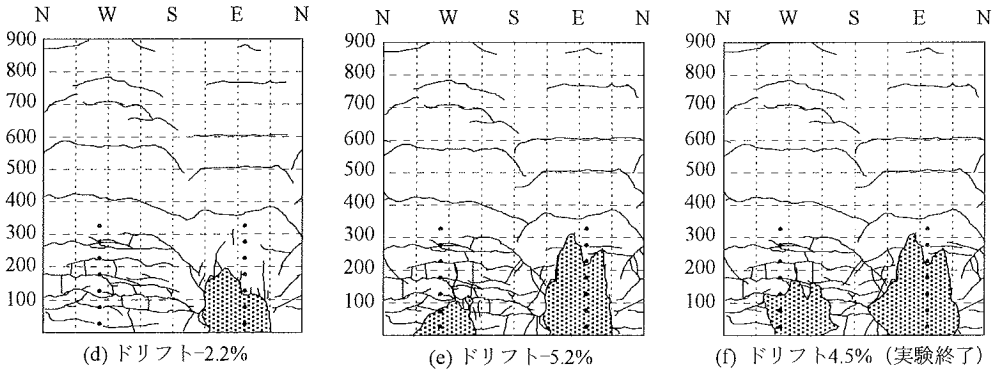
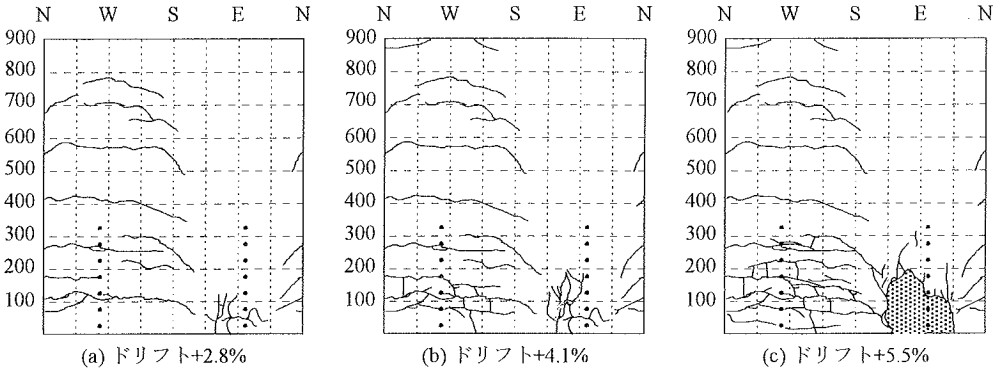
ここで、 $F_{6\%}$ は漸増方式によって求めた水平力～水平変位の履歴曲線において、ドリフト6%相当の変位 $u_{6\%}$ が生じたときの復元力である。

ハイブリッド実験では最初の載荷ステップにおける初期剛性 K_1 の与え方が重要である。ここでは、上述した漸増方式における水平力～水平変位の履歴曲線から求められる初期剛性を用いた。積分時間間隔 Δt は数値積分の安定性を考慮して0.01秒とした。入力地震動は、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測されたNS成分記録の振幅をそれぞれ70%、75%、85%に縮小して用いた。以下、これらをそれぞれKobe 70%、Kobe 75%、Kobe 85%地震動と呼ぶ。

なお、ハイブリッド実験でも、橋脚が水平方向に変位した場合には前述した鉛直アクチュエータによる水平分力が生じる。このため、本来は式(7)により橋脚に作用する水平力 \tilde{P}_H を求め、これを用いて次ステップの応答変位



(1) 漸増方式 (ケース1)

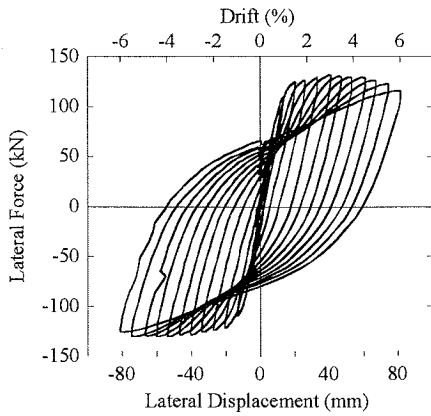


(2) 漸減方式 (ケース2)

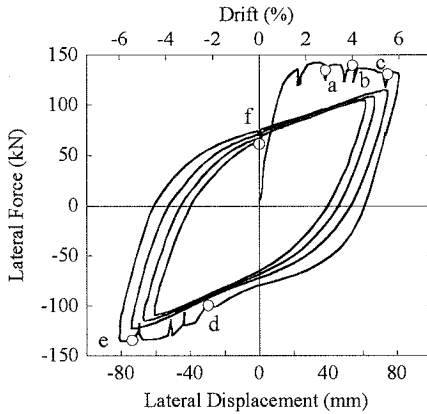
図-3 漸増および漸減方式で載荷した場合の損傷状況

を計算すべきであるが、ここでは式(7)の P_H を用いて次ステップの応答変位を求めた。ただし、このようにして実験を行った後に求められた橋脚の復元力を式(7)によって補正することとした。今回の実験では $h_p = 1,350\text{mm}$, $h_t = 1,000\text{mm}$, $h_a = 1,750\text{mm}$ であるから、式(8)の c を計算すると、橋脚の水平変位(水平力の載荷点)がドリフトで1%, 2%, 3%, 4%の場合にはそれぞれ、0.04, 0.08, 0.12, 0.16となる。上述したように、今回の実験では $P_V = 176.8\text{kN}$ であり、後述する図-9(1)に示すように、橋脚の降伏耐力は130kN程度である。したがって、式(7)

の第1項 $P_H \cong 130\text{kN}$ と見なして、ドリフトが1%, 2%, 3%, 4%の場合の cP_V / P_H を求めると、それぞれ0.05, 0.11, 0.17, 0.22程度となる。したがってハイブリッド載荷実験ではドリフトが大きくなるにつれて、復元力を小さめに評価して次ステップの応答を求めたことになり、実験上は応答変位を大きめに評価する¹⁸⁾。このため、後述する非線形動的解析結果との比較を評価する際には、ハイブリッド実験から求めた応答変位振幅には誤差が含まれていることに留意しなければならない。したがって、このような応答変位振幅の誤差は、本研究の主題である水



(1) 漸増方式 (ケース 1)



(2) 漸減方式 (ケース 2)

図-4 漸増および漸減方式で載荷した場合の履歴曲線の比較

平変位～復元力の履歴特性に対しても影響を与えることになり、後述の結果を評価する際には、この点に注意する必要がある。

なお、以下では、水平アクチュエータが供試体を押し側(図-2の東側)を+載荷、引く側(同、西側)を-載荷とそれぞれ呼ぶこととする。

(3) 計測

水平載荷点における水平荷重と水平変位、鉛直載荷点における鉛直荷重と鉛直変位の他、載荷直角方向の橋脚躯体の傾斜、軸方向鉄筋および帯鉄筋に生じるひずみ、橋脚躯体断面に生じる曲率を計測した。また、この他に、載荷に伴いフーチングもわずかに反力床に対して移動するため、フーチングの水平変位と回転も測定し、これを用いて橋脚基部に対する相対変位が求められるように測定値を修正した。

軸方向鉄筋のひずみは、供試体の西面中央に配筋した軸方向鉄筋において基部から高さ20mm、170mm、320mmの3箇所計測した。帯鉄筋のひずみは、供試

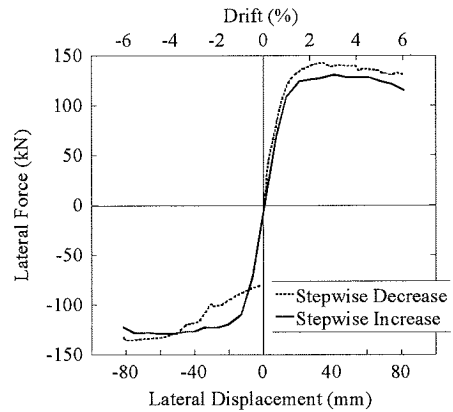


図-5 漸増方式と漸減方式の履歴曲線の包絡線の比較

体の西面および南面に配置した基部から高さ10mm、60mm、110mm、210mmの帯鉄筋でそれぞれ計測した。測定点数の制約からいずれもひずみゲージは鉄筋の外側に貼り付けた。

フーチング上面25mmの位置から50mm間隔で躯体断面中央に直径9mmの鋼棒を7本貫通させ、載荷時の橋脚の変形に伴って鋼棒の両端部に生じる上下方向変位を計測し、これから橋脚断面に生じる曲率を求めた。曲率の計測方法については参考文献15)に詳述しているため、ここでは割愛する。

3. 損傷の進展と水平力～水平変位の履歴特性

(1) 漸増および漸減方式の場合

漸増および漸減方式の場合の実験終了時の橋脚の損傷を図-3に示す。漸増方式(ケース1)の場合には、ドリフトが3%となるまでに橋脚基部から高さ60mm、110mm、210mm、310mm、410mmの位置においてコンクリートには円周方向に曲げひび割れが生じた。ドリフトが3.5%になると南面において橋脚基部から高さ200mmの範囲で斜めひび割れが発生するが、これはその後の載荷ではこれ以上発達せず、ドリフトが4.5%になると東面においてはかぶりコンクリートが剥離する。また、この段階になると載荷直角方向(北側)にドリフトで2.2%相当だけ橋脚躯体は傾斜し始めた。ドリフトが6%になると、西面、東面ともに高さ150mm以下の範囲でかぶりコンクリートが剥離し、載荷直角方向(北側)への橋脚躯体の傾きがドリフトで4.2%に達したため、その時点で載荷を終了した。

図-4は水平力～水平変位の履歴曲線を示した結果である。これによれば、漸増方式の場合には、ドリフト3%の+載荷時において最大耐力131.8kNに達し、ドリフト4.5

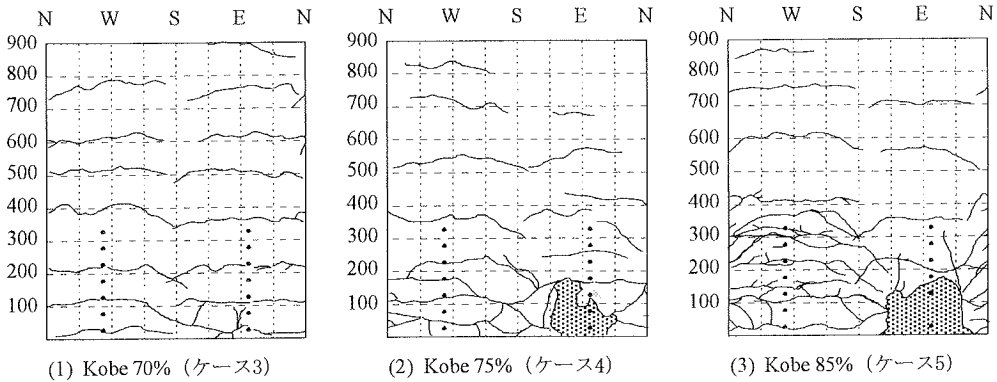


図-6 ハイブリッド実験終了後の損傷状況

%までは安定した履歴特性を有している。ドリフト4.5%以降になると、耐力は徐々に低下し始める。

これに対して漸減方式(ケース2)の場合には、ドリフト6%に向かう最初の荷重において、変位がドリフト2.8%に達した時(図-3(2)(a), 図-4(2)の点a)に、+荷重側の東面に圧縮ひび割れが生じ始め、これがドリフト5.5%(図-3(2)(c), 図-4(2)の点c)に達すると橋脚基部から高さ200mm程度の範囲でかぶりコンクリートの圧壊・剥落に発展する。この時点では、損傷は橋脚基部から200mmの範囲にとどまっている。ドリフト6%から変位を反転させて-側に荷重していくと、ドリフト-2.2%(図-3(2)(d), 図-4(2)の点d)において西面に圧縮ひび割れが発生し、ドリフトを-5.2%(図-3(2)(e), 図-4(2)の点e)にまでもどすとかぶりコンクリートが剥落する。

その後、ドリフト-6%から反転して再び+側に荷重し始めると、図-4(2)に示すように最初の+荷重において6%ドリフトに達した点(+側既往最大変位点)を目指して履歴が進んでいく。このため、ドリフト-6%からドリフト5.5%に至る途中経路ではバージン荷重としてドリフト6%まで荷重した場合よりも復元力は小さい。これは図-4(1)に示した漸増方式でも同様であり、既往最大変位点を目指して復元していく結果、ピーク耐力に到る荷重途中における復元力は常に前の荷重における復元力よりも小さい。ただし、漸減方式では、主要な損傷はバージン荷重であるドリフト6%に向かう荷重途中で生じ、2サイクル目以降の荷重では著しい損傷の進展は生じない。なお、漸減方式では、ドリフト4.5%になると荷重直角方向(北側)に橋脚躯体がドリフトで5.8%に及ぶ傾斜を生じたため、その時点で荷重を終了した。

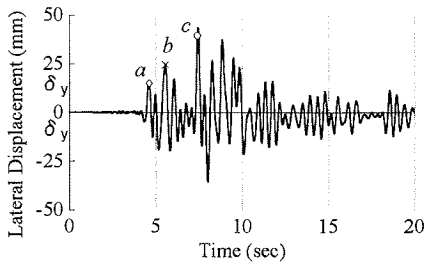
最大耐力は、ドリフト6%に向かうバージン荷重途中のドリフト2.6%で生じた。その後はドリフト6%に到るまでにわずかではあるが徐々に復元力は低下する。-荷重側の最大耐力は135.4kNであり、+荷重時よりわずかに小さい。

図-5は、図-4に示した漸増方式と漸減方式の履歴曲線の包絡線を比較した結果である。漸増方式では荷重変位の増加に伴い徐々に復元力が低下する結果、+荷重側に着目すると、ドリフト6%に向かうバージン荷重過程における漸減方式よりも復元力は約8%程度小さい。一方、漸減方式では+荷重から-荷重に反転する際に変位が0の付近では復元力が部分的に減少する結果、この付近では漸減方式の方が漸増方式よりも復元力は小さい。しかし、変位振幅が大きくなるにつれて+荷重と同じように、漸減方式の方が漸増方式よりも復元力は大きくなる。

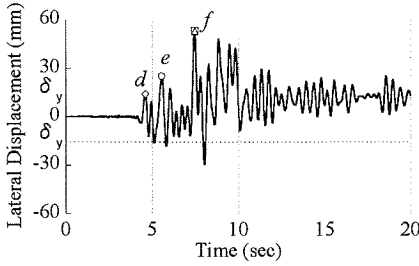
(2) ハイブリッド実験の場合

3種類のハイブリッド実験終了後の橋脚の損傷状況を示すと図-6のようになる。荷重中の橋脚の応答変位は図-7に示す通りであり、これから水平力～水平変位の履歴曲線を示すと、図-8の通りである。Kobe 70%では荷重終了後に橋脚には残留変位はほとんど生じないが、Kobe 75%ではドリフト1.2%程度に相当する残留変位が生じた。これに対して、Kobe 85%の場合には、6秒あたりから急速に+荷重側に応答が大きくなり始め、7秒付近で荷重をうち切った。

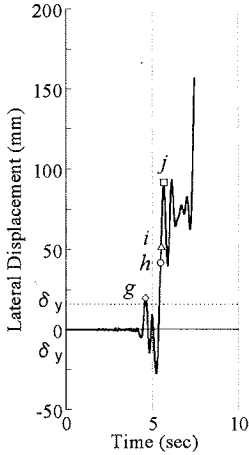
Kobe 70%とKobe 75%の損傷を比較すると、Kobe 70%では、ドリフト1.1%に相当するa点(図-7(1), 図-8(1)参照)において西面の高さ110mm, 210mm, 400mm, 510mmの位置で曲げひび割れが生じるが、その後は大きな損傷の進展はなく、荷重終了時には図-6(1)に示すように水平曲げひび割れだけが残る。最大応答じん性率は3である。一方、Kobe 75%では、ドリフト1.9%に相当するe点(図-7(2), 図-8(2)参照)において西面の高さ110mm, 160mm, 360mm, 560mmの位置で曲げひび割れが生じ、さらに、ドリフト3.8%に相当するf点において東面の基部から高さ50mmの範囲で曲げ圧縮に伴いかぶりコンクリートが剥離する。その後、かぶりコンクリート



(1) Kobe 70% (ケース 3)



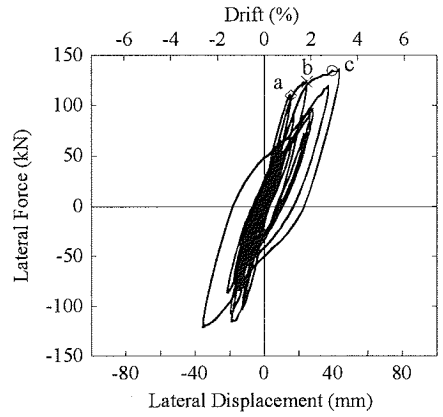
(2) Kobe 75% (ケース 4)



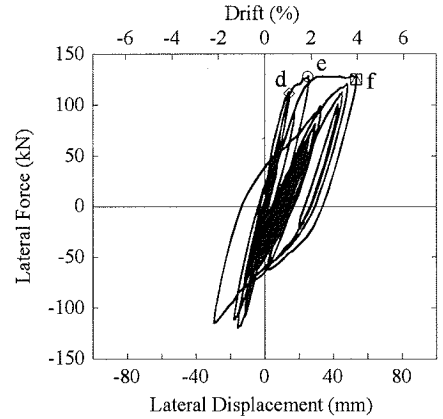
(3) Kobe 85% (ケース 5)

図-7 水平変位の時刻歴

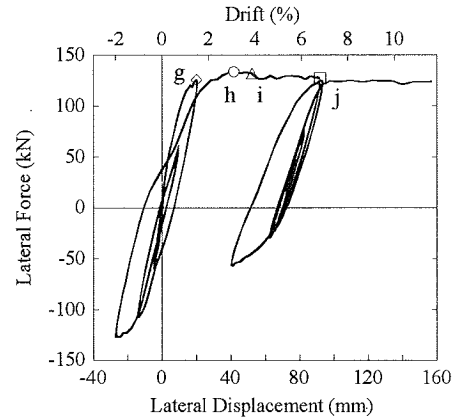
の剥離する範囲は徐々に広がり、最終的に図-6(2)のように基部から高さ200mm程度の範囲までかぶりコンクリートは剥離する。これを図-3(1)(a), (b)に示した漸増方式による4%ドリフト程度の際の損傷状況を比較すると損傷の度合いには著しい違いはない。しかし、図-3(2)に示した漸減方式の場合には、6%ドリフトを目指したバーজন載荷途上における4.1%ドリフトの段階(図-3(2)(b)参照)では、まだW面にしか曲げ引張りクラックが生じていない点で、ハイブリッド実験結果とは異なる。また、図-8によれば、Kobe 70%ではドリフト2.9%のc点、Kobe 75%ではドリフト1.9%のe点においてそれぞれ113.5kN、114.5kNと最大耐力に達する。Kobe 75%においては、前述したように、f点以降ではドリフトで1.2%程度の残留



(1) Kobe 70% (ケース 3)



(2) Kobe 75% (ケース 4)



(3) Kobe 85% (ケース 5)

図-8 ハイブリッド実験を行った場合の履歴曲線

変位が生じる。

Kobe 85%地震動を作用させたハイブリッド実験(ケース5)では、ドリフト1.5%のg点において西面の高さ110mm、310mm、410mm、610mmの位置で曲げびび割れが生じ、ドリフト3.1%のh点において最大耐力133.7kN

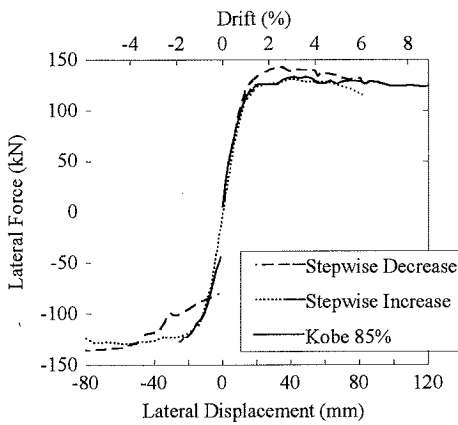
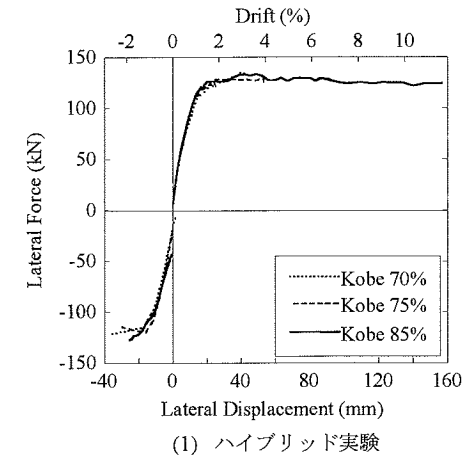


図-9 ハイブリッド実験による履歴曲線の包絡線の比較

に達する。ドリフト3.8%のi点においては東面において基部から高さ50mm以下の範囲でかぶりコンクリートが曲げ圧縮を受けて剥離する。重要な点は、これ以降は+側に残留変位が蓄積していく点で、ドリフト6.7%のj点から3回の応答の繰り返しが生じて東面のかぶりコンクリートの剥離が橋脚基部から高さ150mmまで広がるが、その後はほぼ+側にだけドリフトが蓄積し、最終的には、ドリフト11.7%相当の水平変位が生じた時点で载荷を中止した。この時の損傷が図-6(3)である。図-9は、履歴曲線の包絡線でKobe 70%、Kobe 75%、Kobe 85%を比較したものである。図中には、後述する漸増方式、漸減方式との比較も示している。地震動入力レベルにより包絡線の違いはほとんどないと見て良い。

これを前述した漸増方式や漸減方式の場合の損傷と比較すると、Kobe 85%入力では最終的に11.7%ドリフトまで载荷したにもかかわらず、この時の損傷は図-

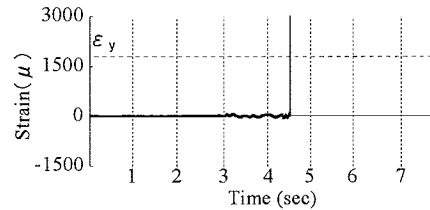
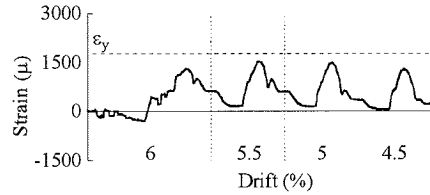
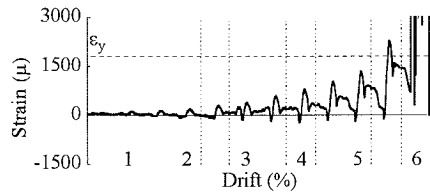


図-10 帯鉄筋のひずみ (西面)

3(1)(b)や図-3(2)(c)に示した漸増方式や漸減方式で5%ドリフト程度まで载荷した場合の損傷とほぼ同程度ではない。また、図-9(2)に示すように、Kobe 85%の包絡線はドリフト6%程度までの段階ではまだほとんど復元力が低下しない点で、漸増方式や漸減方式による包絡線とは異なっている。Kobe 85%のように1方向に残留変位が蓄積する場合には、損傷としては必ずしも大きくなくても、残留変位が11.7%にも達しているという点が重要である。これは、地震後の被害調査において橋脚の被災度を評価する上で重要であろう。

4. 帯鉄筋に生じる周方向ひずみおよび橋脚躯体断面に生じる曲率

(1) 周方向ひずみ

帯鉄筋に生じるひずみが载荷変位とともにどのように変化するかを载荷方向とは直角な面(西面)を対象に図-10に示す。ここでは、橋脚基部から110mm高さにおける帯鉄筋のひずみを示している。これは、塑性ヒンジ区間のおおむね中間高さに相当し、帯鉄筋のひずみがかつても大きかったためである。また、ハイブリッド実験としては、最も損傷の大きかったKobe 85%の結果だけを示している。これによれば、漸増方式の場合には5.5%ドリフト、Kobe 85%によるハイブリッド実験の場合には加振

後4.5s付近でいっきに、それぞれ、帯鉄筋が降伏したのに対して、漸減方式では帯鉄筋は降伏しなかったという点が重要である。これは、漸減方式では、6%ドリフトまで塀変位が達しても、バージン載荷やそれに引き続き載荷ではまだコアコンクリートの損傷は小さく、帯鉄筋に作用する負担が小さかったためと考えられる。したがって、塑性ヒンジ区間における帯鉄筋の横拘束という点で、載荷履歴の影響は重要である。

(2) 曲率分布

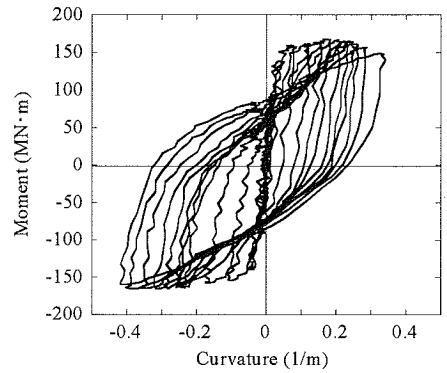
図-11はモーメント～曲率の履歴を橋脚基部から高さ75mm区間に着目して示した結果である。周方向ひずみの場合と同様にハイブリッド実験としてはKobe 85%の結果を示している。ハイブリッド実験の場合に著しいが、測定値に微振動が混じっているが、これは計測時に混入した高振動数成分によるものである。漸増方式と漸減方式を比較すると、最大曲率は+載荷においてはいずれの場合も0.35[1/m]程度となっておりほとんど差がないが、-載荷においては漸増方式の場合には0.4[1/m]程度、漸減方式の場合には0.35[1/m]程度と、漸減方式の方が漸増方式よりも最大曲率は大きくなっている。これは、水平力～水平変位の履歴曲線において-載荷における最大水平変位が漸増方式と漸減方式の場合にはともに6%ドリフト程度とほぼ同等であるのに対して(図-4(1), (2)参照)、この時の損傷としては、漸増方式の場合には基部から高さ200mm程度までかぶりコンクリートの剥離・剥落が生じているのに対して、漸減方式の場合には基部から200mm程度の範囲でかぶりコンクリートの剥離・剥落が生じており、漸減方式の方が漸増方式よりも塑性ヒンジ区間長がわずかに長くなっていることによると考えられる(図-3(1), (2)参照)。

また、+載荷における最大曲率をハイブリッド実験(Kobe 85%)と漸増ならびに漸減方式間で比較すると、最大曲率はハイブリッド実験の場合には0.45/m程度となり、漸増ならびに漸減方式と比較してわずかに大きくなっている。これも前述した理由と同様に、Kobe 85%の損傷状況(図-5(3)参照)と水平力～水平変位の履歴曲線(図-8(3)参照)から説明可能である。

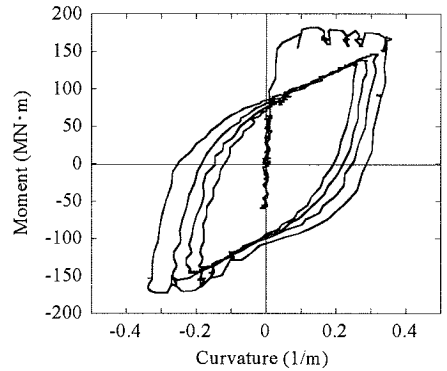
5. ハイブリッド実験に対する数値解析

(1) 解析モデル

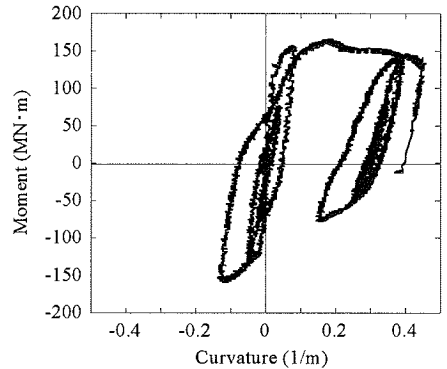
Kobe 70%およびKobe 85%に対して非線形地震応答解析を行った。解析ではRC橋脚模型を図-12に示すように8節点、7要素の平面骨組モデルとしてモデル化する。第3章で示した橋脚の損傷状況から、橋脚基部より



(1) 漸増方式 (ケース 1)



(2) 漸減方式 (ケース 2)



(3) Kobe85% (ケース 5)

図-11 モーメント～曲率の履歴
(橋脚基部～75mm区間)

高さ200mmまで(図-12中、4-5要素および5-6要素)を塑性ヒンジ区間とし、この区間を剛性劣化型のTakeda型モデル¹⁶⁾で与えることとした。ただし、コンクリートのクラックは無視してトリニア型モデルをバイリニア型モデルとして用いた。バイリニアモデルの1次剛性ならびに2次剛性は、Kobe 70%載荷より得られたモーメント～曲率の履歴曲線から定めることとし、4-5要素に対しては高さ25～125 mm区間の履歴曲線により、また、5-6要素に対

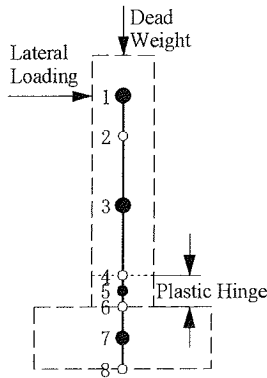
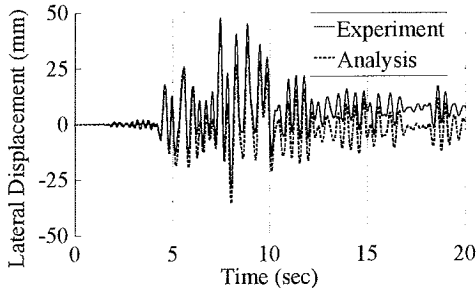
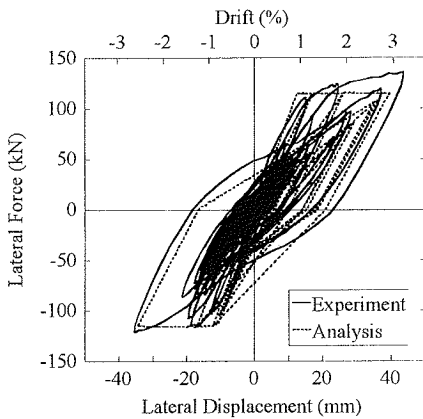


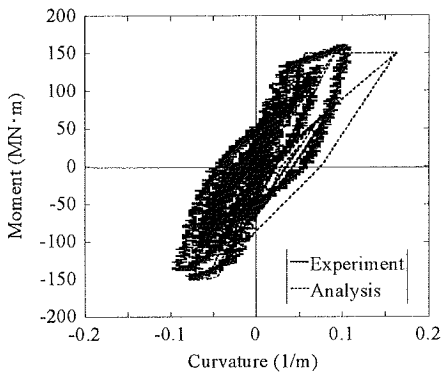
図-12 非線形はり要素モデル



(1) 水平変位の時刻歴

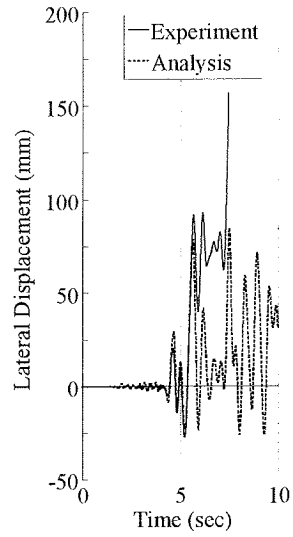


(2) 水平力～水平変位の履歴

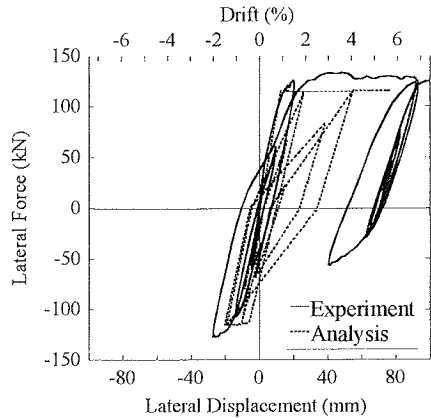


(3) モーメント～曲率の履歴

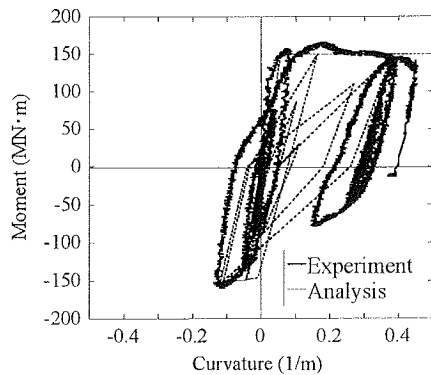
図-13 Kobe 70% (ケース3) と解析の比較



(1) 水平変位の時刻歴



(2) 水平力～水平変位の履歴



(3) モーメント～曲率の履歴

図-14 Kobe 85% (ケース5) と解析の比較

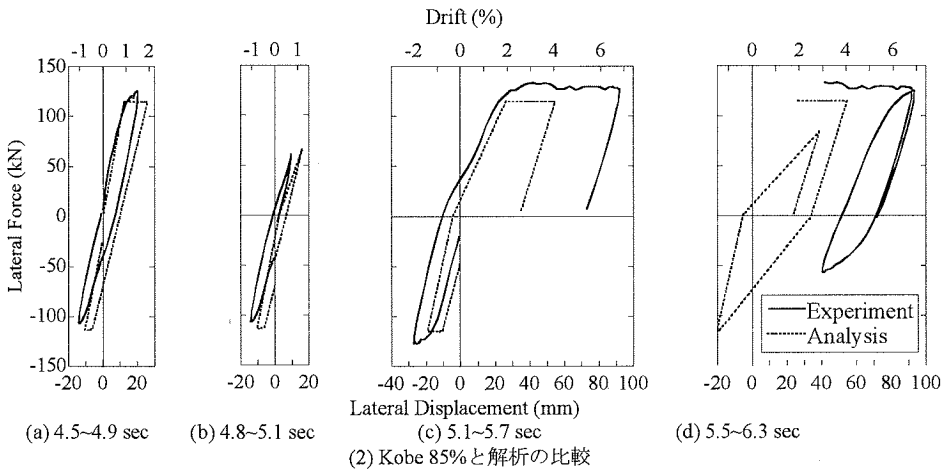
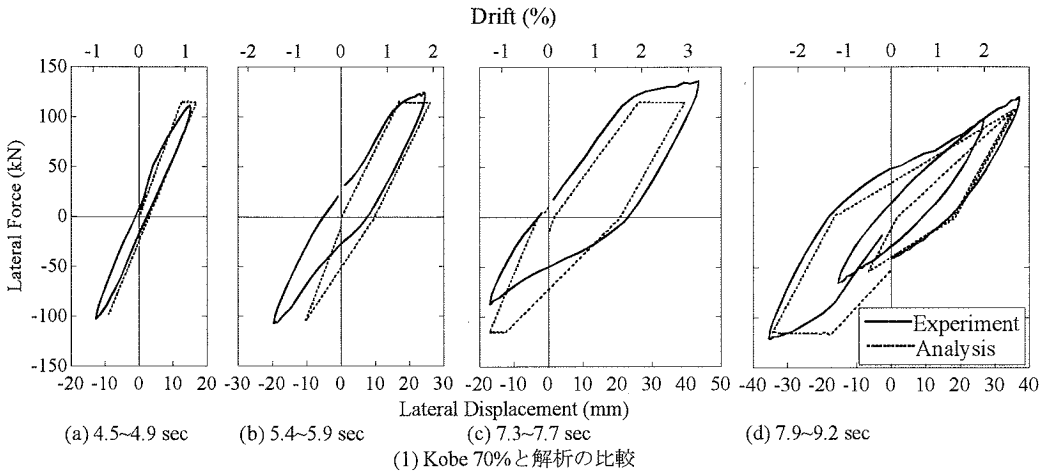


図-15 解析及び実験による水平力～水平変位の履歴の比較

しては基部から高さ75mm区間の履歴曲線によりそれぞれ剛性を求めた。塑性ヒンジ区間以外は線形はり要素でモデル化した。線形はり要素の弾性係数 E_L は、各供試体のコンクリートの圧縮強度 σ_{ck} を用いて、Hoshikuma らによって導かれた横拘束効果を考慮したコンクリートの応力度～ひずみ関係¹⁷⁾より求められる最大圧縮応力点 (ε_{cc} , σ_{cc}) と原点の割線から、次式により求めた。

$$E_L = \frac{\sigma_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (12)$$

(2) 数値シミュレーション

水平変位、水平力～水平変位の履歴、モーメント～曲率の履歴を実験と解析で比較すると、図-13、図-14のようになる。図-15は、水平力～水平変位の履歴曲線を時間ごとに区切って比較した結果である。これによれば、Kobe 70%の場合には、時刻10秒程度までは解析値は

実験値とよく一致しているが、これ以降になると、実験では残留変位が生じ始めるのに対して解析ではこれをうまく再現できないために、一載荷側の応答の一致度が低下している。同じように、Kobe 85%においても、解析では実験で生じる残留変位を過小評価し、地震応答の再現性は不十分である。前述したように、今回のハイブリッド載荷実験では、式(7)の第2項の影響を無視して次ステップの応答を求めた。このため、橋脚の変位が大きくなるにつれて、ハイブリッド載荷では復元力を小さく評価することになり、残留変位に対してはこの影響が無視できない。もちろん、この他にも図-11に示したように実際の復元力は除荷過程でも変化し、復元力が0となる瞬間で除荷剛性が変化する訳ではない等、Takedaモデルで仮定したように単純なものではないことも残留変位の推定の精度に影響を与えていると考えられる。これらに関しては、ハイブリッド実験における水平力の評価、履歴モデルの精緻化の両面から今後さらに検討が必要と考えられる。

6. 結論

本研究では、荷重履歴や荷重繰り返し回数が円形断面RC橋脚の変形性能に与える影響を明らかにするため、5体の円形断面RC橋脚に対して、一定変位漸増ならびに漸減方式の正負繰り返し荷重実験およびハイブリッド地震応答実験を行った。得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) いずれの荷重履歴の場合にも、最終的には橋脚基部から高さ200~300mm程度の範囲でかぶりコンクリートが剥離し、この区間における塑性化が著しいことを示している。漸増方式では、当然、振幅の増大に伴って損傷が拡大していくのに対して、漸減方式では、主要な損傷はバージン荷重に相当する6%ドリフトに向かう1回目の荷重とそこからの除荷過程で生じ、2サイクル目以降の荷重では著しい損傷の進展は生じない。漸増方式では4.5%ドリフト程度になると、基部から200mm程度の範囲までかぶりコンクリートが剥離するのに対して、漸減方式ではバージン荷重過程の5.5%ドリフト程度でこれと同程度のかぶりコンクリートの剥離が生じ、明らかに、荷重繰り返しの多い漸増方式の方がバージン荷重過程の漸減方式よりも同じ荷重変位振幅における損傷は著しい。一方、ハイブリッド荷重(Kobe 85%)では、ドリフト3.8%程度になると基部から50mm程度の範囲でかぶりコンクリートが剥離し、ドリフト6.7%になると基部から150mm程度の範囲にまでかぶりコンクリートの剥離範囲が拡大する。上述した漸減方式の場合と比較すると、剥離範囲が多少小さいが、剥離範囲の特定は目視によっており誤差を含みやすいことを考慮すると、ハイブリッド荷重では漸減方式と同程度かそれ以上の荷重変位振幅にならないと、かぶりコンクリートの剥離は生じないと言うことができる。
- 2) 水平力~水平変位の履歴の包絡線を比較すると、漸減方式では、6%ドリフトを目指したバージン荷重に相当する正側では漸増荷重よりも8%程度復元力が大きい、負側では変位が0付近で復元力が部分的に減少する結果、漸増方式よりも復元力が減少する。これに対して、ハイブリッド荷重で1方向に大きく残留変位が生じ、ドリフト6%程度の段階ではほとんど復元力は低下しない。
- 3) 荷重変位振幅が漸増方式では5.5%ドリフト、Kobe 85%では4.5%ドリフト程度になると帯鉄筋が降伏し始めるのに対して、漸減方式では帯鉄筋は降伏しない。これは、漸減方式では、6%ドリフトを目指したバージン荷重やそれ以降の荷重では、まだコアコンクリートの損傷が小さく、帯鉄筋に作用する負担が小さいためと考えられる。

4) Takedaモデルを用いたハイブリッド実験に対する数値シミュレーションでは、残留変位が小さい範囲では解析値は実験値とよく一致するが、残留変位が著しくなった段階では、解析値は残留変位をうまく再現できない。今後、ハイブリッド荷重実験における式(7)の第2項の影響および履歴モデルの精緻化の両面から検討が必要である。

謝辞: 本実験の実施に際しては、東京工業大学大学院の渡邊学歩、永井政伸、植原健治、畑田俊輔、山岸陸功、中澤宜貴、下山田英介の各氏に大変お世話になりました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2002.
- 2) Kawashima, K. and Koyama, T.: Effect of Cyclic Loading Hysteresis on Dynamic Behavior of RC Bridge Piers, *Structural Engineering and Earthquake Engineering*, JSCE, 5-2, pp.343-350, 1988.
- 3) 武村浩志, 川島一彦: 荷重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, 土木学会, Vol.43A, pp.849-858, 1997.
- 4) 高橋良和, 家村浩和, 杉本高志: RC橋脚の損傷に荷重履歴が及ぼす影響に関する一考察, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会, pp.713-716, 1999.
- 5) 川島一彦, 長谷川金二: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.483/I-26, pp.137-146, 1994.
- 6) Laplace, P., Sanders, D. H., Douglas, B. and Saiedi, M.: *Shaking Table Testing of Flexure Dominated Reinforced Concrete Bridge Columns*, Department of Civil Engineering, University of Nevada, Reno, Report No. CCEER-99-13, December 1999.
- 7) 西田秀明, 運上茂樹, 長屋和宏: 正方形断面RC柱の水平二方向非線形領域加振振動台実験, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会, pp.913-916, 2001.
- 8) Shen, J., Phillip, W. Y., and O'Fallon, J.: *The Guidelines for Seismic Performance Testing of Bridge Piers*, Proc. 3rd International Workshop on Performance-Based Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities, Technical Report TIT/EERG 02-2, pp.57-65, 2002.
- 9) Hoshikuma, J., and Unjoh, S.: *Loading History for Quasi-Static Cyclic Tests for Reinforced Concrete Bridge Columns*, Proc. 3rd International Workshop on Performance-Based Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities, Technical Report TIT/EERG 02-2, pp.1-7, 2002.
- 10) (社)日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 11) 家村浩和: ハイブリッド実験の発展と将来, 土木学会論文集, 第365号/I-3, pp.1-10, 1985.
- 12) 中島正愛, 石田雅利, 安藤和博: サブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法, 日本建築学会構造系論文報告集 第417号, pp.107-117, 1990.
- 13) 中島正愛, 赤澤隆士, 阪口理: 実験誤差制御機能を有したサブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法, 日本建

築学会構造系論文報告集 第454号, pp.61-71, 1993.

14) 小坪清真: 土木振動学, 森北出版, 1973.

15) 川島一彦, 庄司学, 榊原泰造: 矩形断面鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, pp.767-776, 2000.

16) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N.N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Proc. 3rd Japan Earthquake Symposium*, pp.357-364, 1970.

17) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.

W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, 1997.

18) 永田聖二, 渡邊学歩, 川島一彦: アクチュエータによるP- Δ 効果を考慮したハイブリッド載荷実験システム, 土木学会地震工学論文集, 投稿中

(2002. 12. 24 受付)

EFFECT OF LOADING HYSTERESES ON THE FLEXURAL STRENGTH AND DUCTILITY CAPACITY OF CIRCULAR REINFORCED CONCRETE COLUMNS

Ryohei MATSUKAWA, Kazuhiko KAWASHIMA and Gaku SHOJI

A series of cyclic and hybrid loading tests was conducted to clarify the effect of loading hystereses on the flexural strength and ductility capacities of circular reinforced concrete columns. In the cyclic loading test, 5 reinforced concrete columns with a diameter of 400 mm were unilaterally loaded under a constant vertical force. A stepwise increase and a stepwise decrease loading scheme were used in the cyclic loading tests. It was found that the flexural strength at the same lateral displacement in the first push direction is about 10% larger in the stepwise decrease loading than the stepwise increase loading. The hystereses of the hybrid loading tests are closer to the hystereses of the stepwise decrease loading. It was also found that the Takeda degrading model does not provide a good numerical simulation for the hybrid loading tests when residual drift occurs.