

水平 2 方向地震力を受ける単柱式 RC 橋脚の耐震性

早川涼二¹・川島一彦²・渡邊学歩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修士課程
(〒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 工修 東京工業大学助手 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

本文は、水平 2 方向地震力を受ける単柱式 RC 橋脚の曲げ耐力、変形特性をくり返し載荷実験およびファイバー要素解析に基づいて検討した結果を示すものである。くり返し載荷実験では、斜め方向、矩形、円形、楕円形の 4 種類の載荷パスを用いた。2 方向載荷に伴う耐力低下のインターアクションにより、2 方向載荷した場合には特徴のある履歴曲線となることを明らかにした。ファイバー要素解析により、載荷面および隅角部におけるコアコンクリート、かぶりコンクリート、軸方向鉄筋の履歴を求め、これから推定される損傷状況がくり返し載荷実験から求めた損傷状況と大きな矛盾がないことを明らかにした。

Key Words: seismic design, ductility, flexural strength, reinforced concrete, bridge, column

1. まえがき

兵庫県南部地震以降、地震時保有耐力法が橋梁の耐震設計の主流になって来たが、2 方向地震力の取り扱いに関しては従来の慣習がそのまま踏襲され、橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ独立に耐震設計すれば 2 方向の地震力作用下においても橋脚の耐震性は満足されると見なされている。これは耐震計算をできるだけ簡単にするための配慮で、計算機が利用できなかった時代には適した考え方であったかもしれないが、計算法の進歩に伴い、現在ではより事実に近い設計体型を構築していくことが求められている。1 方向から地震動が作用する場合に比較して 2 方向から地震動を受ければより橋脚の損傷が大きくなるのは自明であり、この事実を取り入れない限り、耐震設計法としては不十分と言えよう。

2 軸曲げに対する検討は建築分野では古くから行われてきたが、鉄筋比の高い柱や梁に曲げとせん断が作用する場合に対する検討が大部分であり、そのまま橋脚に適用することはできない。橋脚を対象とした 2 軸曲げに対する検討としては、須田らが斜張橋の主塔のように高軸力を受ける長方形断面 RC 部材が 2 軸のくり返し曲げを受けた場合のモーメント～曲率関係を実験的に求め、ファイバー要素解析により精度良く再現できることを明らかにした¹⁾。川島及び川島・長谷川はそれぞれ斜め方向及び水平 2 方向に地震力が作用した場合の単柱式 RC 橋脚の変

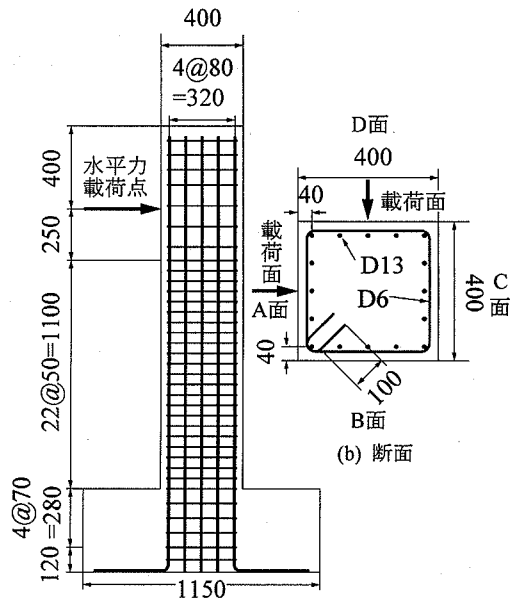
形性能、水平耐力を実験的に検討している^{2),3)}。この結果、斜め方向や水平 2 方向にくり返し載荷を加えると、1 方向載荷する場合に比較して、水平耐力の低下が著しいことを明らかにしているが、載荷装置の制約から、上下方向荷重は作用されていない。また、最近では、益子らが 2 方向のハイブリッド載荷装置を用いて RC 部材の損傷度を検討し、ある 1 方向の変形が大きい場合には、2 軸曲げを加えることによりこれとは直角方向の耐力低下が著しいことを明らかにしている⁴⁾。

以上のように、水平 2 方向同時作用の影響に関する研究はまだ少なく、特に、2 方向曲げが曲げ耐力および変形性能に及ぼす影響が明らかにされていない。このため、ここでは 5 体の RC 橋脚模型に対して 4 種類の履歴パスを用いた 2 方向載荷実験を行い、水平 2 方向同時載荷の影響を実験的に検討すると同時に、ファイバー要素解析の適用性を検討した結果を示す。

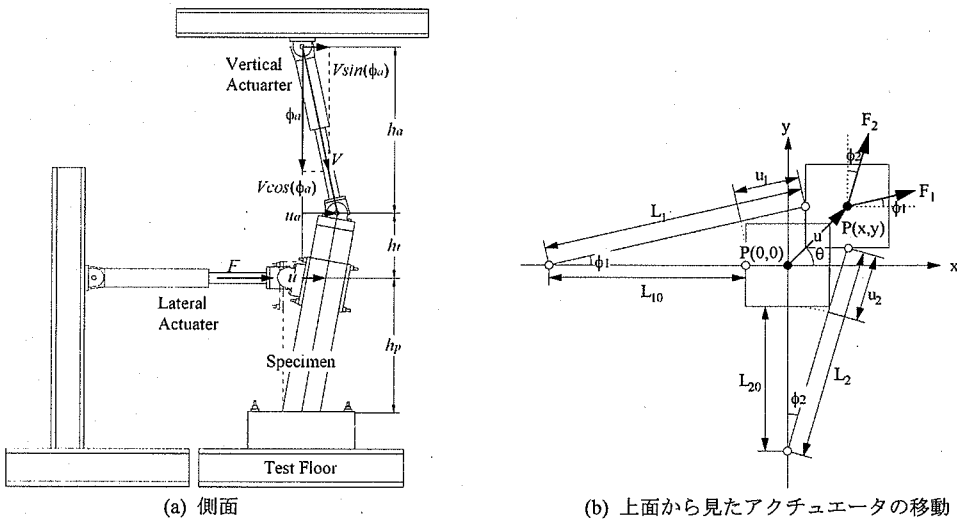
2. 実験に用いた供試体及び載荷方法

(1) 実験供試体

実験には同一仕様の 5 体の供試体を用いた。いずれも 400mm x 400mm の正方形断面を有し、橋脚基部から上端までの高さは 1750mm、橋脚基部から水平力作用点までの高さ (有効高さ) h_{ef} は 1350mm である。かぶりコンクリートの厚さは 40mm であり、



(a) 柱部の配筋
図-1 実験供試体



(a) 側面
(b) 上面から見たアクチュエータの移動
図-2 荷重システムと水平力の補正

せん断支間比は 3.75 である。

橋脚模型は、これらを小さな実物と考へて、1996 年道路橋示方書に基づいて地震時保有耐力法⁵⁾に基づいて設計した。上部構造の重量によって橋脚基部に作用する圧縮応力を 1MPa 程度と見込み、これに相当する 160kN の軸力を橋脚頂部に作用させた。いずれの橋脚も固有周期を 1 秒、地盤種別は II 種と見込み、道路橋示方書に規定される地震時保有耐力法のタイプ I、タイプ II 地震動に対して断面を決定し

た。

このようにして定めた断面は図-1 に示すとおりである。軸方向鉄筋としては D13(SD295A)を 16 本配置し、帯鉄筋としては D6(SD295A)を柱基部から高さ 1100mm までは 50mm 間隔 (これより上部では 100mm 間隔)、フーチング内では 70mm 間隔に設置した。帯鉄筋の定着長は 100mm とし、135 度曲がりのフックでコアコンクリートに定着した。軸方向鉄筋比および帯鉄筋体積比 ρ_s はそれぞれ 1.27%

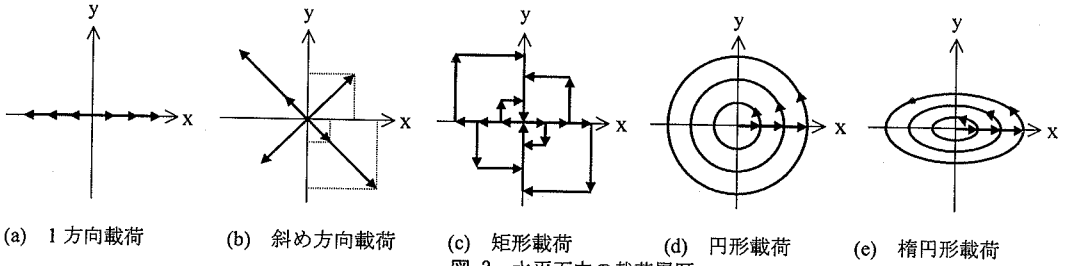


図-3 水平面内の荷重履歴

0.79% (基部~1100mm 区間)となる。軸方向鉄筋及び帯鉄筋の公称降伏強度および引張強度はそれぞれ 357MPa, 486MPa (軸方向鉄筋) および 321MPa, 492MPa (帯鉄筋)である。弾性係数は道路橋示方書に従い、軸方向鉄筋、帯鉄筋とも 210GPa とした。

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、最大粒径 20mm の骨材を用いた。荷重実験当日のコンクリート強度は、模型橋脚 1~5 に対して、それぞれ、30.1MPa, 29.7MPa, 31.3MPa, 26.2MPa, 27.0MPa である。ここで、橋脚 1~5 は後述する図-3 の(a)~(e)の荷重を用いた。コンクリートの弾性係数は、コンクリート強度から道路橋示方書に基づき、橋脚 1~5 に対して、それぞれ、28.2GPa, 28.0GPa, 28.6GPa, 26.4GPa, 26.7GPa, とした。

(2) 荷重方法

東京工業大学の耐震実験施設を用いて荷重実験を行った。図-2 に示すように、3 台の動的アクチュエータを用いて、荷重制御による一定軸力作用下で水平 2 方向の水平力を変位制御によって橋脚模型に与えた。水平 2 方向を作用させるためには、これらをどのような荷重履歴によって与えるかが重要である。ここでは、図-3 に示すように、斜め方向、矩形、円形、楕円形の 4 種類の荷重を用いた。矩形荷重とは、矩形状に x 方向、y 方向の 2 方向の変位を交互に与えるものである。荷重変位はドリフト 0.5% (= 6.75mm) を基準にし、その整数倍で順次変位を増加させていった。降伏変位 u_y は 4.5mm であるから、ドリフト 1% (13.5mm) は約 $3u_y$ に相当する。同一変位によるくり返しは 3 回とした。矩形荷重では、変位の軌跡は、最初の 0.5%ドリフトによる荷重では第 II, 第 IV 象限、次の 1%ドリフトによる荷重では第 I, 第 III 象限というように、交互に繰り返していった。これはある特定方向への損傷を防止するためである。

円形荷重では、y 方向の変位を x 方向から $\pi/4$ だけ遅らせて正弦波により変位を与えた。矩形荷重では、x 方向と y 方向の変位のベクトル和は x 方向、y

方向の変位の $\sqrt{2}$ 倍となるが、円形荷重では、どの角度となってもベクトル和は常に同じである。

楕円形荷重では、1 方向 (図-3 の y 方向) の変位振幅を他方向 (図-3 の x 方向) の変位振幅の 1/2 倍とした。この場合にも矩形荷重と同じく、ドリフト 0.5% を基準変位とし、その後はその整数倍で順次荷重変位を増加させた。同一変位によるくり返しは 3 回である。

また、比較のために、1 方向荷重した場合と橋脚の主軸から 45 度方向に斜め荷重した場合も実験することとした。荷重変位の作用のさせ方は、上述した矩形荷重、円形荷重、楕円形荷重の場合と同じである。ただし、斜め方向荷重では、最初の 0.5%ドリフトによる荷重では第 I, 第 III 象限、次の 1%ドリフトによる荷重では第 II, 第 IV 象限というように、荷重作用方向を交互に変化させた。

以下、1 方向荷重、斜め 45 度方向荷重した橋脚模型をそれぞれ P-1, P-2、矩形荷重、円形荷重、楕円形荷重した橋脚をそれぞれ P-3, P-4, P-5 と呼ぶ。

実験では、水平荷重作用高さにおける水平 2 方向の変位、荷重、軸方向鉄筋や帯鉄筋のひずみを計測した。

また、橋脚の塑性ヒンジ区間における回転角 θ や曲率を求めるために x 方向には橋脚基部から 25mm, 75mm, 125mm の位置で、また、y 方向には橋脚の基部から 62.5mm, 112.5mm, 162.5mm の位置で、それぞれ橋脚断面を貫通させて直径 9mm の鋼棒を設置し、この両端の上下方向の変位を計測した。これより、橋脚基部から高さ h_i の位置での橋脚の回転角 θ_i および高さ $i \sim i+1$ 間での平均曲率 ϕ_i は、

$$\theta_i = \frac{u_{il} - u_{ir}}{l} \quad (1)$$

$$\phi_i = \frac{\theta_{i+1} - \theta_i}{\Delta h_i} \quad (2)$$

ここで、 u_{il} , u_{ir} は鋼棒の左端、右端の上下方向変位、 l は鋼棒の長さ、 $\Delta h_i = h_{i+1} - h_i$ である。

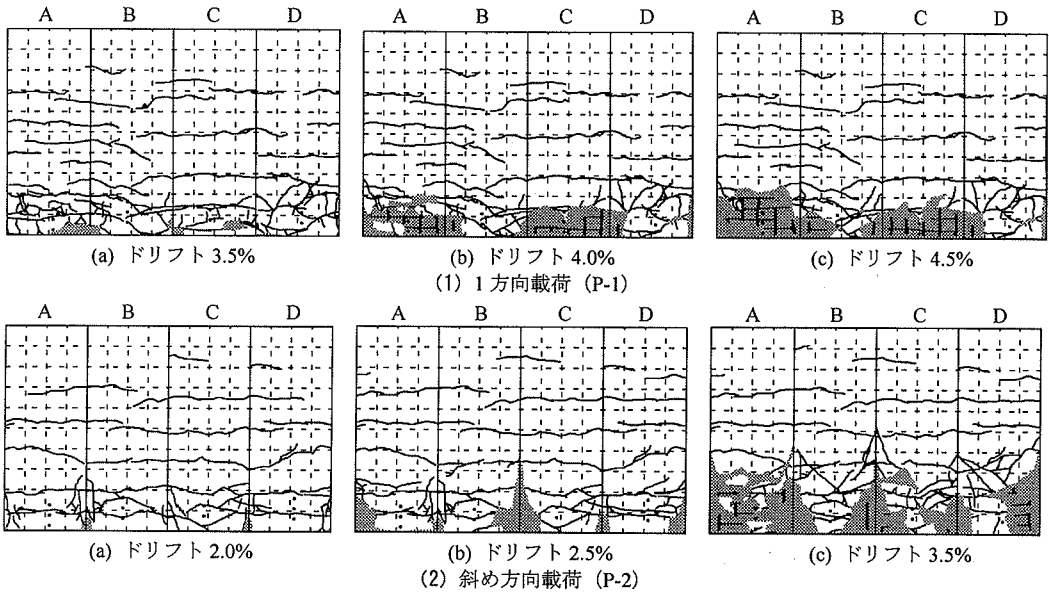


図-4 1方向荷重 (P-1) 及び斜め方向荷重 (P-2) した場合の損傷状況

また、最下段（橋脚基部から x 方向には 25mm, y 方向には 62.5mm）における橋脚の回転角 θ_1 を用いれば、これにより荷重高さに生じる橋脚の水平変位 u_{fd} を次式のように求められる。

$$u_{fd} = \theta_1 \cdot (h_{ef} - h_1) \quad (3)$$

ここで、 h_{ef} は橋脚の有効高さである。最下段における橋脚の回転角 θ_1 は、フーチング内の軸方向鉄筋の伸び出しに伴って橋脚躯体に生じる回転角を近似するため、式(3)の u_{fd} はこれによって橋脚に生じる水平変位をある程度近似すると考えられる。ただし、式(3)では橋脚下端の x 方向には 25mm, y 方向には 62.5mm の範囲に生じる曲げ変形の影響が入るため、実際にフーチング内の軸方向鉄筋の変形によって荷重点に生じる変位 u_{fd} をかなり過大評価すると考えられる。

3 台のアクチュエータの作用力が互いに影響し合うために、水平 2 方向のアクチュエータによって作用させた水平力が実際に橋脚に作用した水平力とはならない。このため、以下にはこれらを補正した水平力⁹⁾を用いた結果を示すこととする。

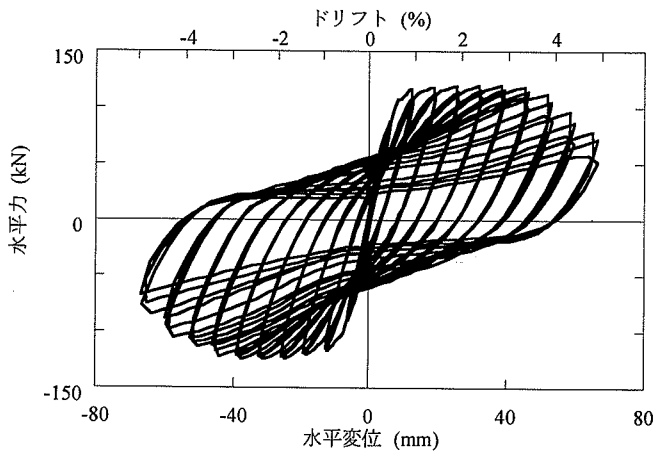
3. 1方向および斜め方向荷重した場合の履歴特性

1 方向荷重および斜め方向荷重した場合の損傷を図-4 に示す。表面から観察されるかぶりコンクリー

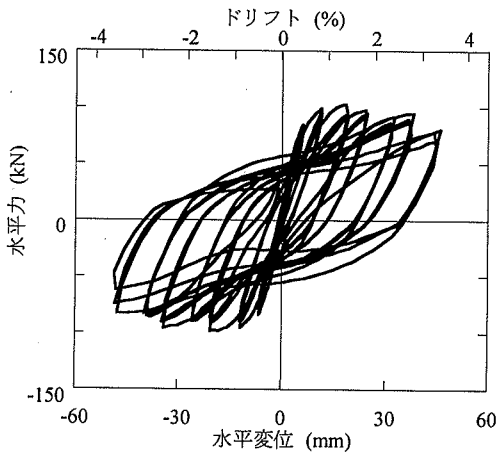
トのクラックや剥落、軸方向鉄筋や帯鉄筋の露出、座屈状況を示している。しかし、かぶりコンクリートが剥離したか、剥落したかは極めて微妙で、人為的に手で剥がせば、容易に剥落し、図-4 に示した損傷が、見かけ上もっと大きく見えることもある。これは、外面的把握に基づく損傷把握の限界であり、後述するファイバー要素解析との比較の際に重要となる。

このような限界があることを承知した上で、損傷の進展状況を示すと、以下ようになる。まず、1 方向荷重（図-1 の AC 方向で、図-3 の x 方向に荷重）した場合には、荷重変位振幅の増大とともに橋脚基部で水平曲げひび割れが次第に成長する。ドリフト 3% になると、A 面においてかぶりコンクリートが圧縮破壊し、剥落し始める。ドリフト 3.5% になると、これが A 面、C 面でさらに進み、ドリフト 4% になるとかぶりコンクリートが大きく剥落すると同時に、コアコンクリートにも著しい損傷が生じ、軸方向鉄筋や帯鉄筋が露出するようになる。A 面、C 面の軸方向鉄筋は面外座屈し、外側にわずかにふくらんだ状態となる。ドリフト 4.5% では損傷がさらに進展し、ここには示さないが、ドリフト 5% に達すると、A 面、C 面では橋脚基部から 200mm の範囲にわたってかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋も座屈する。

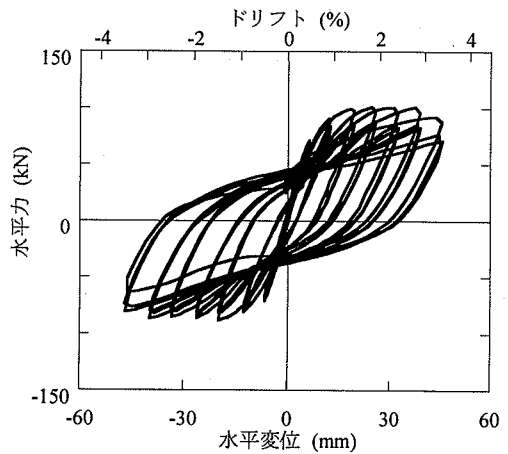
図-5 は荷重作用点における水平力～水平変位の履歴曲線である。ここには、後述する斜め方向荷重した場合の履歴曲線も比較のために示している。こ



(1) 1方向載荷



(a) x方向



(b) y方向

(2) 斜め方向載荷

図-5 1方向載荷 (P-1) 及び斜め方向載荷 (P-2) した場合の履歴曲線

れによれば、ドリフト 1%以降水平耐力は安定し、ドリフト 3%で耐力は最大 (119.8kN) となる。その後、ドリフト 3.5%まではほぼ安定した水平耐力を保つが、上述したようにドリフト 4%に入ると、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈により耐力が低下し始め、3 回目の載荷では上述した最大耐力の 78%にまで低下する。その後、ドリフト 4.5%、5%では最大耐力のそれぞれ 63%、48%にまで耐力が低下したため、ここで載荷をうち切った。

これに対して、斜め方向載荷した場合には、図-4(2)に示すように、隅角部での損傷が著しい。例えば、2.5%ドリフト載荷ではA面とD面のコーナー(以下、AD隅角部と呼ぶ)とB面とC面のコーナー(以下、BC隅角部と呼ぶ)の方向に載荷するため、AD隅角部とBC隅角部の損傷が著しい。ここには示さないが、次の3%ドリフト載荷では、A面とB面のコーナー(以下、AB隅角部と呼ぶ)とC面とD面

のコーナー(以下、CD隅角部と呼ぶ)の方向に載荷するため、AB隅角部とCD隅角部に損傷が生じ、結果として、4隅角部において全てコンクリートの圧壊、剥落が生じる。3.5%ドリフトの載荷になると、隅角部だけではなく4面にかぶりコンクリートが剥落する。軸方向鉄筋も2、3本が座屈する。斜め方向に載荷した場合には、上述した1方向載荷に比較して、明らかに損傷が著しい。

図-5(2)に示した履歴曲線によれば、x方向、y方向ともによく似た特性を示し、x方向ではドリフト 1%以降耐力は安定し、ドリフト 1.5%で耐力は最大 (103kN) となる。一方、y方向にも、ドリフト 1%で耐力は安定し、ドリフト 2%で耐力は最大 (100.6kN) となる。その後、x方向、y方向ともに耐力は安定するが、ドリフト 3.5%になると、x方向には1回目、y方向には2回目のくり返しを加えた段階で、耐力はそれぞれ最大耐力の約 80%に低下す

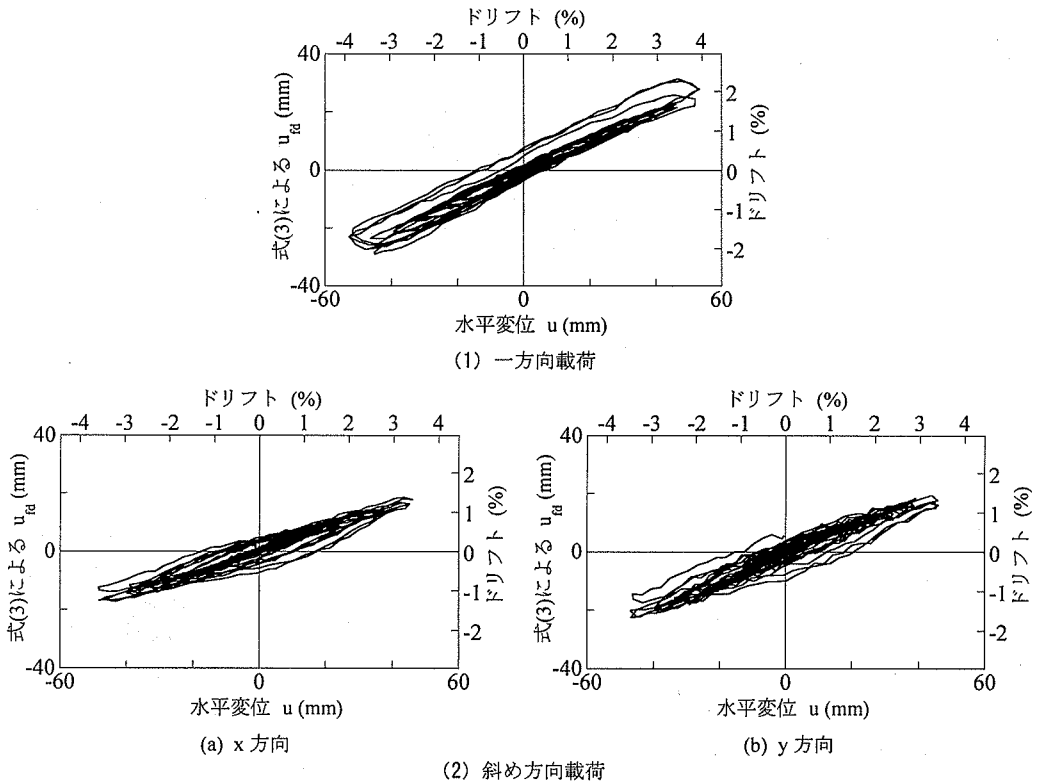


図-6 フーチング内部の軸方向鉄筋の変形によって載荷点に生じる変位 u_{fd} と載荷点変位 u の関係

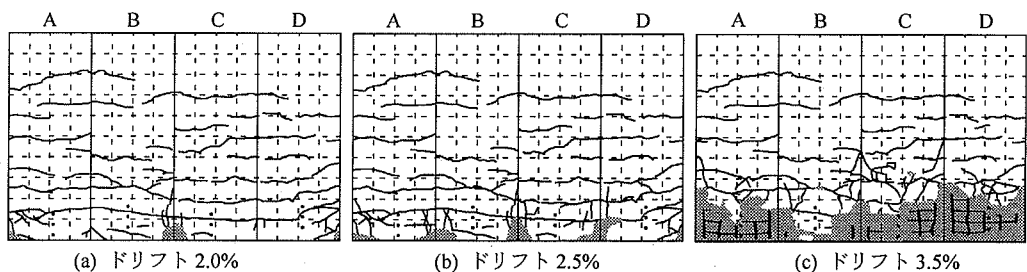


図-7 矩形載荷 (P-3) した場合の損傷状況

る。これは、上述したように、隅角部から4面に進展したコアコンクリートの著しい剥落によるものである。

式(3)によってフーチング内の軸方向鉄筋の伸び出しによって橋脚に生じる水平変位(載荷点高さ) u_{fd} を求め、これと橋脚の水平変位 u との履歴を示すと、図-6 のようになる。今回載荷を行った範囲では $u \sim u_{fd}$ 関係はまだかなり線形的な特徴を有している。また、 u のおおよそ $1/2$ が u_{fd} によって生じていることが分かる。ただし、上述したように、式(3)による u_{fd} には橋脚の曲げ変形の影響が含まれており、 u_{fd} が直接、フーチング内の軸方向鉄筋の変形によって橋脚に生じる変形を与えるわけではないことに注意しなければならない。さらに、 $u \sim u_{fd}$ の

履歴は1方向載荷の場合と斜め方向載荷(x方向,y方向ともに)ではそれ程変わらない。

4. 矩形載荷した場合の履歴特性

矩形載荷した場合の損傷の進展状況を図-7 に示す。損傷は1方向載荷した場合よりも明らかに著しく、0.5%ドリフトから多数のひび割れが4面にわたって生じる。ドリフト2.5%では第II象限と第IV象限方向に加力するため、AB隅角部とCD隅角部にかぶりコンクリートの縦ひび割れや剥落が生じ、一部では軸方向鉄筋も露出する。ドリフト3.5%になると、A, C, D面の基部から200~300mmの範囲でかぶりコンクリートの剥落だけでなくコアコンクリートに

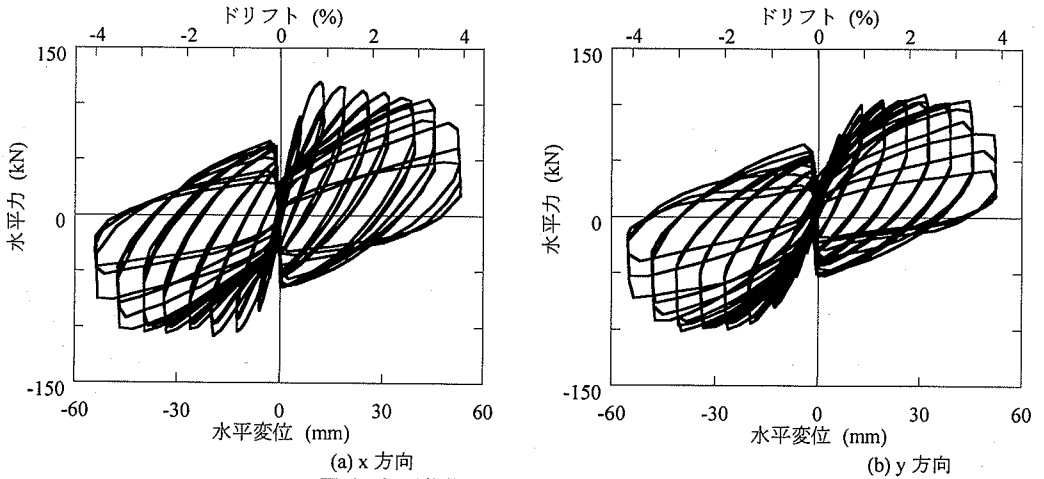


図-8 矩形載荷 (P-3) したときの履歴曲線

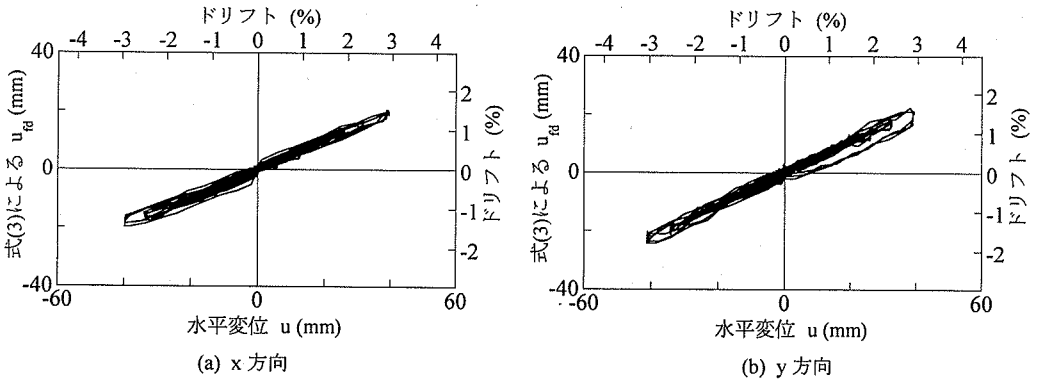


図-9 矩形載荷によるフーチング内部の軸方向鉄筋の変形によって載荷点に生じる変位 u_{jd} と載荷点変位 u の関係

も著しい損傷が生じ、軸方向鉄筋や帯鉄筋も露出するようになる。図-7には示さないが、その後、ドリフト 4%に達すると、全面にわたってコアコンクリートが損傷すると同時に、帯鉄筋の横拘束が失われ、ほとんどの軸方向鉄筋がいろいろな方向に複雑にねじ曲げられるように座屈する。

図-8は、履歴曲線を示した結果である。x方向とy方向に分けて履歴曲線を示しているが、いずれの方向にも、履歴曲線は変位が0付近でくびれ、最大変位になった段階で荷重を反転させると耐力が急速に低下する特異な形状となる。これは、ある方向の載荷変位を0に戻す過程で他方向の復元力が減少するために起こる現象であり、2方向載荷に伴う2方向間の復元力のインターアクションを表している⁶⁾。

図-8によれば、x方向には、ドリフト1%の段階で耐力は最大(120kN)となり、その後耐力はわずかずつ低下し、ドリフト3%では最大耐力の80%程度となる。ドリフト3.5%になると、2回目、3回目のくり返しの過程で急速に耐力は低下していく。y

方向には、ドリフト1%載荷以降耐力は安定し、ドリフト2.5%で耐力は最大(109kN)となる。ドリフト3.5%になると、2回目、3回目のくり返し過程における耐力低下が著しく、最大耐力の80%を下回るようになる。

図-9は式(3)による $u_{jd} \sim u$ の履歴を示した結果である。履歴がそれ程著しくないことは図-6に示した1方向載荷や斜め方向載荷の場合と同じであり、また、履歴の特徴そのものも図-6とよく似ている。

5. 円形及び楕円形載荷した場合の履歴特性

図-10は、円形載荷および楕円形載荷した場合の損傷の進展である。いずれの場合にも、矩形載荷した場合と似ており、円形載荷した場合には、ドリフト1.5%で4隅に斜めや縦方向のひび割れが入り、2.5%ドリフトになると4隅だけではなく4面がかぶりコンクリートの剥落が顕著になる。ドリフト3.5%に達すると、橋脚基部から200mm程度の範囲でか

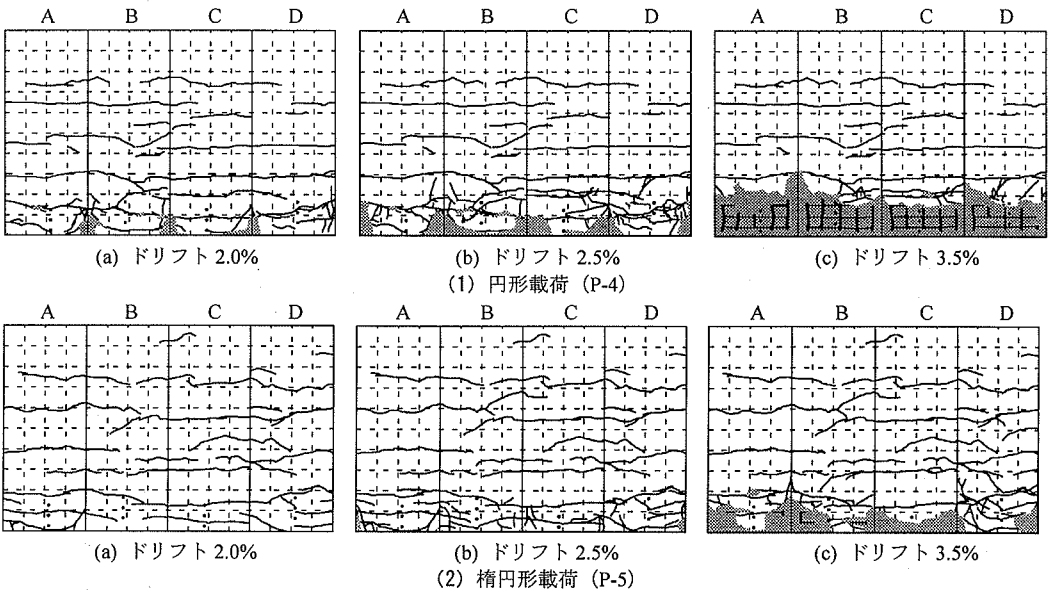


図-10 円形載荷 (P-4) 及び楕円形載荷 (P-5) したときの損傷状況

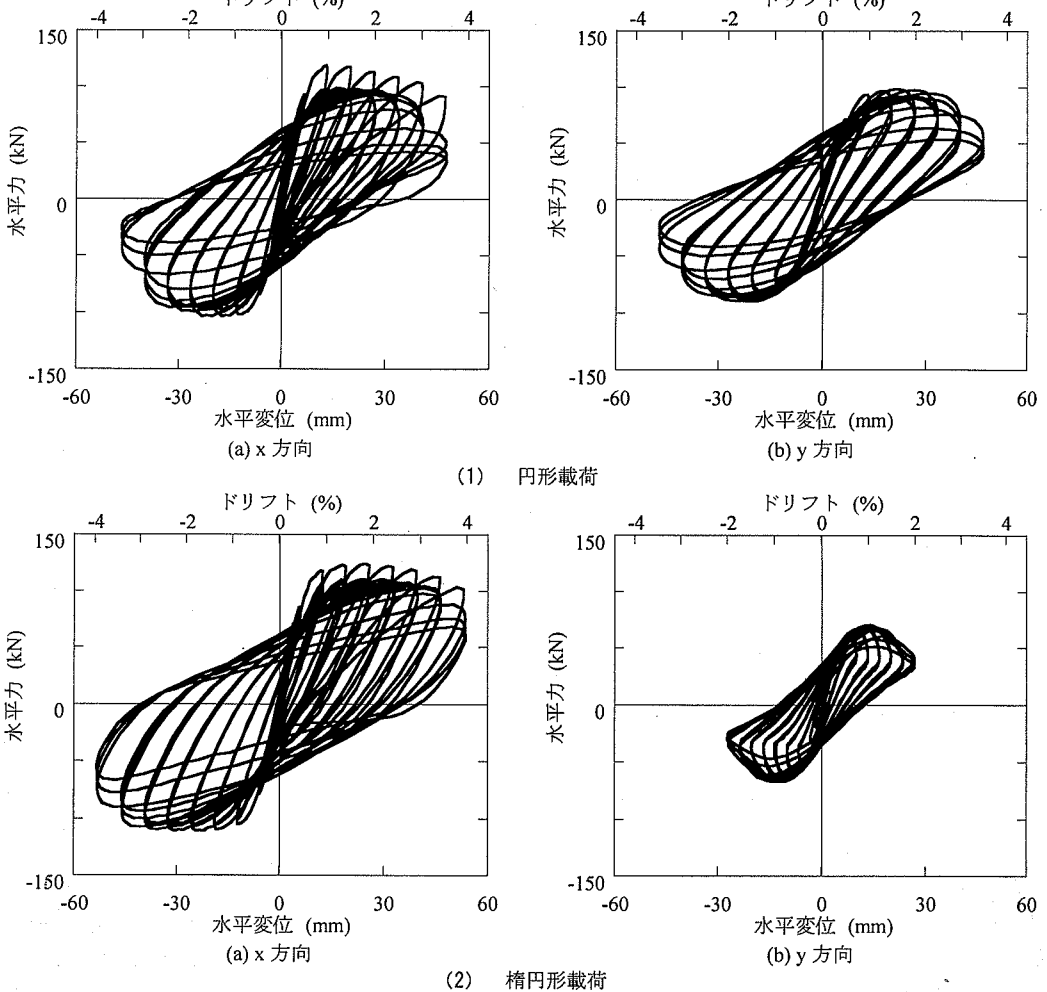


図-11 円形載荷 (P-4) 及び楕円形載荷 (P-5) したときの履歴曲線

表-1 耐力および終局変位に及ぼす履歴特性の影響

(a) 耐力

荷重方法	最大耐力 (kN)						(1),(2)の平均
	x 方向			y 方向			
	＋側	－側	(1) 平均	＋側	－側	(2) 平均	
1 方向	119.8	124.5	122.2 (100%)	—	—	122.2 (100%)	122.2 (100%)
斜め方向	103.1	98.7	100.9 (83%)	100.6	88.3	94.5 (77%)	97.7 (80%)
矩形	119.5	108.3	113.9 (93%)	109.3	101.6	105.5 (86%)	109.7 (90%)
円形	118.8	103.5	111.2 (91%)	98.1	90.0	94.1 (77%)	103.2 (84%)
楕円形	124.4	111.0	117.7 (96%)	—	—	—	—

(b) 終局変位

荷重方法	終局変位 (ドリフト)						(3),(4)の平均
	x 方向			y 方向			
	＋側	－側	(3) 平均	＋側	－側	(4) 平均	
1 方向	4.0	4.5	4.25 (100%)	—	—	4.25 (100%)	4.25 (100%)
斜め方向	3.5	3.5	3.5 (82%)	3.5	3.5	3.5 (82%)	3.5 (82%)
矩形	3.0	3.5	3.25 (77%)	3.5	3.5	3.5 (82%)	3.38 (80%)
円形	3.5	3.0	3.25 (77%)	3.5	3.0	3.25 (76%)	3.25 (76%)
楕円形	4.0	4.0	4.0 (94%)	—	—	—	—

ぶりコンクリートが全面的に剥落し、軸方向鉄筋が露出する。

また、楕円形荷重した場合にも、円形荷重した場合とほぼ同様なプロセスで損傷が進んでいくが、損傷の進展は円形荷重した場合に比較すると 0.5%ドリフト程度遅い。

図-11 は、円形荷重および楕円形荷重した場合の履歴曲線である。ともに x 方向 y 方向に分けて履歴曲線を示しているが、いずれの場合も履歴曲線のコーナーが丸くなっている。これは、矩形荷重の箇所を示したように、2 方向荷重の過程において、ある方向に荷重したことに伴う他方向の曲げ耐力の低下によるものである。矩形荷重した場合には、他方向の変位をホールドした状態で、ある方向の荷重変位を 0 に戻す際に、他方向の耐力が低下する結果、変位が 0 付近で履歴曲線がくびれるようになる。これに対して、円形荷重した場合には、2 方向の荷重変位がそれぞれ最大となる付近で、ある方向の荷重にともなう他方向の耐力低下が連続的に生じる結果、最大耐力付近において履歴曲線が丸みを帯びてくる。

なお、x 方向の履歴曲線では、それぞれの荷重ステップごとに、第 1 回目の＋側への荷重ではそれ以降の荷重に比較して、水平力が大きくなっている。これは、この段階では図-3 に示したように、y 方向には荷重を開始しておらず、x 方向のみに荷重しており、いわば 1 方向荷重した状態になっているためである。

楕円形荷重した場合にも円形荷重した場合と同じ

原理で、履歴曲線のコーナーが丸みを帯びる。

紙面の都合でここには示さないが、式(3)による u_{fd} と全変位 u との履歴は、図-6、図-9 に示した結果とよく似た特徴を有している。

6. 履歴特性に及ぼす荷重軌跡の影響

履歴特性が橋脚の履歴特性に及ぼす影響を、最大耐力および終局変位に基づいて比較すると、表-1 のようになる。ここで、終局変位とは、降伏後安定していた曲げ耐力が 20%以上低下し始める変位と定義している。また、表-1 中で、括弧内の数値は、1 方向荷重を基準とした場合の比率(%)を表している。

次に、1 方向荷重した場合と斜め方向荷重した場合の履歴曲線の比較を図-12 に示す。斜め方向荷重した場合には x 方向と y 方向の履歴曲線には大きな違いはないため、ここでは、x 方向の履歴曲線と 1 方向荷重した場合の履歴曲線の比較を、ドリフト 1%、2%、3% の場合のいずれも第 1 回目の荷重くり返しに対して示している。履歴曲線の形状はよく似ているが、1 方向荷重した場合に比較して、斜め方向荷重した場合には、同一変位における耐力は明らかに低下しており、上述したように、正負両側の最大耐力の平均値で評価すると、斜め荷重した場合には 1 方向荷重した場合の 80%となっている。

これに対して、矩形荷重した場合と円形荷重した場合の履歴曲線 (x 方向) を 1 方向荷重した場合の履歴曲線と比較すると、それぞれ図-13、図-14 のよ

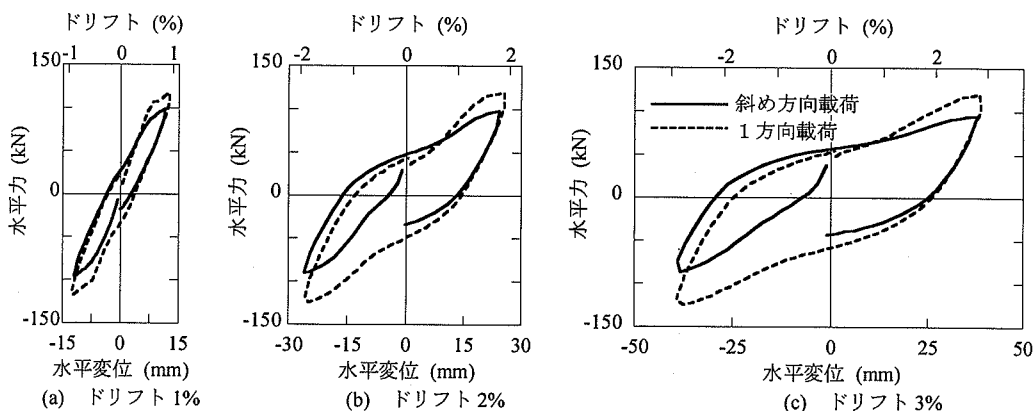


図-12 1方向载荷した場合に対する斜め方向载荷 (x方向) した場合の履歴曲線の比較

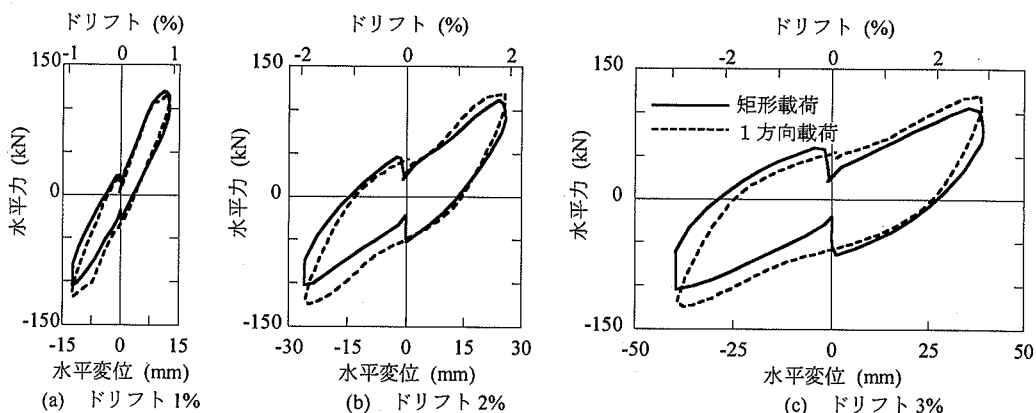


図-13 1方向载荷した場合に対する矩形载荷 (x方向) した場合の履歴曲線の比較

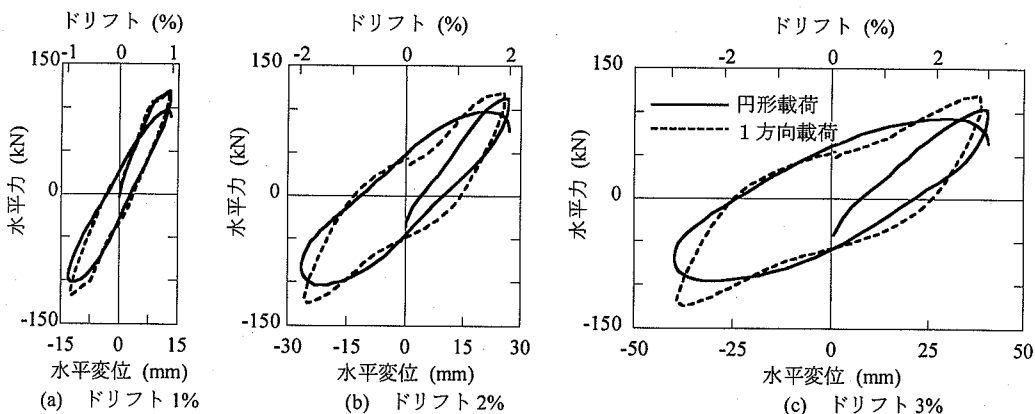


図-14 1方向载荷した場合に対する円形载荷 (x方向) した場合の履歴曲線の比較

うになる。図-12と同様に、ドリフト1%、2%、3% 载荷の場合の各第1回目の载荷くり返しに対する履歴曲線を比較している。矩形载荷、円形载荷ともに、ドリフトが1%と小さい場合には、1方向载荷した場合とそれほど履歴曲線は変わらないが、ドリフトが2%、3%と大きくなるにつれて、矩形载荷の場合には変位が0付近でのくびれが、また円形载荷の場合には最大変位付近の丸みが、それぞれ顕著となり、

履歴曲線の形状は1方向载荷の場合に比較して、大きく異なってくる。

7. ファイバー要素解析

(1) 解析モデル

橋脚の履歴特性をファイバー要素で解析するために、模型橋脚を図-15に示すようにモデル化した。

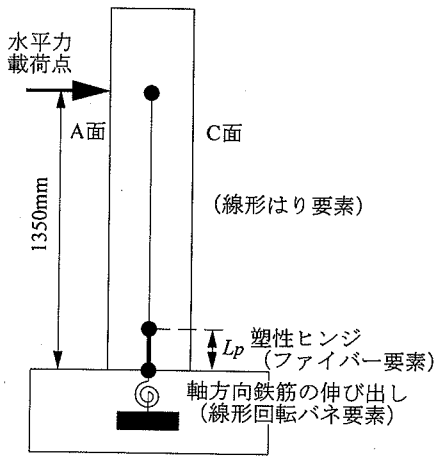


図-15 実験供試体のモデル

塑性ヒンジ区間は1層のファイバー要素で、塑性ヒンジ区間以外の橋脚躯体は線形はり要素でそれぞれモデル化し、フーチング内の軸方向鉄筋の伸びだしが橋脚躯体に与える影響を線形回転ばね要素でモデル化した。ここで、塑性ヒンジ区間長は、既往の研究⁷⁾や道路橋示方書⁵⁾に基づいて、橋脚幅の0.5倍とした。

塑性ヒンジ区間では、2方向ファイバー要素を用いて、コアコンクリート、かぶりコンクリートをそれぞれ196要素、128要素に分割した。

ファイバー要素解析では、帯鉄筋で横拘束されたコンクリートの応力 σ_c ～ひずみ ϵ_c 関係のモデル化が重要である。ここでは、コアコンクリートの応力 σ_c ～ひずみ ϵ_c 関係のスケルトン・カーブはHoshikumaらの提案式⁸⁾を、終局ひずみ ϵ_{cu} 以降の応力をKent & Parkの研究⁹⁾により拡張して、次式で与えることとした。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc} \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cc}) & \epsilon_{cc} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \\ 0.2 \sigma_{cc} & \epsilon_{cu} < \epsilon_c \end{cases} \quad (4)$$

ここに、載荷剛性の形状係数 n 、コンクリートの最大圧縮応力 σ_{cc} とその時のひずみ ϵ_{cc} 、最大応力以降の剛性 E_{des} 、終局ひずみ ϵ_{cu} は、それぞれ次式で与えられる。

$$n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (5)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 0.76 \rho_s \sigma_{sy} \quad (6)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.0132 \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (7)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (8)$$

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + \frac{0.8 \sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (9)$$

ここで、 σ_{ck} ：コンクリートの強度、 σ_{sy} ：帯鉄筋の降伏強度、 ρ_s ：帯鉄筋体積比である。

また、かぶりコンクリートの応力 σ_c ～ひずみ ϵ_c 関係のスケルトン・カーブは式(4)を参考に、実験結果を考慮して、以下のように与えた。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^{n-1} \right\} & 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc} \\ \frac{\sigma_{cc}}{0.005} (0.007 - \epsilon_c) & \epsilon_{cc} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \\ 0 & \epsilon_{cu} < \epsilon_c \end{cases} \quad (10)$$

また、ファイバー要素解析では、スケルトン・カーブだけでなく、除荷、再載荷履歴が必要である。ここでは堺らのモデル¹⁰⁾を用いてこれらを表すこととした。堺らのモデルでは、完全除荷、完全再載荷、部分除荷、部分再載荷に分けて、同一ひずみによる繰り返し載荷の影響も含めて構成則が与えられている。たとえば、スケルトン・カーブ上にある応力 $\sigma_{ul,1}$ (1回目の除荷点応力)、ひずみ ϵ_{ul} (除荷点ひずみ)の点から応力が0となるまで完全除荷した場合には、図-16に示すように、塑性ひずみ $\epsilon_{pl,1}$ (1回目の塑性点ひずみ)が生じる。その後、 ϵ_{ul} まで再載荷すると、応力は $\sigma_{ul,2}$ となり、 $\sigma_{ul,1}$ よりも小さい値となる。このようにして、完全除荷、完全再載荷を n 回繰り返すと、 n 回目の除荷点応力は $\sigma_{ul,n}$ 、 n 回目の塑性点ひずみは $\epsilon_{pl,n}$ となる。このように完全除荷および完全再載荷を n 回くり返す場合の除荷曲線及び再載荷曲線は、それぞれ式(11)、式(12)により与えられる。

$$\sigma_c = \sigma_{ul,n} \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{pl,n}}{\epsilon_{ul} - \epsilon_{pl,n}} \right)^2 \quad (11)$$

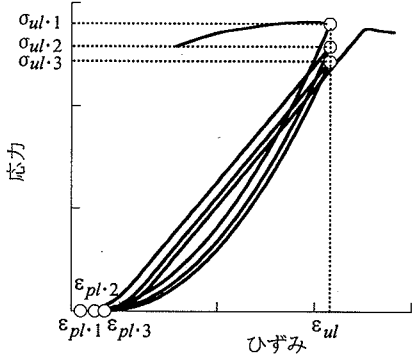


図-16 コンクリートの完全除荷・完全再載荷履歴

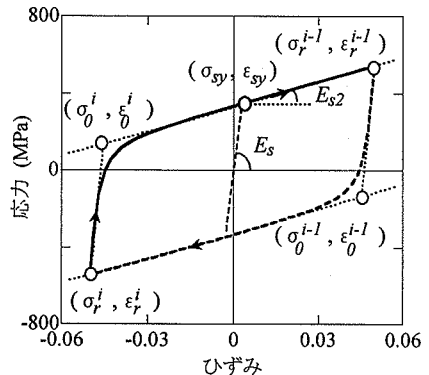


図-17 修正 MP モデル

$$\sigma_c = \begin{cases} 2.5\sigma_{ul,n} \left(\frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl,n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl,n}} \right)^2 & 0 \leq \tilde{\varepsilon}_c < 0.2 \\ E_{rl}(\varepsilon_c - \varepsilon_{ul}) + \sigma_{ul,n+1} & 0.2 \leq \tilde{\varepsilon}_c \leq 1 \end{cases} \quad (12)$$

ここで、 $\tilde{\sigma}_c$ 、 $\tilde{\varepsilon}_c$ は次式により無次元化した応力、ひずみである。

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_{ul,n}} ; \tilde{\varepsilon}_c = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{pl,n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl,n}} \quad (13)$$

また、 E_{rl} は $0.2 \leq \tilde{\varepsilon}_c \leq 1$ における再載荷履歴の平均弾性係数であり、次式で与えられる。

$$E_{el} = \frac{\sigma_{ul,n+1} - 0.1\sigma_{ul,n}}{0.8(\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl,n})} \quad (14)$$

式(11)、(12)では、除荷、再載荷のくり返しによる除荷点応力 $\sigma_{ul,n}$ の低下度および塑性点ひずみ $\varepsilon_{pl,n}$ の増加度を与えなければならない。このため、これらを

$$\beta_n = \frac{\sigma_{ul,n+1}}{\sigma_{ul,n}} ; \gamma_n = \frac{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl,n}}{\varepsilon_{ul} - \varepsilon_{pl,n-1}} \quad (15)$$

と定義し、それぞれ、式(16)、式(17)のように与えることとする。

$n=1, 2$ の場合

$$\beta_n = \begin{cases} 1 & 0 \leq \varepsilon_{ul} \leq 0.001 \\ 1 - (10n+22)(\varepsilon_{ul} - 0.001) & 0.001 < \varepsilon_{ul} < 0.0035 \\ 0.92 + 0.025(n-1) & 0.0035 \leq \varepsilon_{ul} \leq 0.03 \end{cases}$$

$n \geq 3$ の場合

$$\beta_n = \begin{cases} 1 & 0 \leq \varepsilon_{ul} \leq 0.001 \\ 1 - (2n+8)(\varepsilon_{ul} - 0.001) & 0.001 < \varepsilon_{ul} < 0.0035 \\ 0.965 + 0.005(n-3) & 0.0035 \leq \varepsilon_{ul} \leq 0.03 \end{cases} \quad (16)$$

$$\gamma_n = \begin{cases} 0.945 & n=2 \\ 0.965 + 0.005(n-3) & n \geq 3 \end{cases} \quad (17)$$

一方、軸方向鉄筋の応力 $\sigma_s \sim$ ひずみ ε_s 関係は、Bauschinger 効果を考慮して次式のように Menegotto-Pinto モデル^{11),12)}で表すこととした。

$$\tilde{\sigma}_s = b\tilde{\varepsilon}_s + \frac{(1-b)\tilde{\varepsilon}_s}{(1+\tilde{\varepsilon}_s^R)^{1/R}} \quad (18)$$

ここに、 b は鉄筋の初期弾性係数 E_s と降伏後の弾性係数 E_{s2} の比、 R は Bauschinger 効果を現すパラメーターである。鉄筋の無次元化した応力 $\tilde{\sigma}_s$ および無次元化したひずみ $\tilde{\varepsilon}_s$ は、載荷反転点の応力 σ_r^i およびひずみ ε_r^i を用いて次式のように与えられる。

$$\tilde{\sigma}_s = \frac{\sigma_s - \sigma_r^i}{\sigma_0^i - \sigma_r^i} ; \tilde{\varepsilon}_s = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r^i}{\varepsilon_0^i - \varepsilon_r^i} \quad (19)$$

ここで、 σ_0^i 、 ε_0^i は図-17 に示すように、履歴曲線を取り囲む平行四辺形の隅角点の応力、ひずみである。

また、式(18)で、Bauschinger 効果を現すパラメーター R は次式によって与えられる。

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi^i}{a_2 + \xi^i} \quad (20)$$

ここで、 R_0 は R の初期値であり、 a_1 および a_2 は定数、 ξ^i は図-14 に示すように、1 回目の載荷反転点

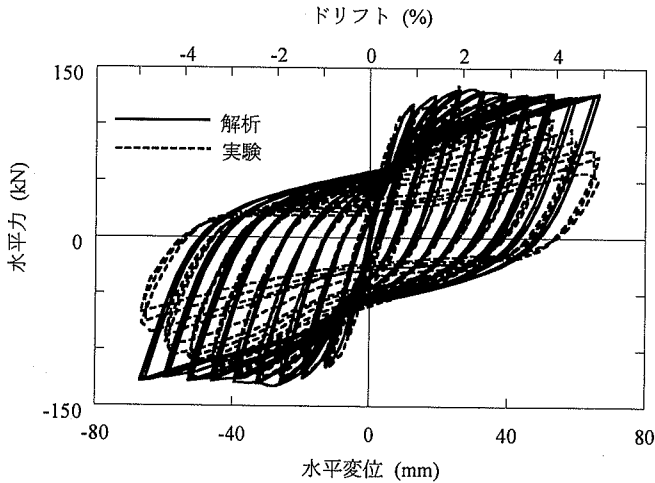


図-18 ファイバー要素解析で求めた履歴曲線と実験結果の比較 (1方向載荷した場合)

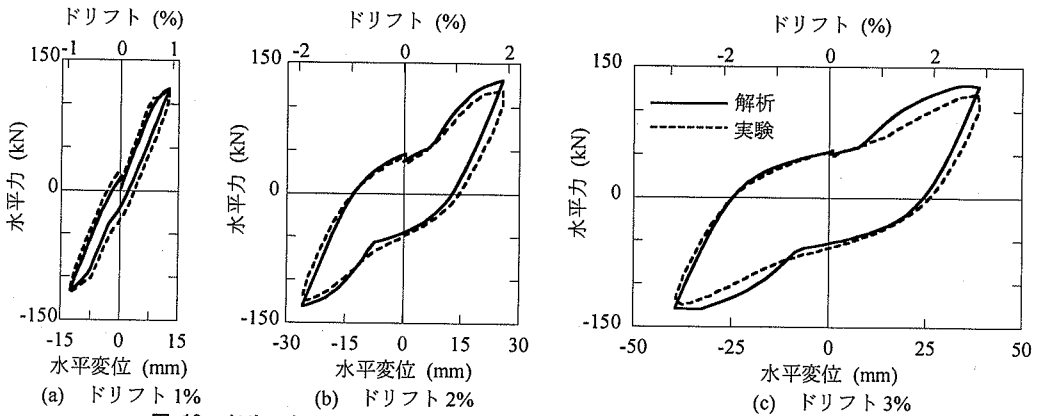


図-19 ドリフト1%, 2%, 3%の場合の履歴曲線の比較 (1方向載荷した場合)

$(\sigma_r^{i-1}, \varepsilon_r^{i-1})$ から $(\sigma_r^i, \varepsilon_r^i)$ までに軸方向鉄筋に生じるひずみ量を表す指標で、軸方向鉄筋の降伏ひずみ ε_{sy} を用いて、次式によって与えられる。

$$\xi^i = \frac{|\varepsilon_0^i - \varepsilon_r^{i-1}|}{\varepsilon_{sy}} \quad (21)$$

図-6, 9 に示したフーチング内部の軸方向鉄筋の伸び出しの効果を考慮するために、橋脚の基部には、次式による剛性 k_θ を有する線形回転ばねを設ける。

$$k_\theta = \frac{F_{y0}(h_{ef} - h_1)}{\theta_{1y}} \quad (22)$$

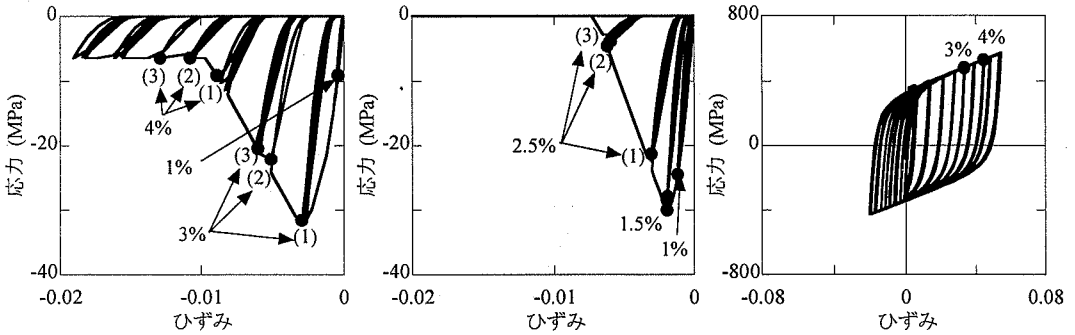
ここで、 F_{y0} 、 θ_{1y} は初降伏時の橋脚の耐力及びその時に式(3)によって求められる橋脚基部に生じる回転角であり、 h_{ef} は橋脚の有効高さ、 h_1 は最下段の鋼棒の高さである。ただし、y方向には $h_1 = 62.5\text{mm}$

と大きいので、ここでは x 方向 ($h_1 = 25\text{mm}$) の回転ばねを求め、これを y 方向にも用いることとした。回転ばね k_θ を弾性と仮定したのは、躯体の塑性ヒンジ部における軸方向鉄筋が降伏した後は塑性ヒンジ部の塑性化が進むため、フーチング内の軸方向鉄筋の変形による影響は小さくなると考えたためである。このようにして k_θ を求めると、載荷方向によって、54.9MNm/rad (一方方向)、43.9MNm/rad (斜め方向)、56.3MNm/rad (矩形)、36.0MNm/rad (円形)、58.7MNm/rad (楕円形) となる。

(2) ファイバー要素解析

a) 1方向載荷した場合

1方向載荷した場合の履歴特性をファイバー要素解析で求め、これを図-5(1)に示した実験結果と比較すると、図-18 のようになる。図-19 は、ドリフト1%、2%、3%の場合のいずれも第1サイクルの履歴をファイバー要素解析と実験とで比較した結果であ



(a) コアコンクリート (A 面の最外縁) (b) かぶりコンクリート (A 面の最外縁) (c) 軸方向鉄筋 (A 面)

図-20 コンクリート及び軸方向鉄筋の応力～ひずみの履歴曲線 (1 方向荷重した場合, 図中の(i)は i サイクル目の応力, ひずみであることを示す)

る。ファイバー要素解析結果は実験結果の特徴をよく再現している。ドリフト 3.5%以降になると、ファイバー要素解析の一致度が低下してくるが、これは、載荷実験では、軸方向鉄筋が大きく座屈し、コア及びかぶりコンクリートの損傷も進んで、式(4), (10), (18)による近似範囲を超えたためである。

図-20 は、ファイバー要素解析によって求めたコアコンクリート及びかぶりコンクリートの最外縁 (図-1 に示す A 面中央) に位置するファイバーにおける応力～ひずみの履歴、および、同じ A 面中央の軸方向鉄筋の応力～ひずみの履歴を示した結果である。これによれば、コアコンクリート最外縁ではドリフトが 3% になった段階で最大応力 σ_{cc} に達し、ドリフト 4% では応力は最大応力 σ_{cc} の 20% にまで低下している。このようになると、コアコンクリート最外縁には著しい損傷が生じることが予想される。なお、ドリフト 1% や 4% の場合には、載荷繰返しに伴うコアコンクリート最外縁の除荷点応力 $\sigma_{ul,n}$ の低下は小さいが、ドリフト 3% では、1 サイクル目の除荷点応力 $\sigma_{ul,1}$ に比較して、2, 3 サイクル目の除荷点応力 $\sigma_{ul,2}$, $\sigma_{ul,3}$ はそれぞれ約 70%, 65% 小さくなっている。

一方、かぶりコンクリート最外縁では横拘束がないために、すでにドリフト 1.5% の段階で最大応力 σ_{cc} に達し、ドリフトが 2.5% になった段階においては、2 サイクル目以後のくり返しでは、ほとんど応力は 0 に近くなっている。このようになると、かぶりコンクリート最外縁は著しく剥落することが予想される。

次に、軸方向鉄筋の軸ひずみは、ドリフト 3% の段階では 0.033、ドリフト 4% では 0.045 に達しているが、くり返し載荷回数が少ないため、この程度のひずみではまだ軸方向鉄筋の破断は生じないと考えられる。

前述したように、外観から推定した損傷状況は、

損傷度の推定に幅があるが、これを考慮に入れた上で、図-4(1) に示した繰返し載荷実験による損傷状況とファイバー要素の解析結果を比較すると、著しい矛盾はないと考えられる。すなわち、ファイバー要素解析において最外縁におけるかぶりコンクリートの応力が 0 と計算されるドリフト 3% になると、繰返し載荷実験では、かぶりコンクリートが圧縮破壊し、剥落し始めている。また、ファイバー要素解析において最外縁のコアコンクリートの応力が最大応力の 20% にまで低下すると計算されるドリフト 4% になると、くり返し載荷実験では、コアコンクリートにも著しい損傷が進み、軸方向鉄筋や帯鉄筋が露出する状態となっている。また、一部では軸方向鉄筋が面外方向に座屈するようになる。

b) 矩形荷重した場合

矩形荷重した場合に対するファイバー要素解析による履歴曲線を実験結果と比較して示すと、図-21 の通りである。ここでは、x 方向と y 方向に分けて履歴を示している。3.5% ドリフトまでは、ファイバー要素解析によって求めた履歴特性は実験結果とよく一致している。前述したように、3.5% ドリフトとは、くり返し載荷実験では、4 面がかぶりコンクリートだけではなくコアコンクリートの損傷も大きく進展し、急速に耐力が低下する段階に相当する。このようになると、式(4), (10), (18)の近似が成立しなくなるため、ファイバー要素解析の一致度が低下するためと考えられる。各ステップごとに、1 サイクル目の履歴曲線に着目して、詳細に実験と解析による履歴曲線を比較した結果が、図-22 である。1 方向荷重の場合と同様に、ドリフト 1%, 2%, 3% の場合に対する比較を示している。変位が 0 付近のくびれや最大変位における急速な耐力低下も含めて、全体として、ファイバー要素解析によって求めた履歴曲線は実験結果の特徴をよく再現していると言えることができる。

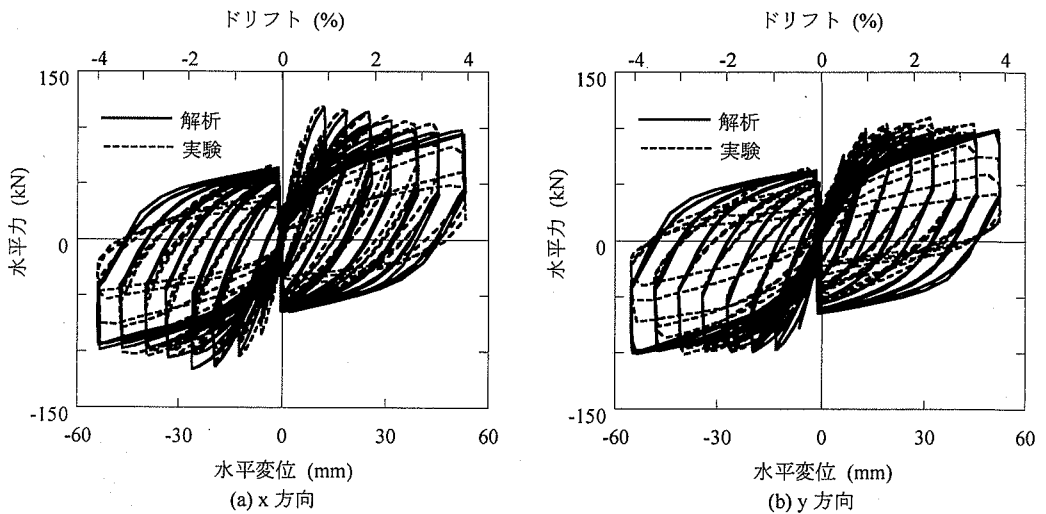


図-21 ファイバー要素解析で求めた履歴曲線と実験結果の比較 (矩形載荷した場合)

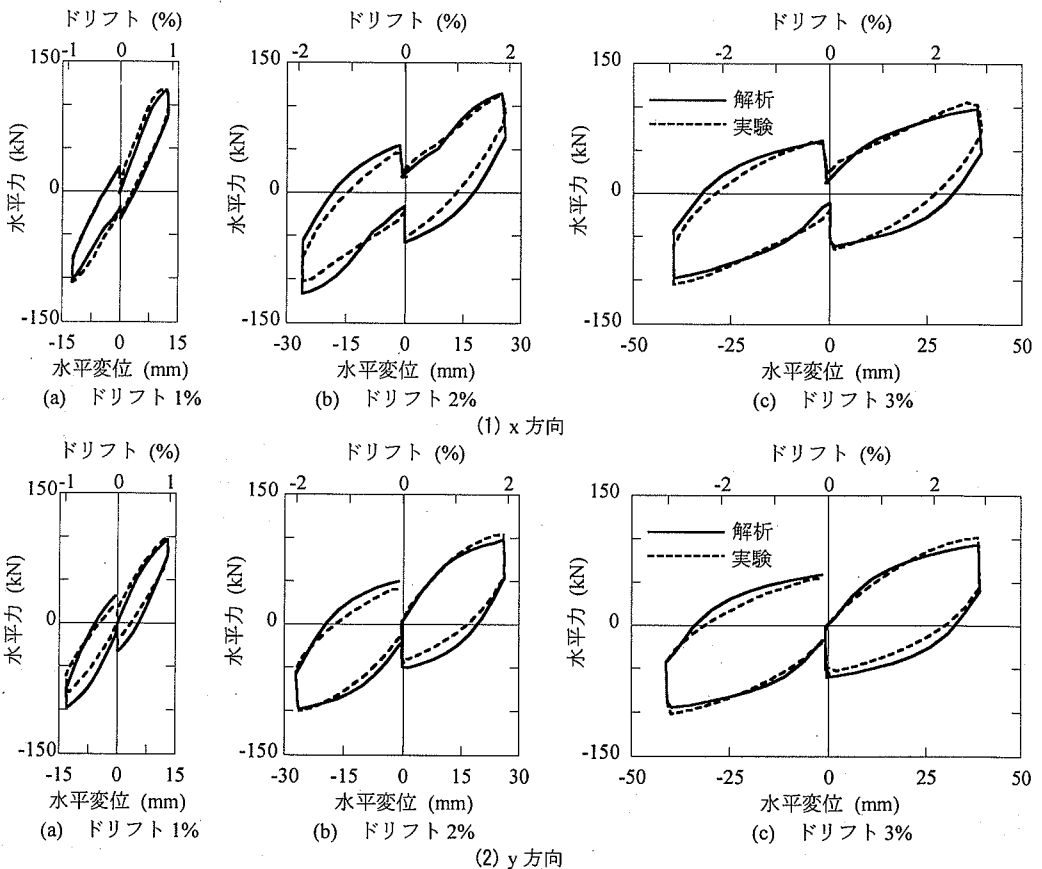
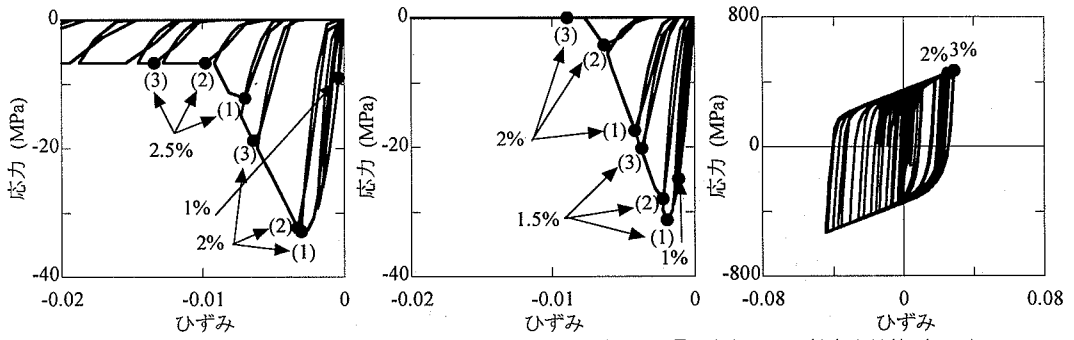


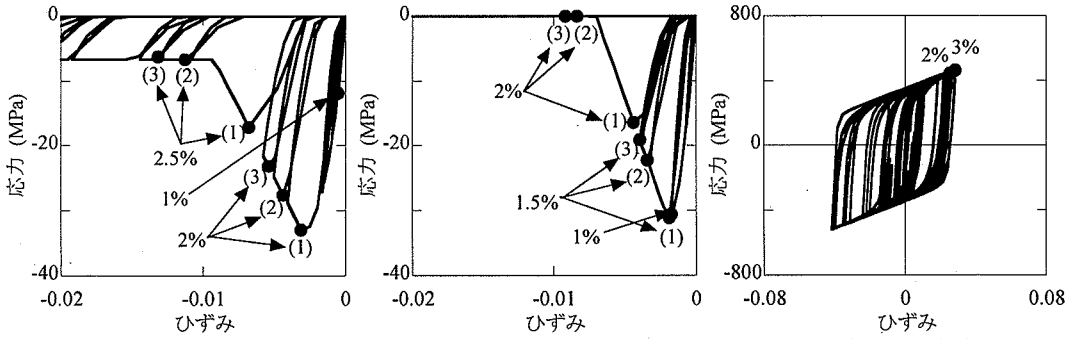
図-22 ドリフト1%, 2%, 3%の場合の履歴曲線の比較 (矩形載荷した場合)

図-23 は、ファイバー要素解析によって求めた A 面中央及び B 面中央のかぶりおよびコアコンクリートのうち、最外側に位置するファイバーにおいて計算される応力～ひずみ履歴と、同じく A 面及び B 面の中央に位置する軸方向鉄筋の応力～ひずみ履歴を

示した結果である。A 面と B 面ではそれほど大きな違いはないため、A 面に着目すると、コアコンクリートの最外縁では、ドリフト 2% の 1 サイクル目で最大応力 σ_{cc} に達し、その後、3 回目のくり返しになると、急速に除荷点応力 $\sigma_{ul,3}$ は小さくなる。これ

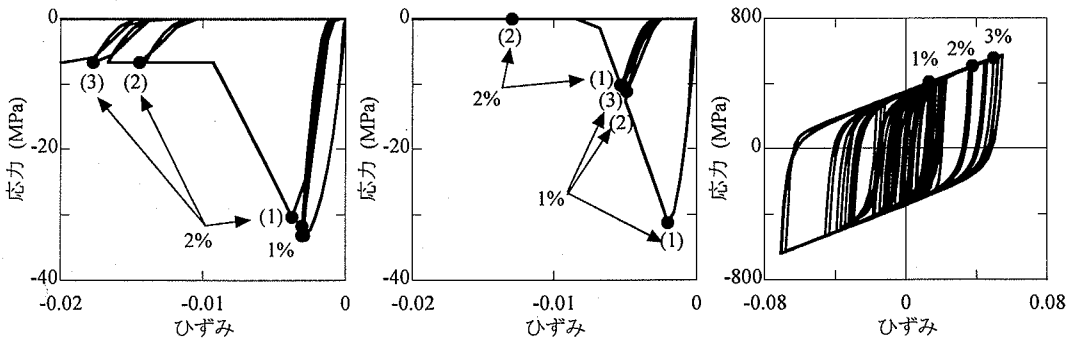


(a) コアコンクリート (A面の最外縁) (b) かぶりコンクリート (A面の最外縁) (c) 軸方向鉄筋 (A面)
(1) A面



(a) コアコンクリート (B面の最外縁) (b) かぶりコンクリート (B面の最外縁) (c) 軸方向鉄筋 (B面)
(2) B面

図-23 コンクリート及び軸方向鉄筋の応力～ひずみの履歴曲線(矩形載荷した場合、図中の(i)はiサイクル目の応力、ひずみであることを示す)



(a) コアコンクリート (b) かぶりコンクリート (c) 軸方向鉄筋

図-24 AD隅角部におけるコンクリート及び軸方向鉄筋の応力～ひずみの履歴曲線(矩形載荷した場合、図中の(i)はiサイクル目の応力、ひずみであることを示す)

は、この載荷過程で、コアコンクリートの最外縁が急速に劣化していくことを示している。ドリフト2.5%になると、 $\sigma_{ul,n}$ はすでに2回目のくり返しで最大応力 σ_{cc} の20%にまで低下する。また、かぶりコンクリートの最外縁では、ドリフト1.5%で最大応力 σ_{cc} に達し、ドリフト2%の3回目のくり返しでは応力は0にまで低下する。一方、軸方向鉄筋には、ドリフト3%の段階で、0.029程度の軸方向ひずみが生じる。

以上は、A面、B面の中央における履歴であるが、

水平2方向の地震力が重なり合う結果、隅角部ではより大きな変形が生じる。一例として、矩形載荷した場合のAD隅角部におけるコア及びかぶりコンクリート、軸方向鉄筋の応力～ひずみ履歴を示すと、図-24のようになる。矩形載荷においては、AD隅角部では、ドリフト1%、2%、3%等の場合には水平2方向の地震力が重なり合い、ドリフト1.5%、2.5%、3.5%等の場合には、水平2方向の地震力は重なり合わない。このため、コアコンクリートではドリフト1%載荷の1サイクル目で最大応力 σ_{cc} に達し、ドリ

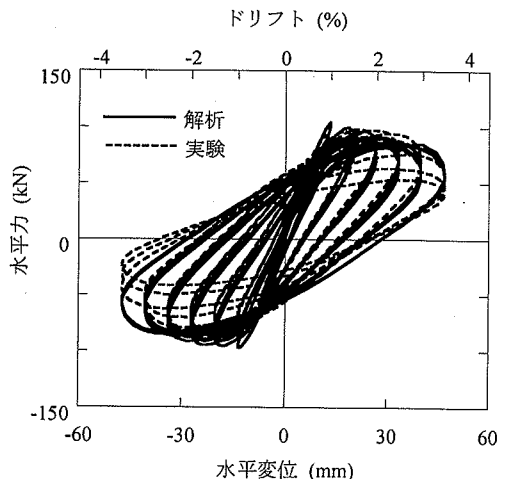
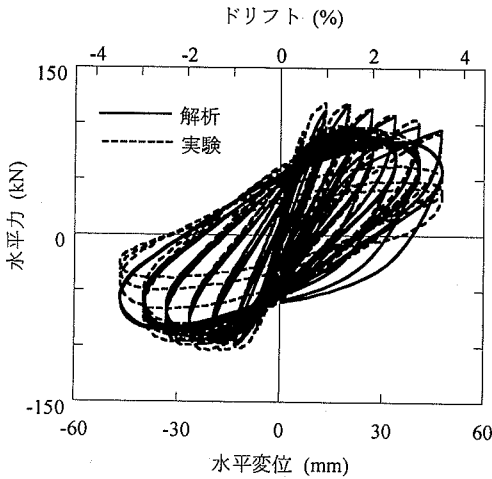
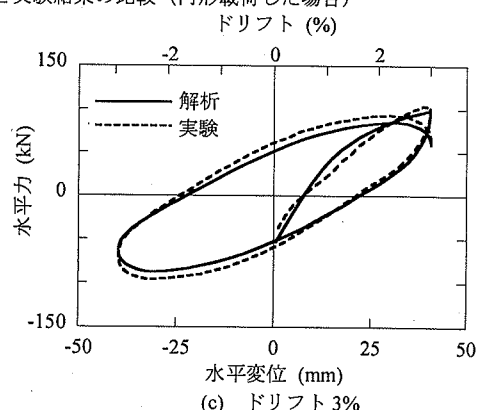
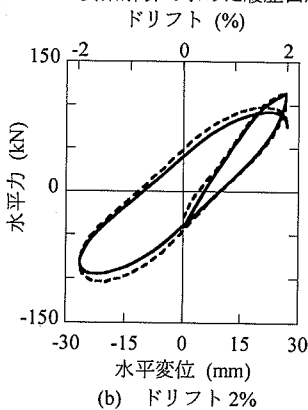
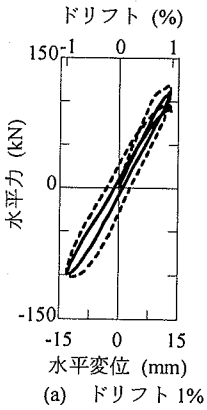
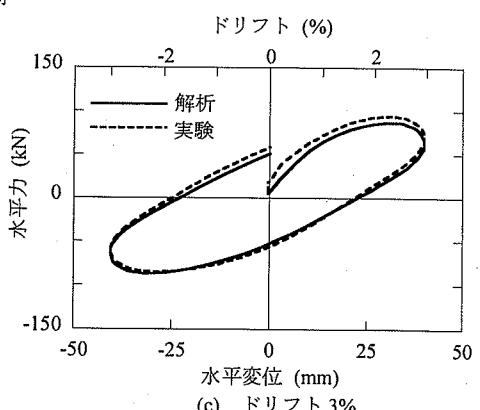
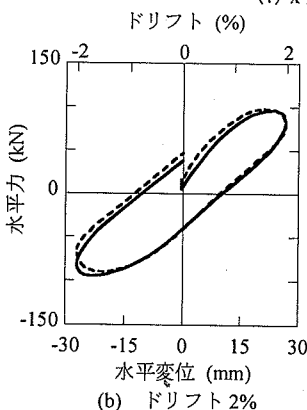
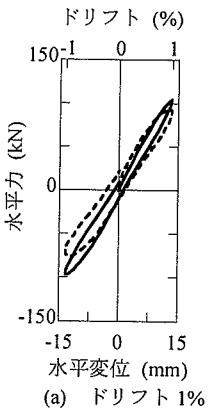


図-25 ファイバー要素解析で求めた履歴曲線と実験結果の比較 (円形載荷した場合)



(1) x方向



(2) y方向

図-26 ドリフト1%, 2%, 3%の場合の履歴曲線の比較 (円形載荷した場合)

フト2%の1サイクル目ではまだ最大応力 σ_{cc} の91%であるが、2サイクル目以降では最大応力 σ_{cc} の20%にと、急速に応力が低下していく。かぶりコンクリートも同様である。また、AD隅角部に位置する軸方向鉄筋には、ドリフト3%で0.05程度の軸方向ひずみが生じ、上述したA面やB面の0.029に比較し

て72%程度大きい。

以上のように、隅角部では載荷面の中央部に比較して、大きなひずみがコンクリートや軸方向鉄筋に生じ、それだけ、損傷も著しいことを示している。

以上に示したファイバー要素解析結果を基に、図-7に示した損傷状況を評価すると、隅角部から4面

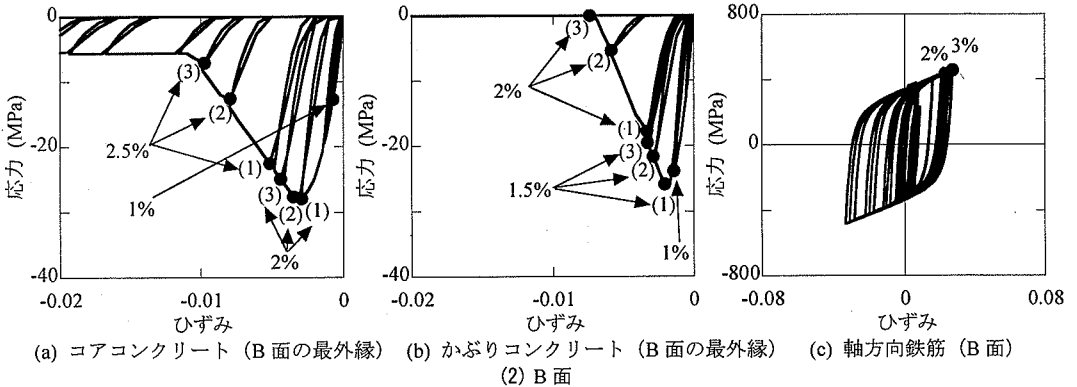
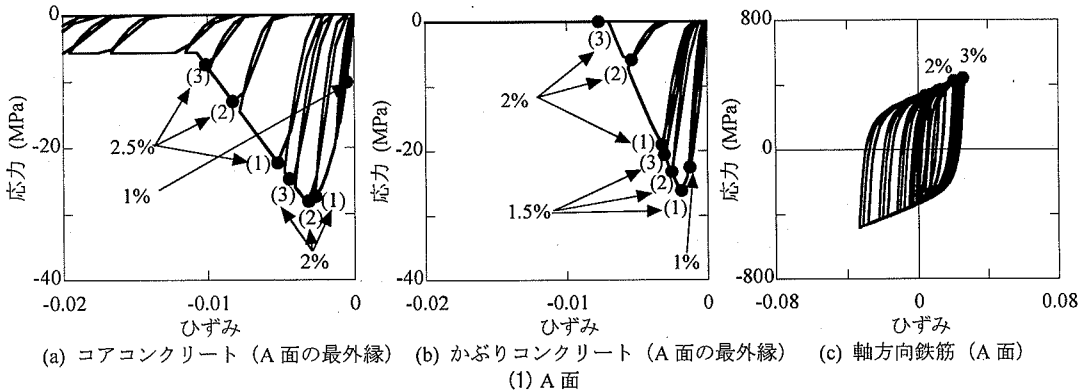


図-27 コンクリート及び軸方向鉄筋の応力～ひずみの履歴曲線 (円形荷重した場合、図中の(i)はiサイクル目の応力、ひずみであることを示す)

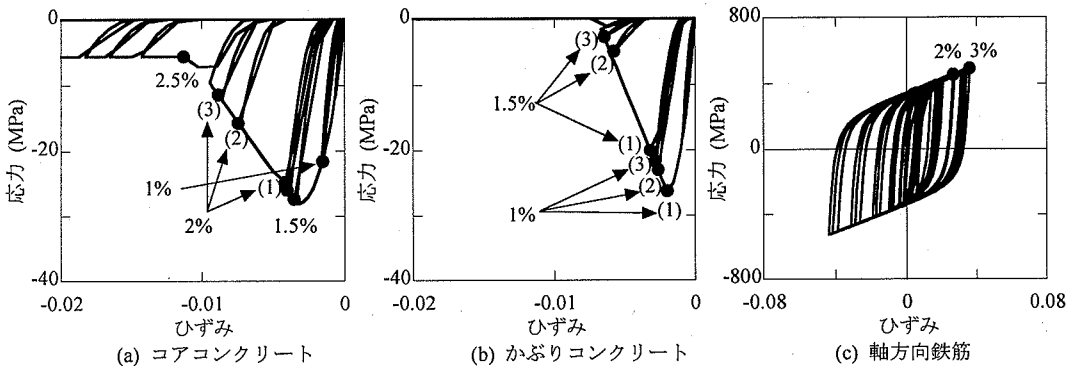


図-28 AD隅角部におけるコンクリート及び軸方向鉄筋の応力～ひずみの履歴曲線 (円形荷重した場合、図中の(i)はiサイクル目の応力、ひずみであることを示す)

に損傷が進展するという特徴は矛盾なく説明できる。具体的な損傷度の進展になると、外観に基づく損傷度の把握には大きな幅があるため、単純な比較は困難であるが、ファイバー要素解析では、ドリフト1.5%になると、かぶりコンクリートの最外縁が圧縮破壊し、さらに、ドリフト2%になると、コアコンクリートの最外縁も大きく損傷が進展すると予想されることは、実験によって得られた損傷状況と矛盾はないと考えられる。

c) 円形荷重した場合

同様に、円形荷重した場合の履歴曲線の比較を図-25に示す。これらによれば、ファイバー要素解析による履歴曲線は繰り返し荷重実験から求めた履歴曲線を極めてよい精度で再現できることがわかる。各ステップごとに、1サイクル目の履歴曲線に着目して、詳細に実験と解析による履歴曲線を比較した結果が、図-26である。ドリフト1%、2%、3%の場

合に対する比較を示している。ファイバー要素解析によって求めた履歴曲線は実験結果の最大変位に近づくにつれて履歴曲線が丸みを帯びるという特徴をよく再現している。

図-27, 図-28 は、ファイバー要素解析によって求めたそれぞれA面及びB面の中央とAD隅角部におけるコア及びかぶりコンクリート、軸方向鉄筋の応力～ひずみ履歴曲線である。A面中央では、コアコンクリート最外縁は2%ドリフトで、また、かぶりコンクリート最外縁は1.5%ドリフトで、それぞれ最大応力 σ_{cc} に達するのに対して、AD隅角部では、コアコンクリートは1.5%ドリフトで、また、かぶりコンクリートは1%ドリフトで、それぞれ最大応力 σ_{cc} に達する。

全体としては、コンクリート、軸方向鉄筋ともに、上述した矩形載荷した場合とよく似た履歴となっているが、隅角部においては、矩形載荷した場合の方が円形載荷した場合よりも塑性変形が大きくなっている。これは、前述したようにx方向、y方向のベクトル和が円形載荷よりも矩形載荷の方が大きいためである。軸方向鉄筋に生じるひずみは、ドリフト3%になると、A面では0.026であるのに対して、AD隅角部では0.035となっている。

以上のファイバー要素解析の結果によれば、コンクリート、軸方向鉄筋ともに、載荷面よりも隅角部の方が早く損傷が進展すると予想される。これを含めて、ファイバー要素解析から推定される損傷状況は、くり返し載荷実験によって得られた損傷状況と大きな矛盾はないと考えられる。

ただし、ファイバー要素解析では、橋脚サイズに応じてファイバー要素数や要素高さを適切に選定することが重要である。式(4), (10), (11), (12)により与えられるコンクリートの応力～ひずみ関係は、帯鉄筋で横拘束されたコンクリートの一軸圧縮試験^{9),10)}により求めたある区間での平均ひずみであり、この区間に応じたファイバー要素の高さの設定が重要と考えられる。実橋脚に対するファイバー要素解析に適したファイバー要素数や要素高さを定めるためには、フルスケールの橋脚に対する実験・解析による検証が必要であることを指摘しておきたい。

8. 結論

2方向地震力を受けるRC橋脚の曲げ耐力及び変形性能を明らかにするために、水平2方向の地震力を単純化した4種類の履歴を用いて、くり返し載荷実験を行うと同時に、コンクリート及び軸方向鉄筋の履歴特性を考慮したファイバー要素解析を行った。

本検討の結果得られた結論は、以下の通りである。

- 1) 水平1方向だけに載荷した場合に比較して、水平2方向に載荷すると、同一変位における曲げ耐力が低下すると同時に、変形性能も低下する。特に、矩形載荷、円形載荷した場合に、この影響は顕著である。
- 2) 水平1方向に載荷した場合には、載荷方向に直交する2面において損傷が進展するが、矩形載荷、円形載荷、楕円形載荷する場合には、隅角部から損傷が始まり、これが4面に進展していく。
- 3) 除荷、再載荷の影響および載荷繰返しによる塑性点ひずみの増加と除荷点応力の低下を考慮したコンクリートの構成則を用いてファイバー要素解析を行うと、コアコンクリートの損傷が大きく進展し、鉄筋の座屈が起こるまでの範囲では、繰返し載荷実験から得られる履歴曲線を精度よく再現することができる。ファイバー要素解析により得られるコア及びかぶりコンクリート、軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係は、繰返し載荷実験から得られる損傷状況をおおむね説明することができる。

謝辞：模型橋脚の設計は、(株)長大の矢部正明氏に多大なご協力をいただいた。模型橋脚の製作と実験に際しては、東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻の植原健治、畑田俊輔、山岸睦功、下山田英介、中澤宣貴、永田聖二、松川亮平、王毅、中村剛の各氏に絶大なご協力を得た。ここに記して厚くお礼申し上げる。

参考文献

- 1) 須田久美子, 村山八洲雄, 古市耕輔: 高軸力・二軸曲げを受けるRC部材のM- ϕ 関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 12, No. 2, pp. 251-256, 1990.
- 2) 川島一彦: 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす斜め方向載荷の影響, 土木技術資料, Vol. 33, No. 8, pp. 27-33, 1991.
- 3) 川島一彦, 長谷川金二: 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に及ぼす水平2方向同時載荷の影響, 土木技術資料, Vol. 34, No. 7, pp. 38-43, 1992.
- 4) 益子直人, 睦好宏史, Willam Tanzo, 町田篤彦: 仮動的実験を用いた2方向地震力を受けるRC橋脚の弾塑性応答性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 16, No. 2, pp. 1271-1276, 1994.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・第V編 耐震設計編, 1996.
- 6) 川島一彦, 渡邊学歩, 畑田俊輔, 早川涼二: 逆L字型橋脚の耐震性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.745/1-65, pp. 171-189, 2003.

- 7) 例えば, 川島一彦, 庄司学, 榎原泰造: 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, Vol. 46A, pp. 767-776, 2000.4.
- 8) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 9) Kent, D. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 97, No. ST7, pp. 1969-1990, 1971.
- 10) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度~ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No. 654/I-52, pp. 297-316, 2000.
- 11) Menegotto, M. and Pinto, P.E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, *Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, pp. 15-22, 1973.
- 12) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, No. 738/I-64, pp. 159-169, 2003.

(2003. 1. 14 受付)

EFFECT OF BILATERAL LOADINGS ON THE FLEXURAL STRENGTH AND DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE COLUMNS

Ryoji HAYAKAWA, Kazuhiko KAWASHIMA and Gakuho WATANABE

This paper describes the flexural strength and ductility of reinforced concrete bridge columns under bilateral loadings. Under a constant vertical load, the columns were subjected to bilateral loadings with four orbits (oblique direction to the strong axis, rectangular, circular and ellipse). A fiber element analysis was conducted. It was found that the deterioration of strength and ductility capacities of the columns resulted from the bilateral loadings is substantial, and that the fiber element analysis is effective to reproduce the hysteretic behavior of the columns under bilateral loadings.