

ファイバー要素解析に基づく 2 方向地震力を同時に受ける RC 単柱式橋脚の耐震性

荻本英典¹, 川島一彦², 渡邊学歩³, 永田聖二⁴

¹ 学生会員 東京工業大学大学院 修士課程 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 東京工業大学大学院 教授 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

³ 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 (同上)

⁴ 学生会員 東京工業大学大学院 博士後期課程 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

1. まえがき

1995 年の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となってきた. しかしながら, 現在でも 2 方向地震力の取り扱いには以前からの慣習がそのまま適用され, 橋軸方向, 橋軸直角方向それぞれ独立に耐震設計が行われている.

2 方向地震力を同時に受ける RC 橋脚の耐震性に関しては, 繰り返し載荷実験やハイブリッド載荷実験, 振動台実験等により検討されてきている. 例えば, 川島・長谷川らは長方形断面 RC 橋脚を対象に, 1 方向載荷した場合に比較して 2 方向載荷した場合には, 橋脚の隅角部から損傷が始まり, 耐力の低下が激しいこと, 履歴吸収エネルギーが小さいことを示している¹⁾. 益子・睦好らは 2 方向ハイブリッド実験を行い, 2 方向地震力が RC 橋脚に作用すると, ある 1 方向の変形が大きい場合には 2 軸間の相互作用によって, これに直交する方向に耐力低下が生じることを示している²⁾. 西田・運上らは, 正方形断面および円形断面を有する RC 単柱式橋脚に対して, 振動台実験を行い, 2 方向入力を与えた場合, 橋脚基部全面に損傷が生じることを示している^{3,4)}. 早川らは繰り返し載荷実験により, 斜め方向, 矩形, 円形, 楕円形に単純化した履歴を用いて 2 方向地震力を受けた場合の耐力低下のメカニズムを明らかにすると同時に, ファイバー要素解析により, 載荷履歴を精度良く再現できることを示している⁵⁾.

しかし, 2 方向地震力を受ける RC 橋脚の非線形応答に関する研究は始まったばかりで, 載荷履歴が橋脚耐力や変形性能に及ぼす影響は明らかにされていない.

そこで本研究では, 正方形断面の RC 単柱式橋脚を対象に水平 2 方向の地震力を同時に受けた場合の耐震性を検討するために行った, 2 方向のハイブリッド載荷実験の結果を示すとともに, ファイバー要素解析による実験結果の再現性について報告する.

2. 実験供試体および載荷方法

(1) 実験供試体

実験供試体は, 図-1 に示すような 400mm×400mm の正方形断面を有する RC 単柱式橋脚である. 基部から水平アクチュエータによる載荷点までの有効高さは 1350mm, かぶりコンクリート厚は 40mm であり, せん断支間比は 3.75 となっている.

橋脚模型は, これを小さな実橋脚として, 1996 年道路橋示方書に従い, 地震時保有耐力法に基づいて設計したものである⁶⁾. 地震時保有耐力法では, 模型橋脚が支持する上部構造の質量を 16t (橋脚基部の軸応力=1MPa), 橋脚の固有周期を 1 秒, 地盤種別はⅡ種と見込み, タイプⅠ, タイプⅡ地震動に対して断面を決定した. この結果, 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 50mm 間隔でそれぞれ配置した. この結果, 軸方向鉄筋比 (面積比), 帯鉄筋比 (体積比) はそれぞれ 1.27%, 0.79% となっている. 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, 最大粒径 20mm の粗骨材を用いた. スランプは 78~93mm, 載荷実験当日に行ったテストピースの一軸圧縮試験から求めた圧縮強度は表-1 示す通りであり, 26.9~34.2MPa である.

(2) 実験方法

実験は, 東京工業大学の耐震実験施設を用いて行った. ハイブリッド実験では, 橋脚は模型により, 桁は 1 質点系の質量として解析によりモデル化した. 3 径間連続橋を念頭におき, 橋脚は上下方向に 1 径間の桁重量に相当する 16t の質量を, また水平 2 方向に 3 径間に相当する 50t の質量を支持するものとした. このため, 鉛直方向のアクチュエータにより 160kN の軸力を荷重制御に加え, 橋脚基部から 1350mm の位置に取り付けた 2 台の水平方向アクチュエータを用いて水平力を与えた. ハイブリッド載荷では, Shing らの方法⁷⁾により数値積分を行い, アク

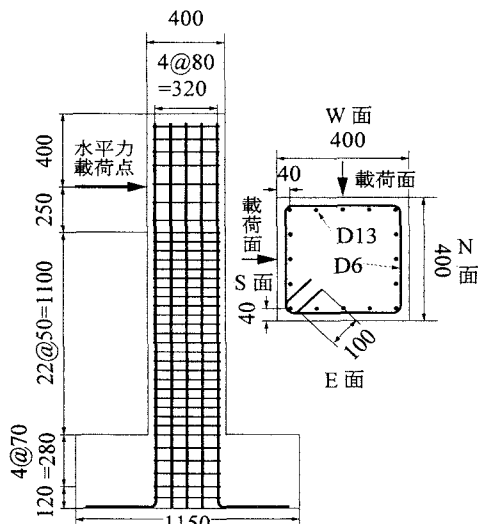


図-1 実験供試体

チューエータの $P-\Delta$ 効果の補正⁸⁾についても行っている。

前出の表-1には実験ケースも示している。ハイブリッド実験では、2種類の地震動を用いて、それぞれ1方向および2方向に入力した。入力地震動としては図-2に示すように、1995年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された記録の加速度振幅を40%に縮小した地震動(Kobe 40%地震動と呼ぶ)と1994年Northridge地震においてSylmar Parking Lotで観測された記録の加速度振幅を50%に縮小した地震動(Sylmar 50%地震動と呼ぶ)を用いた。1方向載荷の場合にはNS成分のみを作用させた。

以下に示す結果では、NS成分を作用させた方向をN面、S面、EW成分を作用させた方向をE面、W面と呼ぶ。

地震動強度がオリジナル記録に比べ小さいが、これは上述したように、上部構造質量として水平方向に16tを支持するものとして橋脚を設計したのに対して、ハイブリッド実験では、橋脚が水平方向に支持する上部構造の質量を50tと仮定したためである。

また、ハイブリッド実験では減衰定数 h は0.02、積分時間間隔 Δt は0.01秒とした。

3. ハイブリッド載荷実験

(1) Kobe 40%を1方向に入力した場合

図-3に示すように、4面にわたって曲げクラックが発生し、N面側のコーナーではかぶりコンクリートの圧縮による剥離が生じる。

応答変位は図-4の通りである。ここでは、比較のため後述する解析の結果も載せている。この応答変位の時刻歴によると、S面よりもN面側に応答変位が大きくなっている。N面側の最大ドリフトは5.4%である。載荷終了後にはN面側に0.86%ドリフトの残留変位が生じる。

図-5に示す水平力～水平変位の履歴によると、最大耐力は+側(N面側)で135.0kN、-側(S面側)で97.9kN

表-1 実験ケース

実験 ケース	1方向載荷		2方向載荷	
	Kobe 40%	Sylmar 50%	Kobe 40%	Sylmar 50%
圧縮強度 (MPa)	27.2	31.2	26.9	34.2

である。なお、図-5の履歴曲線についても図-4に示した応答変位の時刻歴同様に解析の結果についても掲載している。

(2) Sylmar 50%を1方向に入力した場合

載荷後の損傷を図-3に示す。S面とE面でのコーナー(以下、SE隅角部)でかぶりコンクリートの剥落が生じている。これは、図-4に示すように、応答がN面よりもS面側に4.8%ドリフトと大きく偏っているためである。

履歴曲線は図-5に示した通りであり、応答が卓越しているS面側で、最大曲げ耐力は141.6kN程度である。また、載荷終了後の残留変位はS面側へ0.54%ドリフトである。

(3) Kobe 40%を2方向に入力した場合

Kobe 40%を2方向に入力した後の損傷は、図-3に示す通りであり、明らかにKobe 40%を1方向に入力した場合よりも著しい。4面全てにおいて多数の曲げクラックが生じているほか、かぶりコンクリートが隅角部から側面に進展する形で剥離している。SE隅角部では損傷がコアコンクリートに及び、コアコンクリートも剥落している。また、S面およびE面に配置してある計8本の軸方向鉄筋に局部座屈生じた。

図-6、図-7はそれぞれ2方向入力した場合の応答変位の時刻歴および水平力～水平変位関係を示している。なお、図-6、図-7についても、1方向の場合と同様、後の比較のため解析結果についても載せている。図-6の応答変位の時刻歴によると、NS方向には6.6秒以降、+側(N面側)への大きく偏った応答となり、時刻6.9秒と8.7秒の2回にわたり、それぞれ6.3%ドリフトのピーク応答が生じた。この結果、載荷終了後にはN面側へ0.43%ドリフトの残留変位が生じた。同じKobe 40%入力でも1方向入力した場合には、最大応答は5.4%ドリフト(N面側)であったのに対して、2方向入力した場合には、これよりも増加する。一方、EW方向では、6.6秒付近から、応答変位は-側(W面側)に偏り、最大変位4.2%ドリフトを迎えるが、その後は+側(E面側)に戻り、最終的には+側へ0.34%ドリフトの残留変位を生じる。

図-7の履歴曲線によると、NS方向には曲げ耐力は、+1.1%ドリフト付近では118kNである。その後、応答を繰り返し、最初に+6%ドリフト程度の応答が生じた際には、曲げ耐力はまだ118kNと低下していないが、2回目

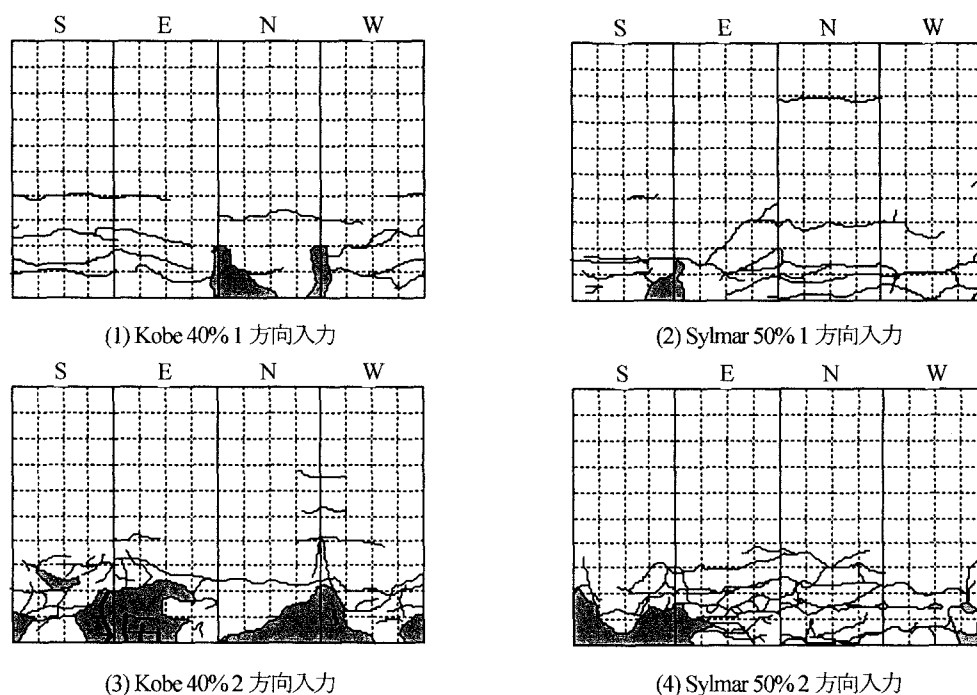
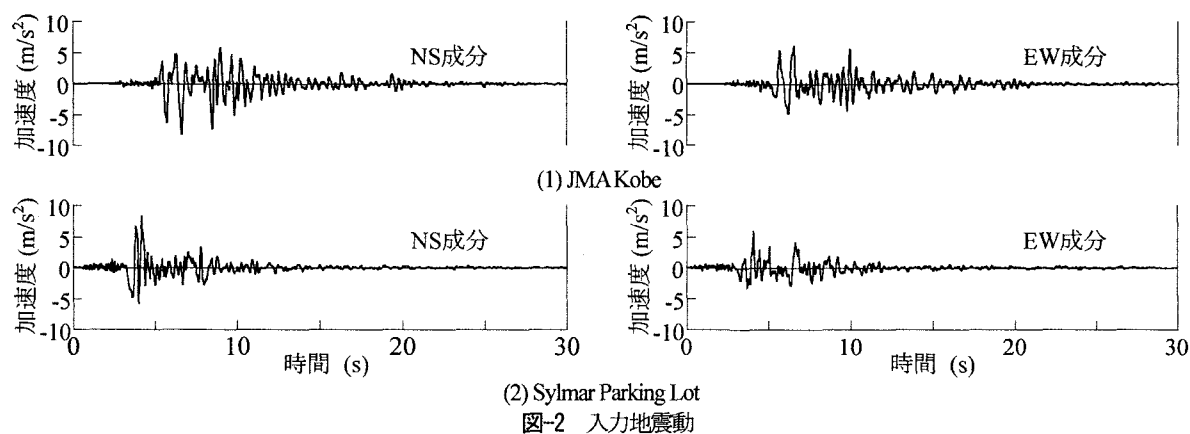


図-3 ハイブリッド載荷実験の損傷

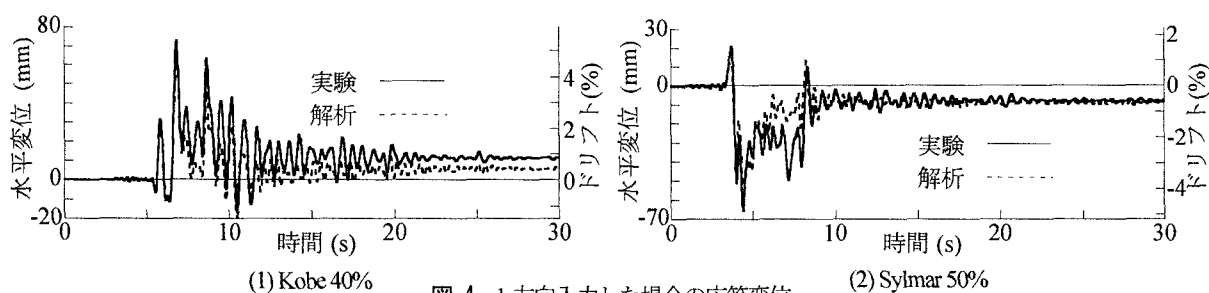


図-4 1 方向入力した場合の応答変位

に+6%ドリフトに達した時には曲げ耐力は108kNとなり、約8.5%低下している。一方、EW方向では最大耐力は+側には109.0kN、-側には101.8kNである。また、W面側の履歴曲線は丸みを帯びたものとなっており、これは2方向曲げによるインターアクションによるものである⁵⁾。

(4) Sylmar 50%を2方向に入力した場合

Sylmar 50%を2方向に入力した後の損傷は、図-3に示

す通りである。S面で広範囲にかぶりコンクリートが剥離した。Sylmar 50%を1方向に入力した場合に比べると、より多くの曲げ水平クラックが生じている。Kobe 40%の2方向入力では軸方向鉄筋に局部座屈生じたが、この実験ケースでは鉄筋に損傷は生じなかった。

図-6に示す応答変位によると、NS方向には4.4秒で一侧(S面側)に5.5%ドリフトと最大になった後、橋脚は最後までS面側に偏ったまま振動を続け、最終的に2.1%

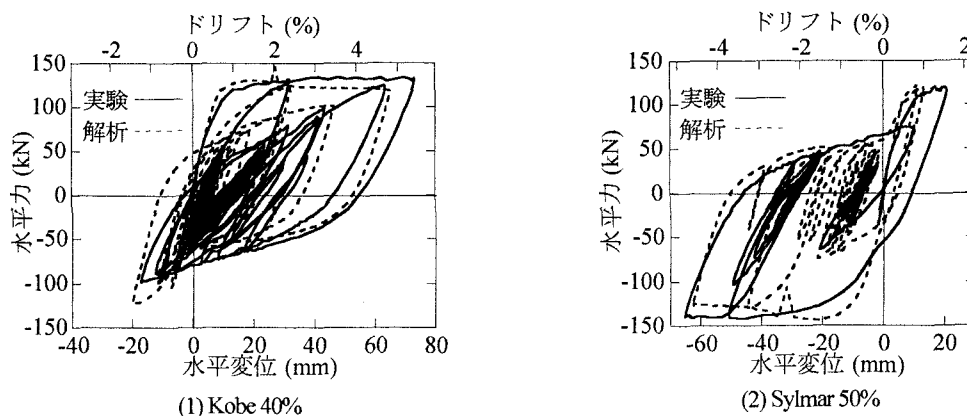


図-5 1方向入力した場合の水平力～水平変位の履歴

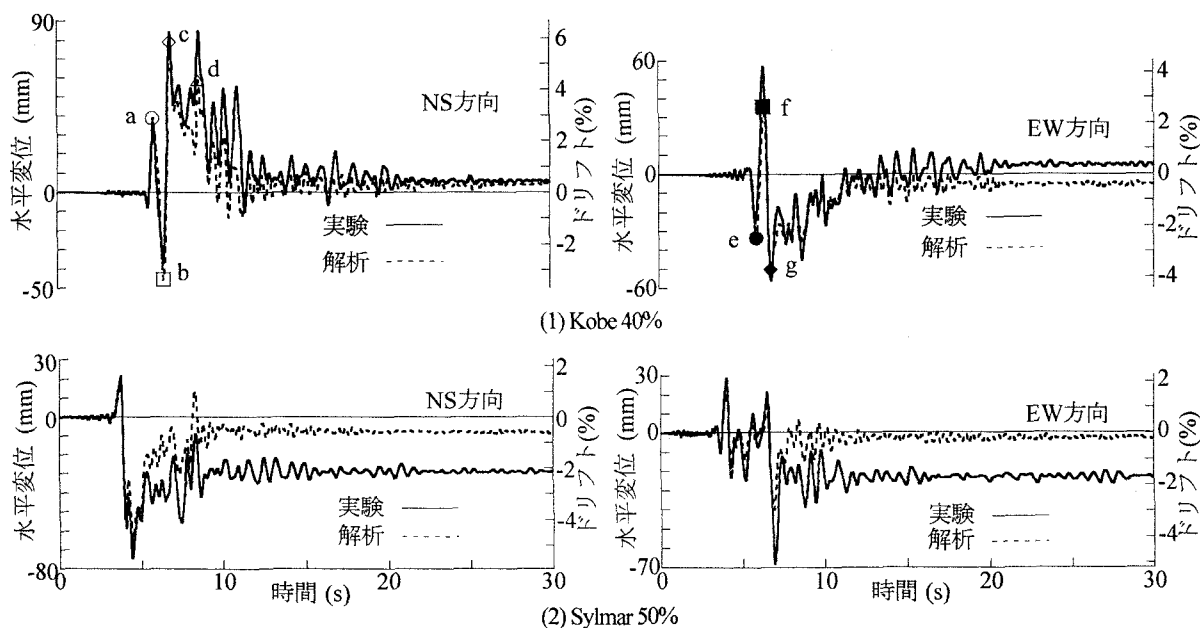


図-6 2方向入力した場合の応答変位

ドリフトの残留変位を生じる。Sylmar 50%を1方向に入力した場合には、S面側への最大応答は4.8%ドリフトであり、2方向入力した場合の方が最大応答は0.7%ドリフトだけ大きい。EW方向においても6.9秒において一側(W面側)で最大応答を迎えた後、W面側に偏って振動し続け、载荷終了時には1.7%ドリフトの残留変位が生じた。

図-7の履歴曲線によると、NS方向では4.2%ドリフト時に最大耐力が124kNであるが、-5.4%ドリフト時には115kNと8%程度耐力が低下している。前述したように、Sylmar 50%を1方向入力した場合の最大耐力は142kNであり、2方向入力した場合の方が13%小さくなる。一方、EW方向では+側载荷でのポストピークが負勾配になっている。また、2方向の曲げ耐力のインターアクションにより履歴のコーナーが丸みを帯びている。

4. ファイバー要素解析

(1) 解析モデル

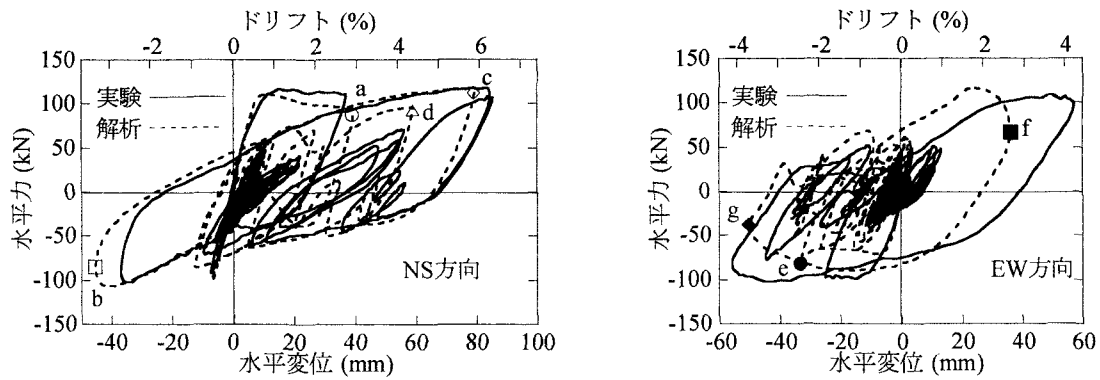
ハイブリッド载荷実験による橋脚の地震応答をファイ

バー要素解析により再現するために、橋脚模型を図-8に示すようにモデル化した。塑性ヒンジ区間は高さ方向に1段のファイバー要素でモデル化した。1方向载荷の解析では载荷方向に直交する方向(NS方向)にコンクリートは44要素、軸方向鉄筋は5要素の1次元ファイバー要素で、また、2方向载荷の解析ではNS方向、EW方向にそれぞれコンクリートは18分割(計324要素)、軸方向鉄筋は5分割(計16要素)の2次元ファイバー要素に分割した。

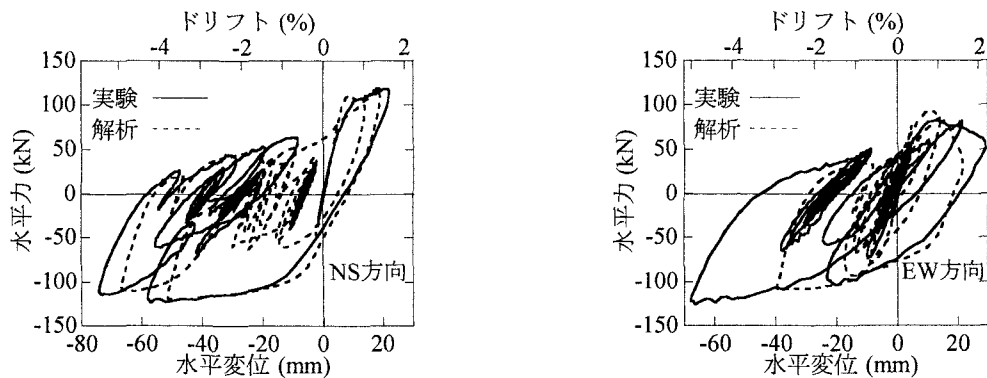
塑性ヒンジ区間長は、道路橋示法書に基づいて、橋脚幅の1/2(200mm)とした。図-3に示した橋脚の損傷状況では、隅角部を除けば、コアコンクリートの損傷や軸方向鉄筋の局部座屈が生じた高さは、橋脚幅の1/2以内に収まっており、塑性ヒンジ区間長の仮定は妥当であると考えられる。

塑性ヒンジ区間以外の橋脚躯体は線形はり要素でモデル化した。橋脚躯体の剛性としては、橋脚の降伏剛性を用いている。

また、フーチング内の軸方向鉄筋の伸び出しの影響を線形回転ばねでモデル化した。ここで、回転ばね定数 k_θ



(1) Kobe 40%



(2) Sylmar 50%

図-7 2方向入力した場合の水平力～水平変位履歴

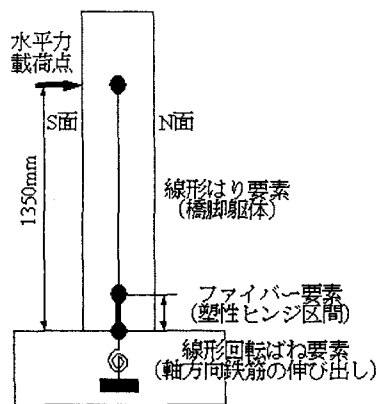


図-8 実験供試体のモデル

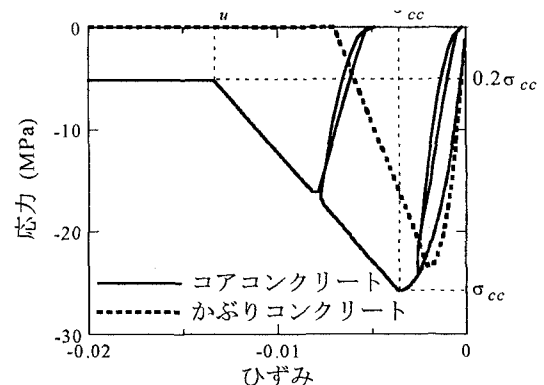


図-9 コンクリートの応力～ひずみ関係

をどのように求めるかが重要である。ここでは、曲率を測定する目的で橋脚基部から25mm (NS 方向), 62.5mm (EW 方向) の高さに取り付けた鋼棒の上下方向変位から回転角 θ_b を計測し、これとモーメント M_b との履歴を求め、その初期剛性から回転ばね定数を定めることを試みた。しかし、この回転角 θ_b には、塑性回転角やフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの寄与度が実験ケースによって異なるという理由以外に、測定誤差も含まれていると考えられる。このため、本解析では k_θ として、水平力～水平変位の履歴曲線の初期剛性に対して整合性が良い、 $k_\theta=150\text{MNm/rad}$ を用いることとした。

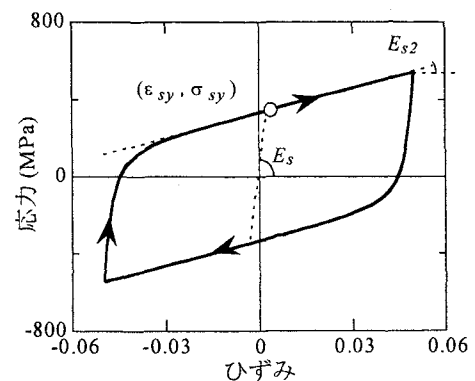


図-10 軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係

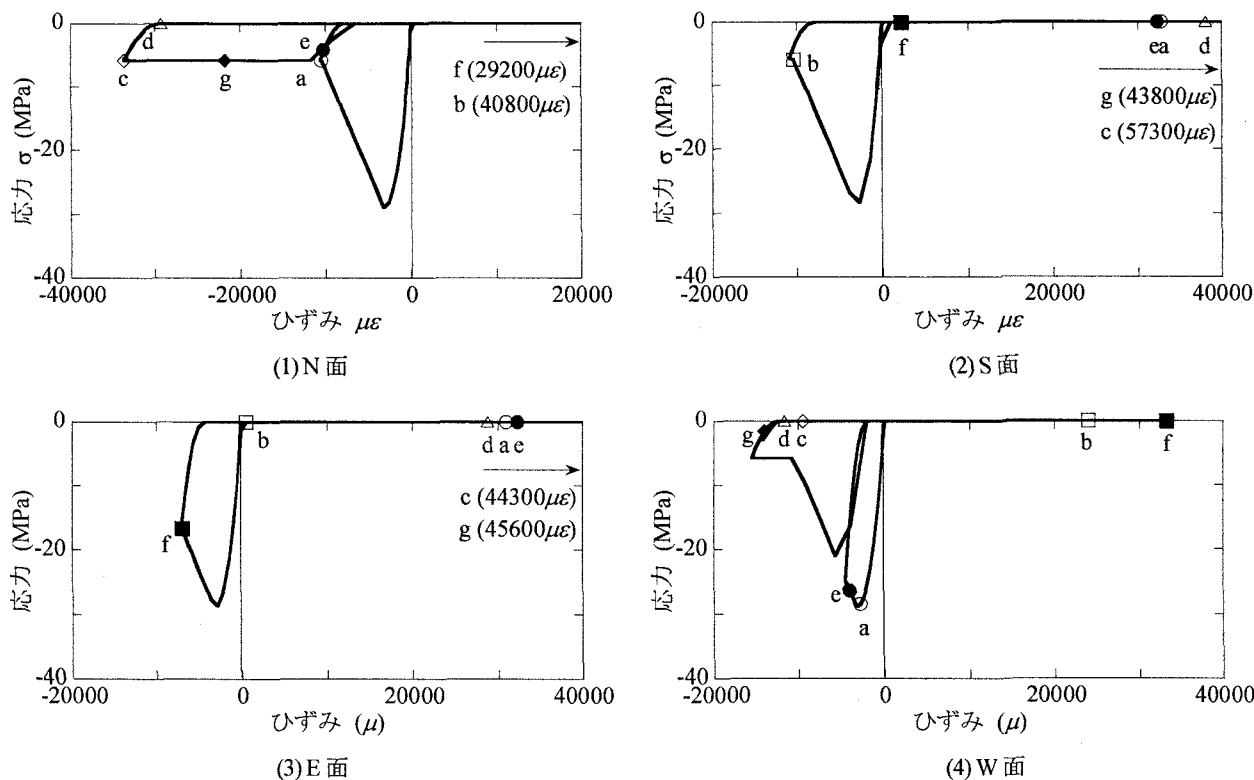


図-11 コアコンクリートの応力～ひずみの履歴 (Kobe 40% 2 方向入力)

コンクリートの応力～ひずみ関係としては、包絡線には Hoshikuma et al. による提案式¹⁰⁾を、除荷・再載荷履歴には堺らの履歴モデル¹¹⁾を用いた。図-9 はコンクリートの履歴を示したものである。

軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係としては、図-10 に示すように Bauschinger 効果を考慮できる Menegotto-Pinto モデル¹²⁾を用いた。ただし、これを小振幅で除荷・再載荷しても応力が過大評価されないように、堺・川島が修正した履歴モデル¹³⁾を用いた。

(2) ファイバー要素解析

前出の図-4、図-5 は Kobe 40% および Sylmar 50% を 1 方向に入力した場合を対象に、それぞれ応答変位および水平力～水平変位を解析値と実験値で比較した結果である。いずれの入力の場合にも、解析による応答変位は実験結果をよく表している。特に、地震動が作用し始めた後、橋脚が最大応答に達するまでは解析と実験の一致度は極めて良い。また、水平力～水平変位の履歴曲線は全体として実験結果をよく再現している。ただし、詳しく見ると、Kobe 40% の場合には、実験では 6.8 秒以降、+ 側 (N 面側) に応答変位が偏り、最終的に 0.86% ドリフトの残留変位が生じたのに対して、解析では残留変位が 0.39% ドリフトとわずかに小さい。

一方、Sylmar 50% の場合には、7 秒～8 秒の間において実験に比較して解析の変位振幅の方がやや小さいが、こ

れ以降の応答や残留変位については実験値とよく一致している。

前出の図-6、図-7 は Kobe 40%、Sylmar 50% を 2 方向に入力した場合のそれぞれ応答変位および水平力～水平変位の履歴曲線を実験と解析で比較した結果である。Kobe 40% の場合には、EW 方向では、最終的な残留変位が実験では +0.34% ドリフトであるのに対して解析では -0.40% と、実験の最大応答変位 (4.2% ドリフト) に対して 17.3% の違いが生じるほか、NS 方向では 7 秒～10 秒の間で解析値が実験値に比較してわずかに小さいといった点があるが、NS 方向、EW 方向ともに解析値は実験値とよく一致する。

一方、Sylmar 50% の場合には、地震動作用後、応答が最大となるまでは解析値と実験値はよく一致しているが、実験では -2.1% ドリフト (NS 方向)、-1.7% ドリフト (EW 方向) の残留変位が生じるのに対して、解析では -0.5% ドリフト (NS 方向)、-0.21% ドリフト (EW 方向) と、実験による NS 方向および EW 方向の最大応答変位 (それぞれ 5.5% ドリフト、-5.0% ドリフト) に対して、それぞれ 29.1%、29.8% だけ残留変位を過小評価している。このため、最大応答以降の変位応答の一致度が低下している。上述した 1 方向入力の場合も含めて、残留変位はわずかな復元力の違い、特にポストピーク以降の剛性に敏感であり、現状では解析的な再現が困難であることを示している。

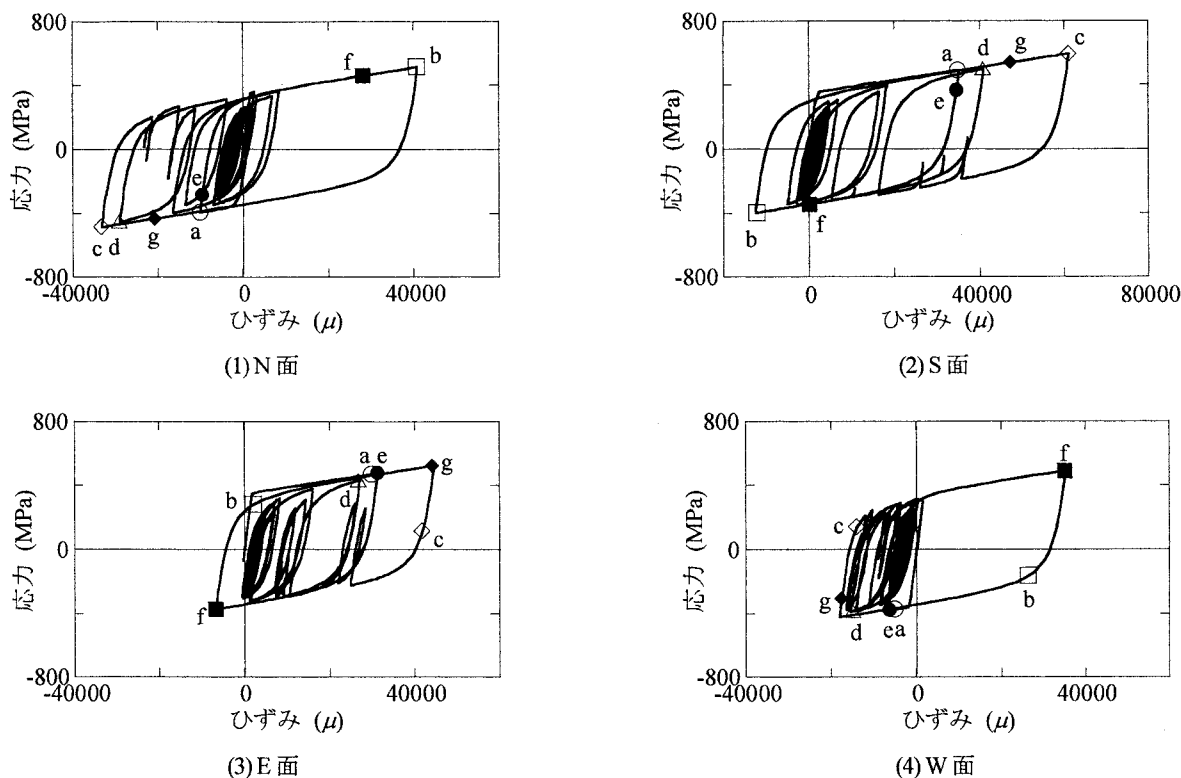


図-12 軸方向鉄筋の応力～ひずみの履歴 (Kobe 40% 2 方向入力)

(3) ファイバー要素解析による応力～ひずみ関係

図-11 および図-12 は、Kobe 40%の2方向入力を例に、ファイバー要素解析から求めたコアコンクリートおよび軸方向鉄筋の応力～ひずみの履歴を示したものである。それぞれ、N～Wの4面における中央位置での最外縁コアコンクリートおよび軸方向鉄筋に対する結果を示している。図中のa～dおよびe～gは図-6および図-7に示した7時刻の値に相当する。+側（N面側）に最初のピーク応答が生じたa点（5.87秒）では、N面中央のコアコンクリートはすでに最大応力を通り越し、最大応力の20%（-5.77MPa）にまで低下している。その時のひずみは -10500μ である。N面側およびS面側中央の軸方向鉄筋には、それぞれ -10000μ 、 34900μ の圧縮および引張ひずみが生じている。本文では割愛しているが1方向入力した場合の応力～ひずみ関係とこれら2方向入力した場合のひずみとを比較すると、2方向入力した場合にはN面側のコアコンクリートでは54.4%、軸方向鉄筋では53.8%、S面側の軸方向鉄筋では18.3%それぞれ大きくなっている。すなわち、初めの+側（N面側）へのピーク応答点において、コアコンクリートや軸方向鉄筋に生じるひずみや応力は2方向入力した場合の方が1方向入力した場合よりも大きいという点が重要である。

同様に、N面側に2回生じた最大応答のうちの最初のc点（6.91秒）では、N面およびS面側中央のコアコンクリートには、それぞれ -33600μ の圧縮および 57300μ の引張ひずみが、また、N面およびS面中央の軸方向鉄筋に

は、それぞれ -33200μ の圧縮および 61000μ の引張ひずみが生じる。これらを前出のa点同様に1方向入力した場合の応力～ひずみ関係と比較すると、N面およびS面側のコアコンクリートひずみは、それぞれ47.4%、1.4%、また、N面およびS面の軸方向鉄筋のひずみはそれぞれ48.9%、9.1%大きくなっている。

5. 結論

本研究では、同一の正方形断面を有するRC製供試体を用いて、KobeおよびSylmarの地震動を用いた1方向および2方向のハイブリッド載荷実験を行うと同時に、ファイバー要素解析による実験の数値シミュレーションを行った。本検討の結果、得られた結論は以下の通りである。

- 1) 1方向加振では、載荷方向に直交する面から損傷が進展するのに対して、2方向加振では、隅角部から4面に損傷が進展し、損傷は1方向加振した場合よりも著しい。この結果、1方向加振した場合の最大耐力に比較して2方向加振した場合の当該方向の最大耐力は小さい。
- 2) Kobe 40%およびSylmar 50%の2方向載荷実験では、最大応答変位に大きな差は生じないものの、残留変位については入力地震動によって大きく異なる。
- 3) ファイバー要素解析は、ハイブリッド載荷実験による橋脚模型の応答変位および水平力～水平変位

の履歴を全体的によく再現するが、最大応答以降実験値を過小評価する場合がある。

- 4) 上述した 3) の結果、残留変位についても過小評価する場合がある。残留変位はポストピークの剛性の違いに大きく影響されることが知られており、現状のファイバー要素解析の精度はまだ十分とは言えない。

6. 謝辞：本研究に際しては、(株)長大の矢部正明氏に模型橋脚の設計をお願いした。また、東京工業大学川島研究室の中村剛、市川吉洋、福田智之、宮路健太郎、木島健の各氏には模型作製および実験にご支援を頂いた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 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. 34-7，pp. 38-43，1992
- 2) 益子直人，睦好宏史，William 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 橋脚の弾性応答性状：コンクリート工学年次講演論文集，Vol.16，No.2，pp. 1271-1276，1994
- 3) 西田秀明，運上茂樹，長屋和宏：正方形断面 RC 柱の水平 2 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
- 4) 西田秀明，運上茂樹：円形鉄筋コンクリート柱の水平方向加振振動台実験，第 5 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 259-270，2002
- 5) 早川涼二，川島一彦，渡邊学歩：2 方向地震力を受ける RC 橋脚の耐震性に関する研究，土木学会論文集，No.759/I-67，pp. 79-98，2004
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996
- 7) Shing，P. B.，Vannan，M. T. and Cater，E.：Implicit Time Integration for Pseudodynamics Tests，Earthquake Engineering and Structural Dynamics，Vol. 20，pp. 551-576，1991
- 8) 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，投稿中
- 9) 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，Vol. 46A，pp. 767-776，2000
- 10) 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
- 11) 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
- 12) Menegotto，M. and Pinto，P. E.：Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Force and Bending，Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads，pp. 15-22，1973
- 13) 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
- 14) Kawashima，K.，MacRae，G. A.，Hoshikuma，J. and Nagaya，K.：Residual Displacement Response Spectre，Journal of Structural Engineering，ASCE，124-5，pp. 523-530，1998