

軸力変動の影響を考慮した ラーメン式橋脚の動的照査に関する検討

熊木幸¹・矢部正明²

¹ (株)長大 構造防災室 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730)

E-mail:kumaki-m@chodai.co.jp

² (株)長大 構造防災室 技術統括 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730)

E-mail:yabe-m@chodai.co.jp

ラーメン式橋脚にレベル2地震動が作用すると、橋脚柱部に生じる軸力は大きく変化する場合があります。軸力の変化にともない断面の曲げモーメントー曲率関係 ($M-\phi$ 関係) も変化するため、ラーメン式橋脚の耐震設計では、軸力変動の影響を無視できない。本報告ではファイバーモデルと、ある一定軸力に対して求めた $M-\phi$ モデルという非線形モデルを用いて、ラーメン式橋脚の動的照査法に関する検討を行った。具体的には、4種類の非線形モデルに多数の入力地震動を作用させて、非線形モデルの違いがラーメン式橋脚柱部の非線形応答に与える影響を検討するとともに、 $M-\phi$ モデルに対する構造解析係数の設定を試みた。

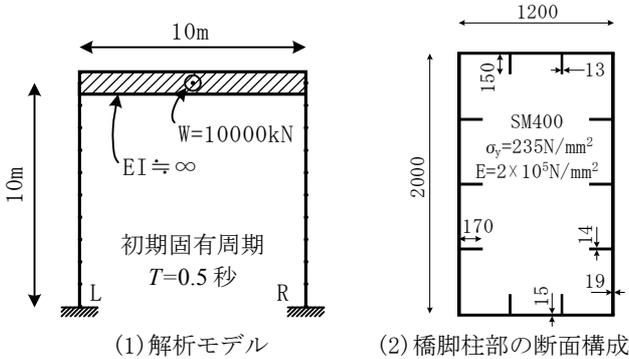
Key Words : Rigid frame pier, Varying axial forces, Seismic performance Assessment, $M-\phi$ model, Fiber elements model, Structural analysis factor

1. はじめに

レベル2地震動に対する鋼製橋脚の耐震照査において要求性能を求める動的解析モデルは、有限要素モデル、ファイバーモデル、復元力モデルに大別することができる^{1), 2)}。その解析理論と鋼構造に現れる様々な非線形現象の関係から、有限要素モデル、ファイバーモデル、復元力モデルの順に実現現象の再現性が高いとみなされている。有限要素モデルは、鋼構造に現れる様々な非線形現象をその解析理論の中で無理なく考慮できるが、解析コストが非常に高いことと、材料の応力ーひずみ関係の動的特性に関する実証的な研究成果が少ないという問題を有している。ファイバーモデルは局部座屈の影響は考慮できないが、復元力モデルでは考慮できない軸力変動や2軸曲げ問題を考慮できる。しかし、有限要素モデルと同様に、材料の応力ーひずみ関係の動的特性に関する実証的な研究成果が少ない。復元力モデルは、局部座屈の影響や軸力変動および2軸曲げ問題を考慮できないが、材料の応力ーひずみ関係にさかのぼることなく、部材の復元力特性を部材の実験結果に合うように定めたものであり、部材に生じた損傷と解析より得られた結果を直接関連づけることができるため、動的解析結果に対する判断を下しやすいという利点を有している。さらに、復元力モデル

は、そのモデル化の段階で部材や断面の耐力と変形性能が目に見える形で得られるため、経験を積んだ技術者であれば、動的解析結果に基づいた耐震照査の結果がOUTとなった場合でも、部材や断面をどう修正すべきかを、復元力モデルの降伏耐力と最大耐力の比や塑性域の変形性能からその方向性を定めることができる。復元力モデルのこのような利点を生かしながら、その適用範囲を広げていこうという研究も幾つかある^{3), 4), 5)}。著者らも、実務設計の場身を置く技術者として復元力モデルの足りない部分を認識しながらも、その適用範囲を広げていきたいと感じている。

本論文は、鋼製ラーメン橋脚の面内方向の耐震照査に用いる非線形地震応答を、復元力モデルを用いて求めることの適用範囲の拡大を目的としたものである。具体的には、鋼製ラーメン橋脚柱部にある軸力に対する曲げモーメントー曲率関係を骨格曲線とした復元力モデルを与えた非線形動的解析と、ファイバーモデルによる非線形動的解析を行い、その非線形地震応答を比較し、耐震照査に用いる最大変形(曲率等)量が、復元力モデルとファイバーモデルでどのような関係にあるかを解析的に検討したものである。ここで注意しなければならないのは、ファイバーモデルは時々刻々と変化する軸力の影響を考



(1) 解析モデル (2) 橋脚柱部の断面構成

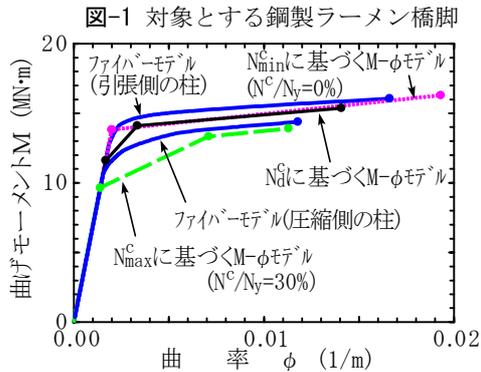


図-2 軸力の変化と曲げモーメントと曲率の関係

慮できるという点で、ある軸力に対する曲げモーメント-曲率関係を骨格曲線とした復元力モデルよりも優れているというだけであり、ファイバーモデルによる解析結果が鋼製ラーメン橋脚の地震時の挙動を正しく現しているということではないということである。本論文の後半部では、ここでの結果を統計処理し、限界状態設計法の設計書式のひとつである部分安全係数法の構造解析係数^{6), 7), 8), 9), 10)}を提案しているが、上述したような理由によりここでの結果は相対的なものであり絶対的なものではない。鋼製ラーメン橋脚の面内方向の耐震照査を行う上で考慮しなければならない要因として、局部座屈、軸力変動、横梁のせん断座屈の影響がある¹¹⁾。局部座屈は、その影響が顕著とならない範囲で鋼製ラーメン橋脚の耐震性能を設定することを基本¹²⁾とし、横梁に生じるせん断座屈も、橋脚柱部にとってはエネルギー吸収を分担してくれるため、橋脚柱部の非線形地震応答には悪影響を及ぼさないとみなしその影響を無視した。

2. 対象とするラーメン橋脚と解析モデル

検討対象とするラーメン橋脚は、道路橋を対象として設計されたものであり、図-1に示すような矩形断面を有する高さ10m、横梁の長さ10mの鋼製ラーメン橋脚である。ここでの検討目的が橋脚柱部の軸力変動の影響をどう考慮するかにあるので、橋脚柱部の軸力変動が生じやすいように横梁を剛要素で表し、解析モデルに与える質量は全て横梁の中央に集約した。部材の減衰性能は、その変形量によって大きく異なるが、脚柱部の履歴減衰は復元力モデルによって自動的に考慮されるので、鋼部材が降伏点以下の変形にあるときの減衰定数として1%を仮定し、それ

表-1 入力地震動に用いる実地震で得られた強震記録

タイプ	No	地震名	年.月.日	マグニチュード	深さ(km)	観測地点	SI値(cm/sec)
タイプI地震動	1	東北東方沖	1968.05.16	7.9	0	幌満橋	5.8
	2	青森県東方沖	1968.05.16	7.5	40	幌満港	4.3
	3	大島近海	1978.01.14	7.0	0	熱海変電所	4.4
	4	大島近海	1978.01.14	7.0	0	沼津変電所	5.7
	5	宮城県沖	1978.02.20	6.7	50	開北橋	5.0
	6	宮城県沖	1978.06.12	7.4	40	開北橋	11.2
	7	日本海中部	1983.05.26	7.7	14	七峰橋	20.5
	8	釧路沖	1993.01.15	7.8	107	釧路気象台	76.2
	9	宮城県沖の地震	2003.05.26	7.0	71	牡鹿	58.0
	10	宮城県沖の地震	2003.05.26	7.0	71	小野田	37.0
	11	越前岬沖	1963.03.27	6.9	0	名古屋港	4.1
	12	日向灘	1968.04.01	7.5	30	板島橋	17.8
	13	東北東方沖	1968.05.16	7.9	0	釧路港	8.6
	14	青森県東方沖	1968.05.16	7.5	40	室蘭港	8.7
	15	岩手県沖	1968.06.12	7.2	0	八戸港	4.1
	16	愛媛県西部沿岸	1968.08.06	6.6	40	板島橋	33.1
	17	愛媛県西部沿岸	1968.08.06	6.6	40	細島港	7.1
	18	日向灘	1969.04.21	6.5	10	細島港	7.0
	19	北海道東部	1969.08.12	7.8	30	釧路港	6.7
	20	北海道南部地方	1970.01.21	6.7	50	釧路港	4.2
	21	宮崎県沖	1970.07.26	6.7	10	細島港	12.0
	22	襟裳岬沖	1971.08.02	7.0	60	釧路港	8.2
	23	八丈島東方沖	1972.12.04	7.2	50	東京湾(富津岬)	4.3
	24	八丈島東方沖	1972.12.04	7.2	50	横浜港(京浜)	4.0
	25	根室半島沖	1973.06.17	7.4	40	釧路港	35.8
	26	根室半島沖	1973.06.24	7.1	30	釧路港	6.8
	27	伊豆半島南部沿岸近海	1974.05.09	6.9	10	東京湾(富津岬)	6.6
	28	宮城県沖	1978.06.12	7.4	40	平大橋	14.2
	29	宮城県沖	1978.06.12	7.4	40	雄平橋	4.8
	30	宮城県沖	1978.06.12	7.4	40	新利根川橋	6.6
	31	北海道東方沖	1994.10.04	8.1	23	温根沼大橋	53.5
	32	宮城県沖の地震	2003.05.26	7.0	71	釜石	27.9
	33	宮城県沖の地震	2003.05.26	7.0	71	北上	33.4
	34	日向灘	1968.04.01	7.5	30	高知港	14.4
	35	青森県東方沖	1968.05.16	7.5	40	青森港	11.2
	36	愛媛県西部沿岸	1968.08.06	6.6	40	高知港	7.0
	37	岐阜県中部	1969.09.09	6.6	0	衣浦港	5.4
	38	大島近海	1978.01.14	7.0	0	新岩田変電所	9.5
	39	日本海中部	1983.05.26	7.7	14	津軽大橋	43.7
	40	宮城県沖の地震	2003.05.26	7.0	71	古川	33.3
	41	宮城県沖の地震	2003.05.26	7.0	71	仙台	17.0
タイプII地震動	42	兵庫県南部	1995.01.17	7.2	14	神戸海洋気象台	112.6
	43	兵庫県南部	1995.01.17	7.2	14	猪名川	47.1
	44	鳥取県西部	2000.10.06	7.3	10	江府	47.8
	45	鳥取県西部	2000.10.06	7.3	10	伯太	41.1
	46	芸予	2001.03.24	6.4	60	湯来	34.6
	47	芸予	2001.03.24	6.4	60	呉	22.9
	48	ノースリッジ	1994.01.17	6.7M _w	18	SYLMAR	113.3
	49	兵庫県南部	1995.01.17	7.2	14	JR鷹取駅	142.1
	50	兵庫県南部	1995.01.17	7.2	14	葦合供給所	148.2
	51	兵庫県南部	1995.01.17	7.2	14	尼崎高架橋	55.2
	52	鳥取県西部	2000.10.06	7.3	10	米子	65.5
	53	鳥取県西部	2000.10.06	7.3	10	日野	112.8
	54	芸予	2001.03.24	6.4	60	東予	38.1
	55	芸予	2001.03.24	6.4	60	大野	38.6
	56	兵庫県南部	1995.01.17	7.2	14	東神戸大橋	75.8
	57	兵庫県南部	1995.01.17	7.2	14	ポートアイランド	71.3
	58	台湾 集集	1999.09.20	7.6M _w		TCU068	76.8

を初期剛性比例型粘性減衰マトリクスによってモデル化した。このラーメン橋脚の固有周期は0.5秒で、橋脚柱部の死荷重による死荷重時軸力 N_0^c の降伏軸力 $N_y = \sigma_y \cdot A$ に対する比 N_0^c/N_y は16%となる。

橋脚柱部の非線形性は、前述したように、軸力変動の影響を考慮できるファイバーモデルと、ある一定軸力に対して求めた曲げモーメント-曲率関係を有

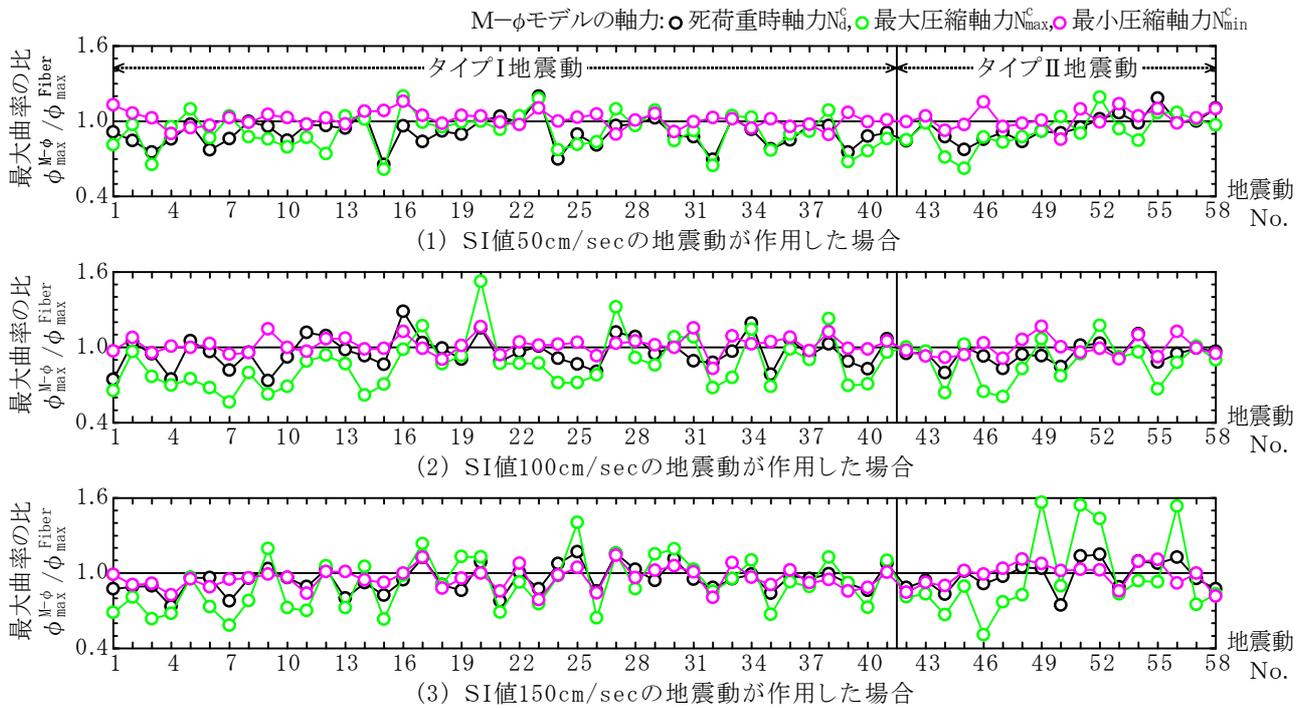


図-3 ある一定の軸力に対して求めた $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの左柱基部に生じる最大応答曲率の比較

する非線形梁要素モデル(以下、 $M-\phi$ モデルとする)を用いる。ファイバーモデルは、フランジを板厚方向に3分割、ウェブを100分割、フランジを補剛するリブを10分割し、それぞれのファイバー要素に、2次剛性を初期剛性の1/100とした引張側と圧縮側の降伏点応力が等しいバイリニア型の応力-ひずみ関係を与えた。 $M-\phi$ モデルの骨格曲線は、死荷重時軸力 N_d^c に基づくもの、その $M-\phi$ モデルを用いた非線形応答解析で得られた最大圧縮軸力 N_{max}^c に基づくもの、同じく最小圧縮軸力 N_{min}^c に基づくものの3種類を対象とする。これらは軸力変動を有する構造系の実務設計において、慣用的に用いられているものである¹³⁾。図-2は、死荷重時軸力 N_d^c に基づく $M-\phi$ モデルと、最大圧縮軸力 N_{max}^c と最小圧縮軸力 N_{min}^c に基づく $M-\phi$ モデルの一例を示したものである。図にはファイバーモデルを片方向に荷重漸増載荷したときの左右の柱に生じる $M-\phi$ 関係も示している。これより、圧縮軸力が大きいほど $M-\phi$ 関係に現れる降伏曲げ耐力は小さくなり、最大圧縮軸力 N_{max}^c に基づく $M-\phi$ モデルはファイバーモデルの $M-\phi$ 関係よりも小さくなるのがわかる。

3. 入力地震動

プッシュオーバー解析のような静的な一方向載荷では、曲げ耐力が小さい $M-\phi$ モデルによる応答ほど塑性変形量が大きくなるが、動的な応答では必ずしもそうはならない⁵⁾。これは、地震動の位相特性が、構造物の塑性化のタイミングやその進展に大きな影響を与えるからであり、用いる入力地震動によってその傾向は異なると予想される。

入力地震動の位相特性による非線形応答の変動を考慮するために、表-1に示す過去に観測された強震記録58波形を、その位相特性には手を加えず、加速

度振幅特性だけを式(1)に示すSI値¹⁴⁾が30, 50, 100, 150, 200(cm/sec)となるようにそれぞれ振幅調整した波形全290波を入力地震動とした。

$$SI値 = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} S_v dt \quad (h=0.2) \quad (1)$$

ここで、 S_v は速度応答スペクトル、 h は減衰定数である。SI値の範囲は、構造物に被害が現れ始める値30¹⁴⁾から、既往最大級の地震動が含まれる値200までを想定している。対象とする強震記録は、プレート境界に生じる海洋性地震によって観測されたタイプI地震動41波形と、内陸直下型地震によって観測されたタイプII地震動17波である。

4. ある一定軸力に対して求めた $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの地震応答値の比較

(1) 入力地震動と橋脚柱部に生じる応答曲率

ラーメン橋脚の部材の損傷度を評価する指標である最大応答曲率 ϕ_{max} に着目し、 $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの地震応答値の比較を行った。図-3は、 $M-\phi$ モデルによる左柱基部の最大応答曲率とファイバーモデルによる最大応答曲率の比 $\phi_{max}^{M-\phi} / \phi_{max}^{Fiber}$ を、SI値50, 100, 150(cm/sec)の地震動ごとに示したものである。SI値が大きく橋脚に生じる塑性化の度合いが大きくなるほど、 $M-\phi$ モデルとファイバーモデルによる最大応答曲率の差が大きくなっている。しかし、 $M-\phi$ モデルの種類ごとに一定の傾向は得られず、曲げ耐力が小さい $M-\phi$ モデルによる応答ほど塑性変形量が大きくなるという静的解析で得られる現象は、動的な地震応答値に対しては成り立たないことがわかる。

図-4～図-6は、左柱基部に生じる応答曲率の時刻歴波形と曲げモーメントと曲率の関係の一例を示したものである。図-4に示すSI値150(cm/sec)の1968年

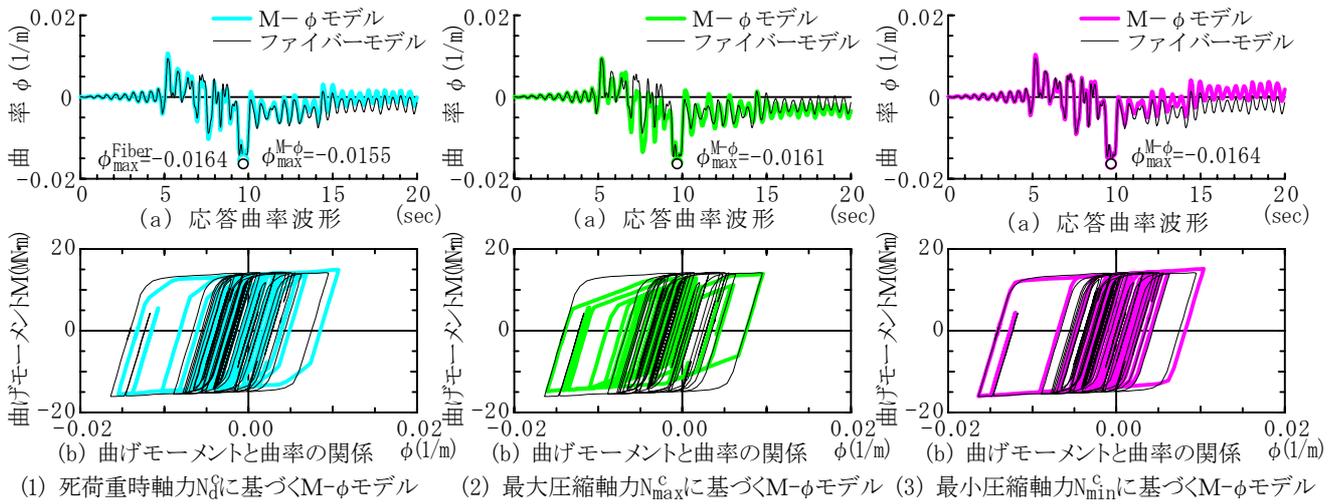


図-4 SI値150(cm/sec)の1968年愛媛県西部沿岸地震板島橋記録が作用した場合の左柱基部の時刻歴応答

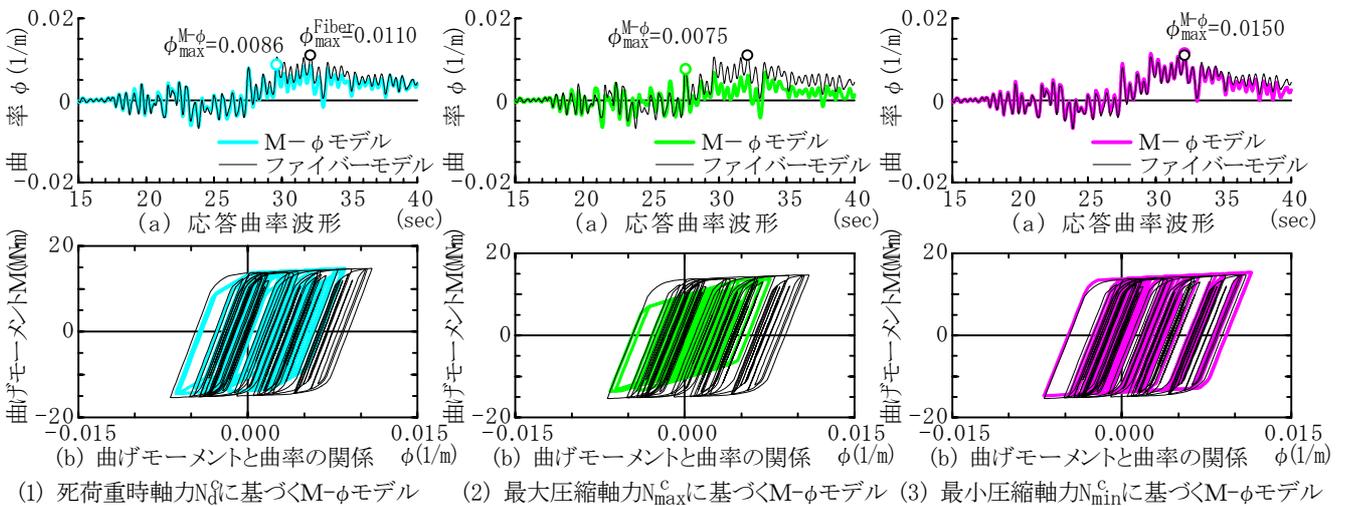


図-5 SI値100(cm/sec)の1968年青森県東方沖地震青森港記録が作用した場合の左柱基部の時刻歴応答

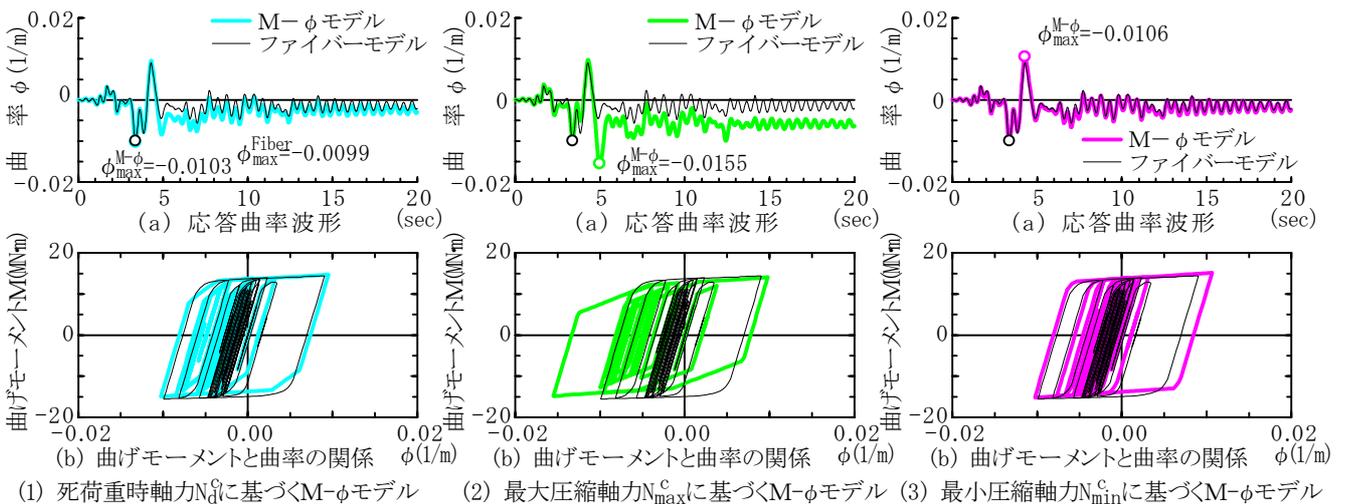


図-6 SI値150(cm/sec)の1995年兵庫県南部地震鷹取駅記録が作用した場合の左柱基部の時刻歴応答

愛媛県西部沿岸地震板島橋記録が作用した場合には、死荷重時軸力 N_d^c 、最大圧縮軸力 N_{max}^c 、最小圧縮軸力 N_{min}^c に基づくM- ϕ モデルはそれぞれ履歴の描き方が異なっているが、最大応答曲率はどのM- ϕ モデルもファイバーモデルにほぼ一致している。一方、図-5、

図-6に示すSI値100(cm/sec)の1968年青森県東方沖地震青森港記録やSI値150(cm/sec)の1995年兵庫県南部地震鷹取駅記録が作用した場合には、各M- ϕ モデルの履歴とともに最大応答曲率もファイバーモデルと大きく異なっている。特に、最大圧縮軸力 N_{max}^c に基

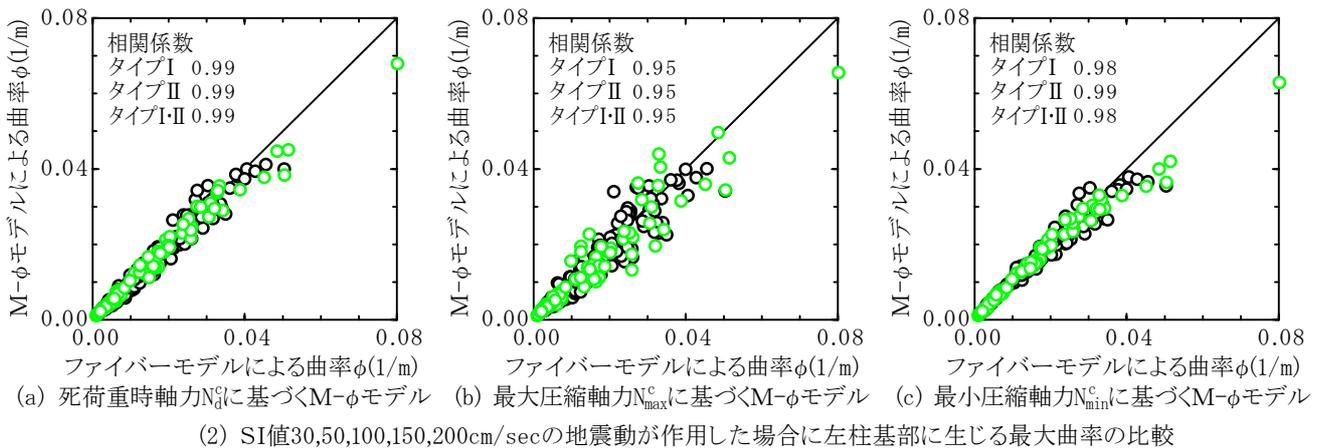
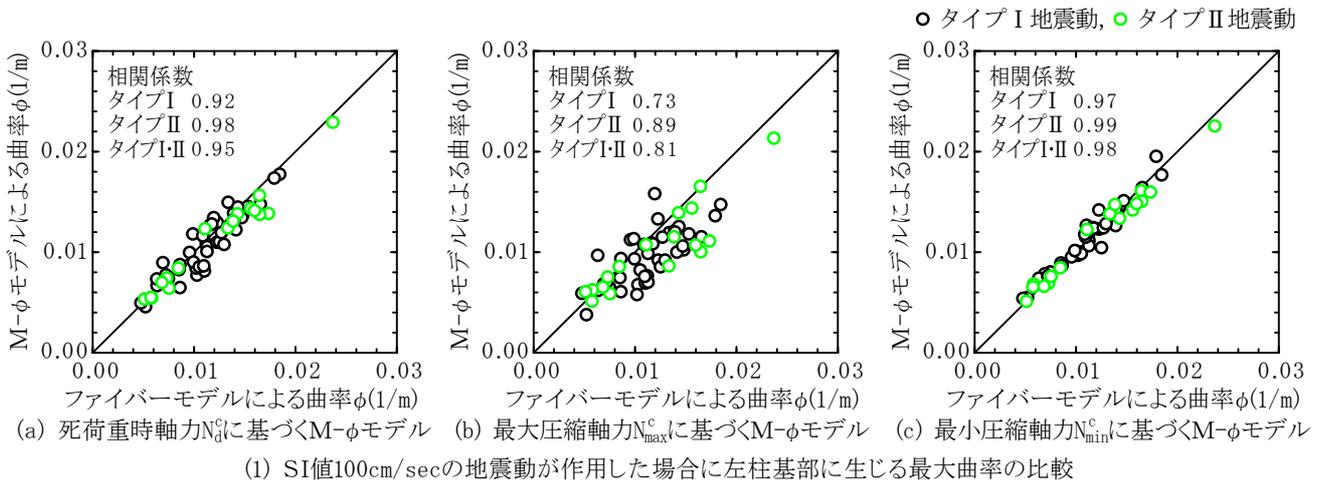
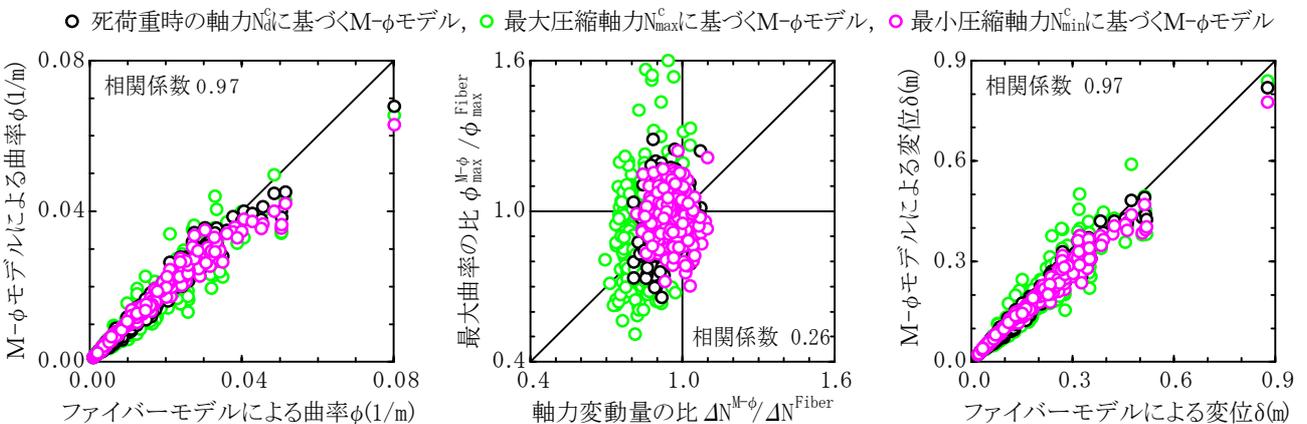


図-7 3種類のM- ϕ モデルごとに整理したM- ϕ モデルとファイバーモデルの最大応答曲率の比較



づくM- ϕ モデルに関する応答は、地震動の位相特性の影響が強く表れている。小さな振幅の繰り返し回数が多い図-5(2)のような場合には、他のM- ϕ モデルよりも早く塑性化するために履歴減衰効果によって対象とする系に生じる塑性変形が小さくなっている。これに対して、1度の振幅で最大応答曲率が生じる図-6(2)のような場合には、静的解析と同様に曲げ耐力が小さい分大きな塑性変形が生じている。このように、M- ϕ モデルによる最大応答曲率は、地震動の位相特性とM- ϕ モデルの曲げ耐力が複雑に影響を及ぼし合っており、その大きさが決定されていることが

わかる。原因は、軸力変動するものをしていないとみなした解析モデルを用いていることにあるが、この変動分の影響を補正することによってM- ϕ モデルの適用範囲を広げようというのが本論文の目的である。

(2) M- ϕ モデルとファイバーモデルによる橋脚柱部に生じる最大応答曲率の比較

図-7は、死荷重時軸力 N_d^c 、最大圧縮軸力 N_{max}^c 、最小圧縮軸力 N_{min}^c に基づくM- ϕ モデルによる左柱基部に生じる最大応答曲率と、ファイバーモデルによる最大応答曲率を比較したものである。図-7(1)に示

すSI値が100 (cm/sec)の地震動が作用した場合には、タイプII地震動、タイプI地震動の順、最小圧縮軸力 N_{min}^c 、死荷重時軸力 N_d^c 、最大圧縮軸力 N_{max}^c の順でファイバーモデルとの相関が高いが、図-7(2)に示す全てのSI値の地震動に対しては、タイプI地震動とタイプII地震動の差はなく、死荷重時軸力 N_d^c に基づく $M-\phi$ モデルでファイバーモデルとの相関係数0.99、最大圧縮軸力 N_{max}^c に基づく $M-\phi$ モデルで相関係数0.95、最小圧縮軸力 N_{min}^c に基づく $M-\phi$ モデルで相関係数0.98となっている。同様に、図-8は全ての $M-\phi$ モデルに対して、左柱基部に生じる最大応答曲率をファイバーモデルと比較したものである。この場合にも多少のばらつきは生じているが、相関係数は0.97であり、 $M-\phi$ モデルとファイバーモデルによる最大応答曲率の相関が高いことがわかる。

図-9は、 $M-\phi$ モデルとファイバーモデルによる左柱基部に生じる最大応答曲率のばらつきが、軸力変動量の影響によるものかを確認するために、横軸に $M-\phi$ モデルとファイバーモデルによる軸力変動量の比 $\Delta N^{M-\phi} / \Delta N^{Fiber}$ を、縦軸に $M-\phi$ モデルとファイバーモデルによる最大応答曲率の比 $\phi_{max}^{M-\phi} / \phi_{max}^{Fiber}$ を示して比較したものである。軸力変動量のばらつきよりも最大応答曲率のばらつきの方が大きく、これらの相関係数は0.26と低いことがわかる。

(3) $M-\phi$ モデルとファイバーモデルによるラーメン橋脚天端に生じる最大応答変位の比較

応答曲率が部材の損傷度を表す指標であるのに対し、橋脚天端の応答変位は橋脚系としての損傷度を表す指標となる。そこで、橋脚天端に生じる応答変位に着目して、 $M-\phi$ モデルとファイバーモデルによる最大応答変位を比較したものを図-10に示す。 $M-\phi$ モデルとファイバーモデルによる最大応答変位の相関係数は0.97と高いことや、ばらつき具合等は、図-8に示す橋脚基部に生じる最大応答曲率と同様な傾向となっていることがわかる。

5. ファイバーモデルの地震応答値に対する $M-\phi$ モデルの地震応答値の統計整理

表-2は、 $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの左柱基部に生じる最大応答曲率の比 $\phi_{max}^{M-\phi} / \phi_{max}^{Fiber}$ の平均値 μ と標準偏差 σ を、 $M-\phi$ モデルやSI値ごとに整理したものである。図-11は、SI値30, 100, 200(cm/sec)の地震動に対する最大応答曲率の比 $\phi_{max}^{M-\phi} / \phi_{max}^{Fiber}$ の頻度分布を示している。塑性化の度合いが小さいSI値が30(cm/sec)の地震動に対する応答では、最大応答曲率の比 $\phi_{max}^{M-\phi} / \phi_{max}^{Fiber}$ の平均値 μ はほぼ1であり、標準偏差 σ は0.08と小さいが、SI値50(cm/sec)以上の地震動に対する応答は、平均値 μ が約0.95、標準偏差 σ が0.15と大きいことがわかる。図-12は軸力が異なる $M-\phi$ モデルごとに $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの最大応答曲率の比 $\phi_{max}^{M-\phi} / \phi_{max}^{Fiber}$ の頻度分布を示したものである。死荷重時軸力 N_d^c や最小圧縮軸力 N_{min}^c に

表-2 $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの最大曲率の比

$\phi_{max}^{M-\phi} / \phi_{max}^{Fiber}$ の平均値 μ と標準偏差 σ

	タイプ	統計	S I 値ごと					全てのSI値
			30cm/s	50cm/s	100cm/s	150cm/s	200cm/s	
死荷重時軸力に基づく $M-\phi$ モデル	タイプI	μ	0.967	0.905	0.960	0.946	0.974	0.951
		σ	0.075	0.109	0.122	0.103	0.104	0.107
	タイプII	μ	0.978	0.954	0.943	0.980	0.963	0.964
		σ	0.058	0.102	0.075	0.113	0.094	0.092
	タイプI・II	μ	0.970	0.920	0.955	0.956	0.971	0.954
		σ	0.071	0.109	0.111	0.107	0.101	0.103
最大圧縮軸力に基づく $M-\phi$ モデル	タイプI	μ	0.993	0.915	0.865	0.911	0.965	0.930
		σ	0.092	0.142	0.202	0.203	0.179	0.175
	タイプII	μ	0.983	0.923	0.882	0.973	0.962	0.945
		σ	0.123	0.133	0.161	0.319	0.205	0.205
	タイプI・II	μ	0.990	0.917	0.870	0.929	0.964	0.934
		σ	0.102	0.139	0.191	0.244	0.187	0.184
最小圧縮軸力に基づく $M-\phi$ モデル	タイプI	μ	1.000	1.011	1.018	0.955	0.946	0.986
		σ	0.070	0.058	0.067	0.082	0.115	0.086
	タイプII	μ	1.008	1.021	0.993	0.985	0.933	0.988
		σ	0.060	0.075	0.077	0.090	0.106	0.088
	タイプI・II	μ	1.003	1.014	1.011	0.964	0.942	0.987
		σ	0.067	0.064	0.071	0.086	0.113	0.087
3種類の $M-\phi$ モデル	タイプI	μ	0.987	0.944	0.949	0.938	0.961	0.955
		σ	0.080	0.119	0.154	0.141	0.139	0.130
	タイプII	μ	0.986	0.968	0.939	0.982	0.956	0.965
		σ	0.087	0.114	0.123	0.206	0.145	0.140
	タイプI・II	μ	0.987	0.951	0.946	0.950	0.959	0.958
		σ	0.082	0.118	0.146	0.163	0.140	0.133

基づく $M-\phi$ モデルでは、平均値 μ が0.95以上で標準偏差 σ も0.1以下となっているのに対し、最大圧縮軸力 N_{max}^c に基づく $M-\phi$ モデルでは、平均値 μ が0.93と低く、標準偏差 σ も他の $M-\phi$ モデルの2倍となり、ここで対象とした断面の鋼製ラーメン橋脚に限れば、最大圧縮軸力 N_{max}^c に基づく $M-\phi$ モデルによる最大応答曲率が最もばらつきが大きい結果となっている。図-13は、地震動のタイプごとに $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの最大応答曲率の比 $\phi_{max}^{M-\phi} / \phi_{max}^{Fiber}$ の頻度分布を示したものである。地震動のタイプの違いによる影響は小さいことがわかる。また、図-11~図-13の頻度分布より、 $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの最大応答曲率の比 $\phi_{max}^{M-\phi} / \phi_{max}^{Fiber}$ は概ね正規分布に従うことがわかる。

6. ある一定軸力に対して求めた $M-\phi$ モデルによる地震応答値の推定

5.において、多数の入力地震動に対する応答解析から $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの最大応答曲率の比 $\phi_{max}^{M-\phi} / \phi_{max}^{Fiber}$ が概ね正規分布に従う確率変数として扱えることがわかった。そこで、ある一定軸力に対して求めた $M-\phi$ モデルにより、軸力変動が生じるラーメン橋脚の応答を安全に評価するための構造解析係数 γ の設定を試みる。構造解析係数 γ は、 $M-\phi$ モデルによって得られた最大応答曲率に乗じて、軸力が変動する事象を軸力が変動しない $M-\phi$ モデル

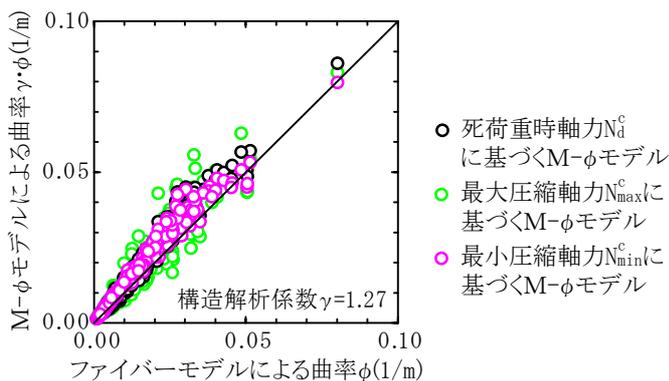
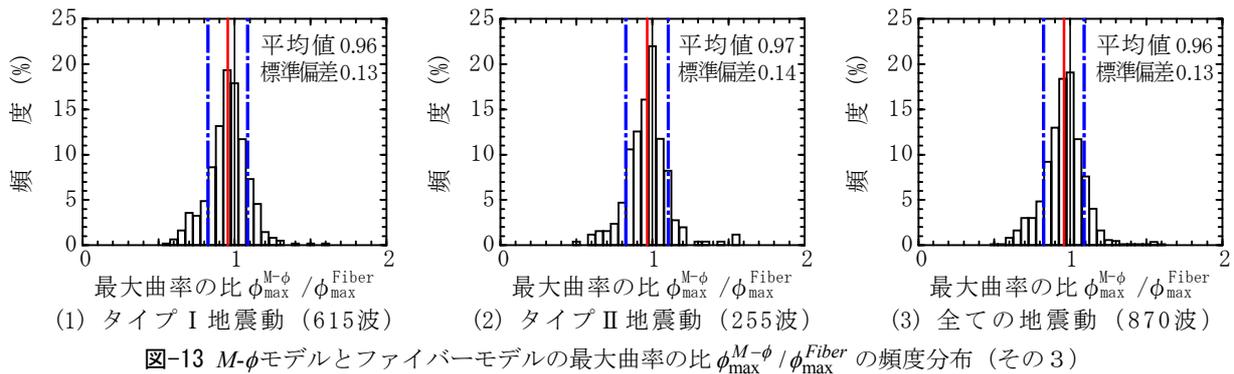
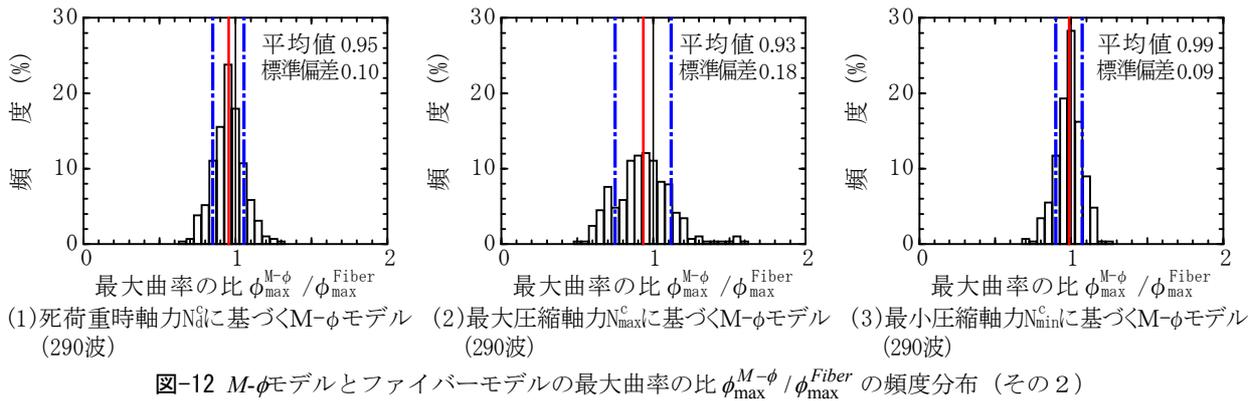
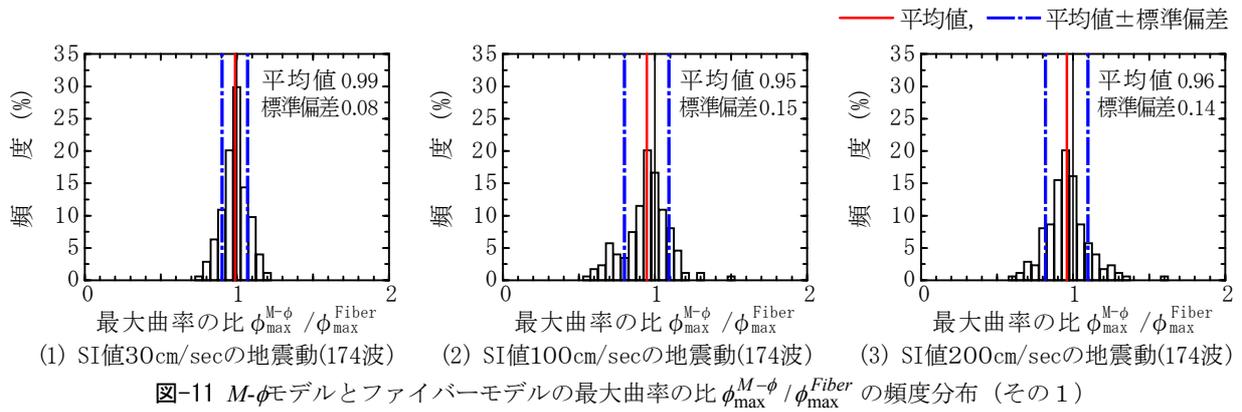


図-14 構造解析係数を考慮した M - ϕ モデルとファイバーモデルの最大応答曲率の比較

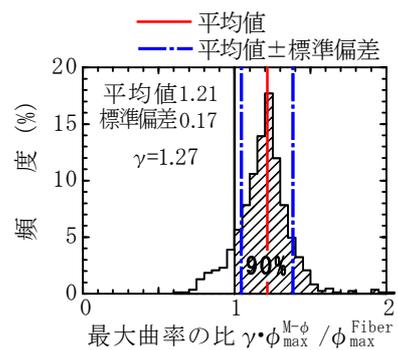


図-15 構造解析係数を考慮した M - ϕ モデルとファイバーモデルの最大曲率の比の頻度分布

によって構造解析を行うことの足りなさを補う安全係数である。

ここでは、 M - ϕ モデルによる最大応答曲率が90%の確率で、ファイバーモデルの最大応答曲率よりも大きくなるような構造解析係数 γ を考える。これは、最大応答曲率の比 $\phi_{\max}^{M-\phi} / \phi_{\max}^{\text{Fiber}}$ が正規分布に従う場

合、平均値から1.28倍の標準偏差を引いた値 $\mu - 1.28\sigma$ が1となることと等価であるため、構造解析係数 γ は式(2)で与えられる。

$$\gamma = 1 / (\mu - 1.28\sigma) \quad (2)$$

表-2より、全てのケースに対して求めた M - ϕ モデルとファイバーモデルの最大応答曲率の比 $\phi_{\max}^{M-\phi} / \phi_{\max}^{\text{Fiber}}$

の平均値 μ は0.958, 標準偏差 σ は0.133であるため, 構造解析係数 γ は1.27となる. 図-14は, 構造解析係数 $\gamma=1.27$ を乗じた $M-\phi$ モデルの最大応答曲率と, ファイバーモデルの最大応答曲率を比較したものである. また, 図-15は構造解析係数 $\gamma=1.27$ を乗じた $M-\phi$ モデルの最大応答曲率とファイバーモデルの最大応答曲率の比 $\gamma \cdot \phi_{\max}^{M-\phi} / \phi_{\max}^{Fiber}$ について頻度分布を示したものである. 最大応答曲率の比 $\gamma \cdot \phi_{\max}^{M-\phi} / \phi_{\max}^{Fiber}$ の90%が1.0より大きくなり, 意図した構造解析係数が得られていることがわかる.

7. まとめ

軸力が変動する鋼製ラーメン橋脚の地震応答値を, ある一定軸力に対して求めた $M-\phi$ モデルによって推定することを目的として, 290波の入力地震動を作用させ, $M-\phi$ モデルによる地震応答値とファイバーモデルによる地震応答値の比較を行い, 統計的にその傾向を整理した. また, 得られた統計量から $M-\phi$ モデルによる応答値に乘じる構造解析係数 γ の設定を試みた. 以下に得られた知見を示す.

- ①荷重を一方向から載荷する静的解析では, 曲げ耐力が小さいほど塑性変形が大きくなるが, 動的解析では必ずしもそうはならず, 曲げ耐力が小さい最大圧縮軸力 N_{\max}^c に基づく $M-\phi$ モデルによる塑性変形が, 他の $M-\phi$ モデルよりも小さくなる場合がある.
- ②死荷重時軸力 N_d^c , 最大圧縮軸力 N_{\max}^c , 最小圧縮軸力 N_{\min}^c に基づく3種類の $M-\phi$ モデルとファイバーモデルの最大応答曲率の比 $\phi_{\max}^{M-\phi} / \phi_{\max}^{Fiber}$ は, 平均値が0.958, 標準偏差0.133と, $M-\phi$ モデルは危険側の解析モデルとなっている.
- ③死荷重時軸力 N_d^c , 最大圧縮軸力 N_{\max}^c , 最小圧縮軸力 N_{\min}^c のいずれかに基づく $M-\phi$ モデルの最大応答曲率がファイバーモデルの最大応答曲率よりも90%の確率で大きくなるときの構造解析係数 γ は, 1.27と推定された. これは, $M-\phi$ モデルによって求められた曲率ができるだけファイバーモデルによって得られた結果を下回らないようにするためには, その応答値を1.27倍とすることに相当する.

謝辞: 本検討では, 国土交通省国土技術政策総合研究

所危機管理技術研究センター地震防災研究室所有の強震記録と, 防災科学技術研究所の強震動地震観測網(K-NET, KiK-net)による強震記録を使用させていただきました. ここに記してお礼申し上げます.

参考文献

- 1) 宇佐美勉, 織田博孝: 研究展望 鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望, 土木学会論文集, No.668, pp.1-16, 2001.
- 2) 森下邦宏, 宇佐美勉, 阪野崇人, 高橋昌利: 鋼構造物の動的耐震照査法に関する解析的検討, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.779-788, 2002.
- 3) 小野潔: 鋼製橋脚の耐震性能評価手法に関する研究, 大阪大学学位論文, 2002.
- 4) 瀧口克己: 非線形構造力学 構造物の多軸挙動と塑性論, 数理工学社, 2002.
- 5) 熊木幸, 矢部正明: 軸力変動を考慮したラーメン系柱部の簡易照査(概略的な検討段階における照査)に関する検討, 土木学会, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.9-16, 2003.
- 6) 応用力学シリーズ6構造物系の非線形・不確定モデリング, 日本建築学会, 1998.
- 7) 土木学会鋼構造委員会: 鋼構造シリーズ⑨A鋼構造物設計指針, PART A 一般構造物, 土木学会, pp.1-9, 1998.
- 8) 足立幸郎: 激震下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究, 京都大学学位論文, 2002.
- 9) 北原武嗣, 伊藤義人: 構造特性の不確実性を考慮した鋼製橋脚の耐震信頼性評価, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.767-777, 2002.
- 10) 星隈順一, 運上茂樹: 時刻歴応答解析に用いる入力地震動の数と非線形応答値のばらつき, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.447-454, 2003.
- 11) 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征, 足立幸郎, 陵城成樹: 面内水平力を受ける鋼製ラーメン橋脚の崩壊過程の解明, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.427-434, 2003.
- 12) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.194-209, 2002.
- 13) (社)日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料—PCラーメン橋・RCアーチ橋・PC斜張橋・地中連続基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例—, pp.3-72~3-73, 1998.
- 14) 建設省: 災害情報システム・ガイドライン(案)(抜粋), (財)土木研究センター, pp.249

(2003. 7. 4 受付)

STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF RIGID FRAME PIER IN CONSIDERATION OF EFFECTS OF VARYING AXIAL FORCES

Miyuki KUMAKI, Masaaki YABE

When a rigid frame pier is subjected to level 2 earthquake motions, axial forces generated on the pier column change significantly. Since the relationships between the bending moment and curvature ($M-\phi$ curve) in cross sections also change, the effects of varying axial forces cannot be ignored in the seismic design of rigid frame piers. In this study, the seismic performance assessment of a rigid frame pier was investigated by means of the fiber elements model, and three types of $M-\phi$ models obtained with respect to a specified axial force. Specifically, a large number of earthquake motions were given to each model and how the difference in nonlinear models affects the nonlinear response of the rigid frame pier was studied.