

鋼構造物の非線形動的応答と地震動指標との相関

北原武嗣^{*}，伊藤義人^{**}^{*}工修 (株)竹中工務店技術研究所(〒270-1395 印西市大塚1-5-1)，名古屋大学大学院博士課程後期課程^{**}工博 名古屋大学教授 理工科学総合研究センター(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

本研究では、鋼製橋脚の非線形動的応答に与える地震動指標の影響を検討するため、1質点のばね-質点系モデルによる非線形地震応答解析を行った。橋脚の動的応答値として最大応答水平荷重、最大応答変位および残留変位を、地震動指標として地動最大加速度、地動最大速度、地動最大変位、スペクトルインテンシティ(SI)を取り上げた。結果として、橋脚の固有周期により、これら指標間の相関は異なることを示した。さらに、復元力特性の差異による影響や、RC橋脚による結果と比較し構成材料の違いによる差異についても考察した。

Key Words : Dynamic response, Non-linear analysis, Index of seismic motion, Correlation

1. まえがき

兵庫県南部地震以降、土木・建築構造物の耐震設計に関して多くの調査・研究が実施されてきており、土木学会では土木構造物の耐震基準等に関する「第2次提言」¹⁾が、日本建築学会では「建築および都市の防災性向上に関する提言(第3次提言)」²⁾が発表されている。これらの提言においては、動的解析による耐震性能の照査の重要性が示されている。

しかしながら、入力に用いる地震動の周期特性の違いによって、同一の地動最大加速度値であっても動的解析結果は異なることが知られている。したがって、動的解析による耐震性評価の精度を向上するためには、構造物の動的応答と相関性の高い地震動指標を見出すことが重要な課題となる。地震動の指標として、前述の地動最大加速度の他、地動最大速度、地動最大変位、スペクトルインテンシティ³⁾、エネルギー入力率^{4), 5), 6)}等の指標が考えられる。これらの指標と構造物の動的応答との相関性に関して従来からいくつかの研究^{7), 8), 9), 10), 11)}が行われているが、未だ十分に議論され尽くしたとは言い難い。特に鋼製橋脚を対象とした研究¹⁰⁾は少ない。また、耐震設計への適用を考えると、あまり複雑な指標を用いることも望ましいとは言えない。

したがって本研究では、時刻歴波形から比較的簡単に算出することのできる、地動最大加速度、地動最大速度、地動最大変位およびスペクトルインテンシティ(SI)の4種類を地震動指標として考慮することとした。また、解析対象は鋼製橋脚とし、橋脚の動的応答値として、最大応答水平荷重、最大応答変位、残留変位を取り上げた。

鋼製橋脚を1質点のばね-質点系にモデル化し、非線形地震応答解析を実行することにより、上記指標間の相

関性を検討するものとした。このとき、復元力特性の違いによる影響や、RC橋脚のよる結果との比較から、対象となる橋脚の構成材料による差異についても検討するものとした。

2. 解析方法

2.1 入力地震動

入力地震動として、観測波および道路橋示方書・V耐震設計編¹²⁾に示されている地震時保有耐力法による照査用地震波(以後、道示波と呼ぶ)を用いるものとした。観測波としては、兵庫県南部地震により観測された地震波と、現在まで設計によく用いられていた過去の観測波を使用した。用いた観測波の諸元を表-1に示す。

表-1 地震波の諸元

観測地点(地震名)	地震波略称	方位	最大加速度(cm/s ²)
海洋気象台(1995兵庫県南部)	JMA-NS	NS	818.0
海洋気象台(1995兵庫県南部)	JMA-EW	EW	617.3
葦合(1995兵庫県南部)	FUKI-X	(x)	570.8
葦合(1995兵庫県南部)	FUKI-Y	(y)	705.1
J R鷹取(1995兵庫県南部)	TAK-NS	NS	641.7
J R鷹取(1995兵庫県南部)	TAK-EW	EW	666.2
El Centro(1940)	EL-NS	NS	341.7
El Centro(1940)	EL-EW	EW	210.1
TAFT(1952)	TAFT-NS	NS	152.7
TAFT(1952)	TAFT-EW	EW	175.9
八戸(1968十勝沖)	HACHI-NS	NS	225.0
八戸(1968十勝沖)	HACHI-EW	EW	182.9

表-1に示した各地震波データの時間間隔は0.01もしくは

は0.02秒であるが、応答計算においては、これらのデータを線形補間することにより、すべて時間間隔0.005秒の加速度データとして計算した。

2.2 地震動指標

地震動指標として、地動最大加速度、地動最大速度、地動最大変位およびSIを考えた。速度時刻歴および変位時刻歴は、加速度時刻歴をバンドパスフィルタ(0.1～20Hz)によるFFT積分で求めた。

地動最大加速度、地動最大速度および地動最大変位は、地震動の時刻歴における最大値のみに着目した値であり、SIは地震動が構造物に与える最大エネルギーを表しており、次式で定義される³⁾。

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} S_v(T_0, h) dT_0 \quad (1)$$

ここに、 S_v ：速度応答スペクトル

T_0 ：構造物の固有周期

本研究では、橋脚の解析モデルの減衰定数 h に合わせて $h=0.05$ のときのSIを用いた。

各地震波の地震動指標一覧を表-2に示す。表中、Typ1, Typ2は、道示波のタイプⅠおよびタイプⅡを、GT-1, GT-2, GT-3はそれぞれⅠ種地盤用、Ⅱ種地盤用、Ⅲ種地盤用を表している。

表-2 地震動指標一覧

地震波略称	最大 加速度 (cm/s ²)	最大 速度 (cm/s)	最大 変位 (cm)	SI (cm)
JMA-NS	818.0	90.6	20.6	411
JMA-EW	617.3	75.5	19.2	294
FUKI-X	570.8	83.0	26.7	399
FUKI-Y	705.1	106.8	41.6	442
TAK-NS	641.7	132.4	47.6	602
TAK-EW	666.2	127.7	34.7	507
EL-NS	341.7	32.4	9.4	140
EL-EW	210.1	36.6	18.9	119
TAFT-NS	152.7	14.6	6.2	64
TAFT-EW	175.9	17.5	7.7	73
HACHI-NS	225.0	34.3	10.1	104
HACHI-EW	182.9	36.3	9.6	152
Typ1, GT-1	318.8	67.7	27.4	274
Typ1, GT-2	362.6	74.0	30.7	355
Typ1, GT-3	433.4	112.8	42.0	479
Typ2, GT-1	780.1	78.2	16.9	345
Typ2, GT-2	736.3	116.6	35.5	514
Typ2, GT-3	591.0	120.5	36.7	528

2.3 解析対象と解析モデル

表-3に示すように周期特性の異なる15基の鋼製橋脚を解析対象とした。これらの鋼製橋脚は、現行の道路橋示方書の震度法により、2種地盤上の橋脚として一次設計された補剛箱形断面鋼製橋脚とし、実用的な範囲内で、

フランジ板の幅厚比パラメータ R_f を0.3, 0.45, 0.6、細長比パラメータ λ を0.25～0.65と変化させた。ここに、幅厚比パラメータ、細長比パラメータは次式で定義される値である。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{2h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

ただし、 b ：フランジ板幅、 t ：フランジ板厚、

σ_y ：鋼材の降伏応力、 E ：鋼材の弾性係数

μ ：鋼材のポアソン比、 $k = 4n^2$ ：座軌係数

n ：補剛材で囲まれたサブパネル数

h ：部材長、 r ：断面2次半径

前述のように、幅厚比パラメータ、細長比パラメータを変化させることで、橋脚の固有周期は0.38～1.41秒となった。表-3に橋脚の諸元を示す。

また、鋼製橋脚と比較検討するために、RC橋脚に関しても解析を行った。RC橋脚も道路橋示方書の震度法により、2種地盤上の橋脚として一次設計されたものとし、固有周期0.38～0.71秒の5種類の橋脚について検討した。

表-3 橋脚の諸元

モデル名称	R_f	λ	固有周期(s)
Aモデル	0.3	0.25	0.38
Bモデル	0.3	0.35	0.54
Cモデル	0.3	0.45	0.69
Dモデル	0.3	0.55	0.85
Eモデル	0.3	0.65	1.02
Fモデル	0.45	0.25	0.47
Gモデル	0.45	0.35	0.66
Hモデル	0.45	0.45	0.86
Iモデル	0.45	0.55	1.06
Jモデル	0.45	0.65	1.26
Kモデル	0.6	0.25	0.53
Lモデル	0.6	0.35	0.74
Mモデル	0.6	0.45	0.96
Nモデル	0.6	0.55	1.19
Oモデル	0.6	0.65	1.41

解析モデルは、図-1に示すような1質点のばね－質点系モデルとし、地表面で基礎固定とした。

鋼製橋脚の復元力特性は、鈴木ら¹³⁾により提案された2パラメータモデルを用いた。このモデルは、座屈等による剛性・強度の低下を表すことができ、骨格曲線は図-2の太線に示すような劣化型トリリニアモデルを仮定している。この曲線の決定に必要な H_u 、 δ_u などのパラメータ

値は、文献¹⁴⁾の推定式から算出した。ただし2パラメータモデルは、細長比パラメータ λ が0.3よりも小さく剛性の高い橋脚に対しては、残留変位が大きく評価される傾向のあることが報告されている¹⁵⁾。また、比較のため、バイリニアモデルによる解析も実行した。ここでバイリニアモデルは、図-2(a)における最大荷重点(H_m, δ_m)以降も第2勾配のままとなるように設定した。

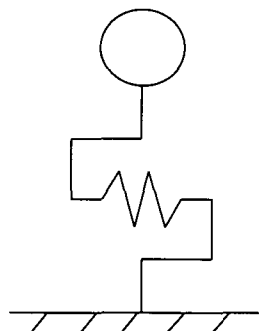


図-1 ばね-質点系モデル

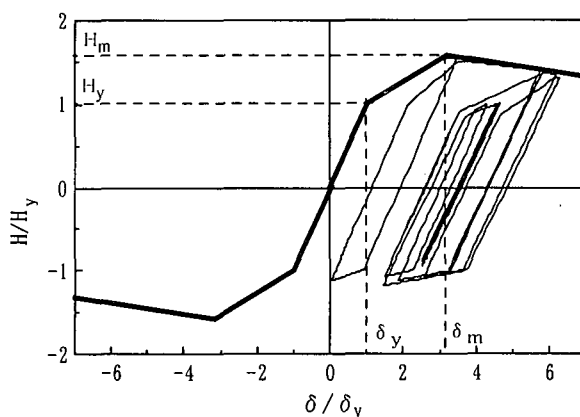
図-2にKモデルの復元力特性の応答例を示す。(a)は2パラメータモデル、(b)はバイリニアモデルの場合を表している。縦軸には降伏水平荷重で無次元化した水平荷重(以降、無次元化水平荷重と呼ぶ)を、横軸には降伏変位で無次元化した変位(以降、無次元化変位)を表している。また太線で骨格曲線を示している。図中、 $H_m, \delta_m, H_y, \delta_y$ はそれぞれ最大水平荷重、最大水平荷重時変位、降伏水平荷重、降伏変位を示している。

RC橋脚の復元力特性は、図-3に示すようなD-トリリニア型とした。縦軸には無次元化水平荷重を、横軸には無次元化変位を示している。また、太線で骨格曲線を表している。図中、 $H_c, \delta_c, H_y, \delta_y$ はそれぞれ初期ひび割れ発生水平荷重、初期ひび割れ発生変位、降伏水平荷重、降伏変位を示している。

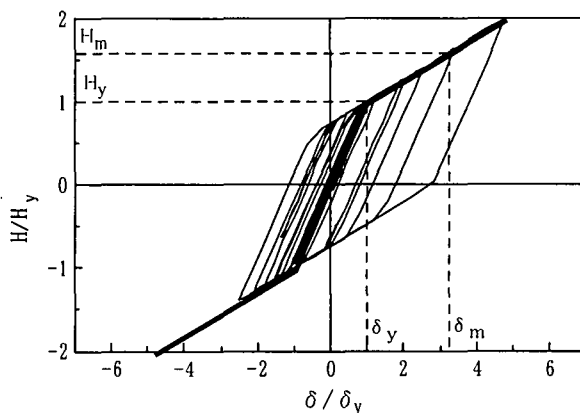
図-2、図-3を比較すると、鋼製橋脚は、降伏水平荷重までは弾性挙動を示しているがRC橋脚では降伏水平荷重以前にひび割れが生じ剛性が低下していることが、また、鋼製橋脚の除荷剛性は弾性剛性と等しいが、RC橋脚の除荷剛性は弾性剛性よりも低下していることが分かる。

応答解析時の減衰定数は、通常の設計においてよく用いられている値を参考に5%と設定した。時刻歴解析手法としては、線形加速度法による直接積分法を用いた。

2.1で述べた入力地震動全18波に関して、その地動最大速度を25, 35, 50, 75cm/sに基準化して、上記解析モデルへの入力とした。したがって、1つの解析モデルについて合計18×4=72回の非線形解析を実行した。各橋脚に対して72個の応答解析結果より、地震動指標と応答値との相関を検討した。



(a) 2パラメータモデル



(b) バイリニアモデル

図-2 鋼製橋脚の復元力特性

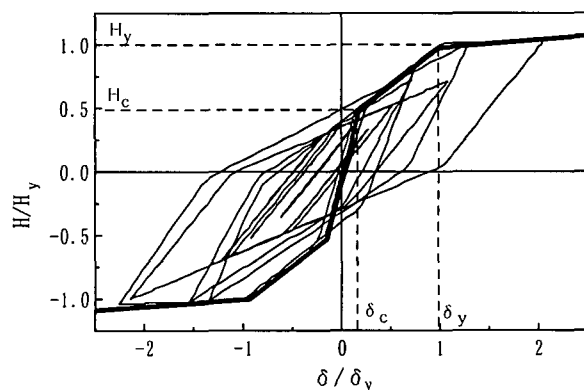


図-3 RC橋脚の復元力特性

3. 解析結果とその考察

3.1 応答解析結果

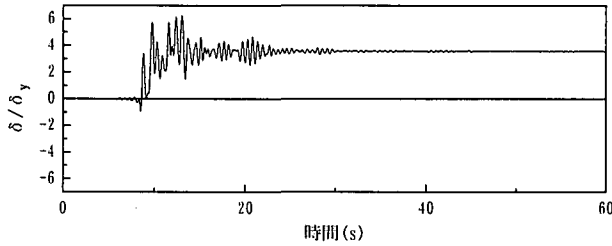
Kモデル、Nモデルに、JMA-NS波を75cm/sで入力したときの、応答変位時刻歴結果を図-4, 5に、荷重-変位関係結果を図-6, 7に示す。応答変位時刻歴では縦軸に無次元化変位、横軸に時間を、荷重-変位関係では縦軸に無次元化水平荷重、横軸に無次元化変位を示している。また、それぞれ(a)には2パラメータモデルによる結果を、(b)にはバイリニアモデルによる結果を表している。

図-4, 5より、Kモデルでは応答変位の時刻歴波形は(a)、(b)で異なった挙動を示しており、残留変位も大きく異なっているのが分かる。一方、Nモデルでは、(a)、(b)

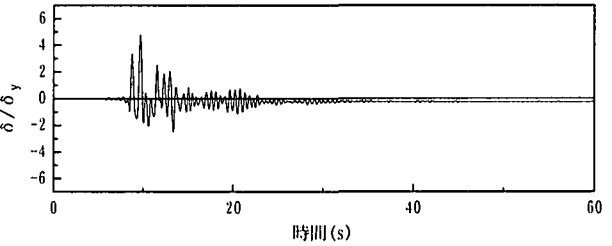
ともにほぼ同様の時刻歴挙動を示しており、残留変位も同じような値となっている。

図-6, 7より、これらの傾向は荷重-変位関係にも現れていることがわかる。すなわち、Kモデルの場合、2パラメータモデルでは最大荷重点以降、剛性・強度ともに低下しているが、バイリニアモデルではこれが表せてい

ない。一方、Nモデルでは、剛性・強度の低下が生じていないため、どちらの復元力モデルを用いても同様な荷重-変位関係を示していることが分かる。したがって、剛性・強度の低下が生じるような鋼製橋脚を対象とする場合、実現象を十分に再現できるような復元力特性を設定する必要があると言える。

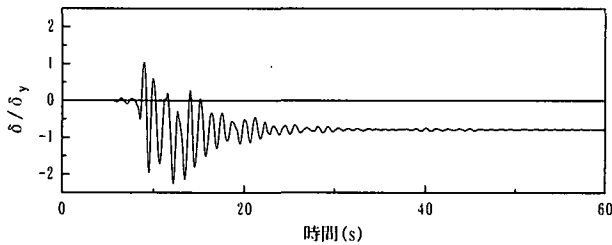


(a) 2パラメータモデル

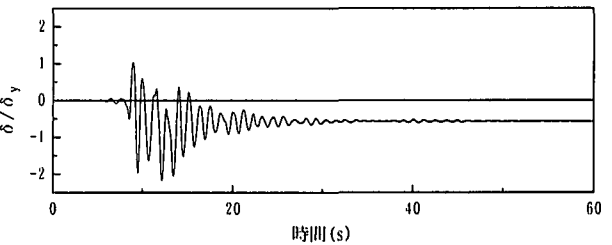


(b) バイリニアモデル

図-4 応答変位時刻歴(Kモデル)

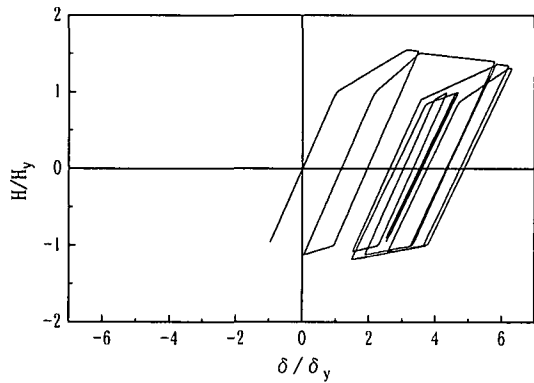


(a) 2パラメータモデル

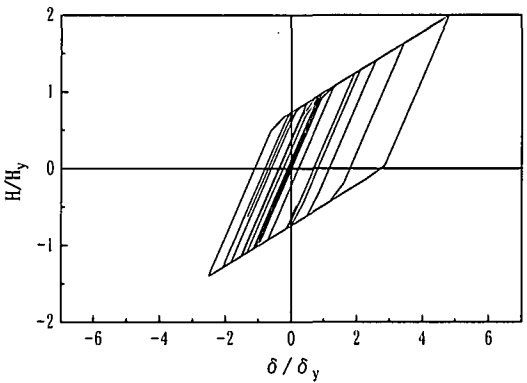


(b) バイリニアモデル

図-5 応答変位時刻歴(Nモデル)

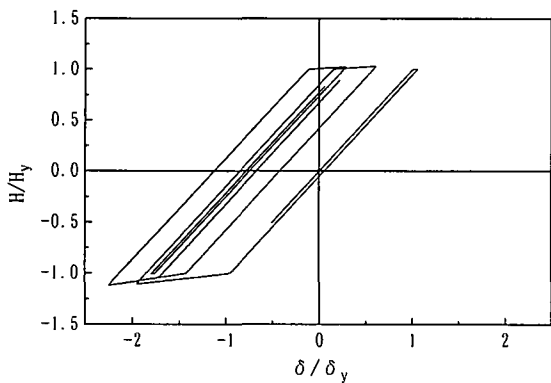


(a) 2パラメータモデル

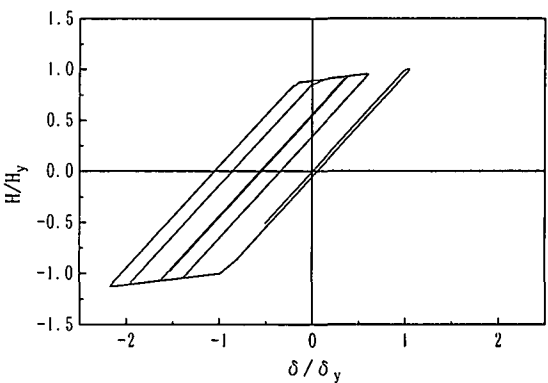


(b) バイリニアモデル

図-6 荷重-変位関係(Kモデル)



(a) 2パラメータモデル



(b) バイリニアモデル

図-7 荷重-変位関係(Nモデル)

3.2 応答値と地震動指標との相関係数の算出

橋脚の応答値と地震動指標は両者とも対数正規分布に従ってばらついていると仮定し、両者の間の相関係数を両対数軸上で式(4)により求めた。

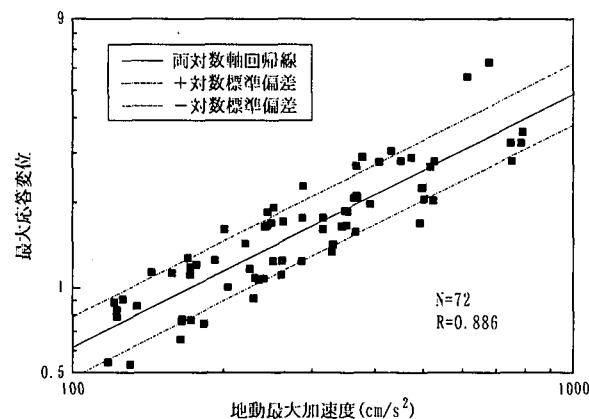
$$\log(\text{応答値}) = a + b \log(\text{地震動指標}) \quad (4)$$

(a, bは回帰定数)

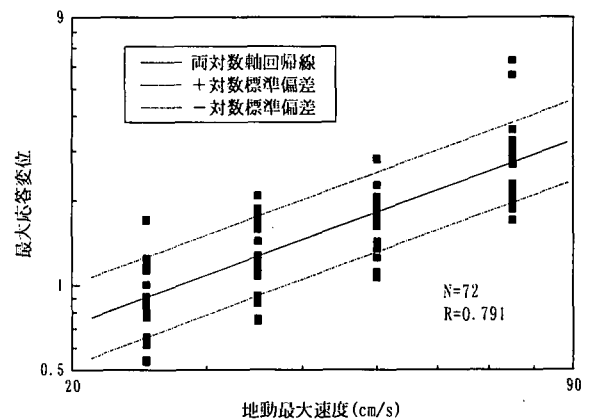
例として、2パラメータモデルを用いたときのKモデルの結果を図-8に示す。(a)、(b)、(c)、(d)はそれぞれ、横軸に地動最大加速度、地動最大速度、地動最大変位、SIを、縦軸にはすべて無次元化変位の最大値をプロットしている。図中、実線で線形回帰直線を、破線で対数標準偏差の推定幅を示している。

図-8より、最大応答変位と地動最大加速度、地動最大速度、地動最大変位、SIとの相関係数は、それぞれ0.886、0.791、0.603、0.798となっており、地動最大加速度が最も相関が高く、SIと地動最大速度がほぼ同等、地動最大変位が最も相関が低くなっていることが分かる。

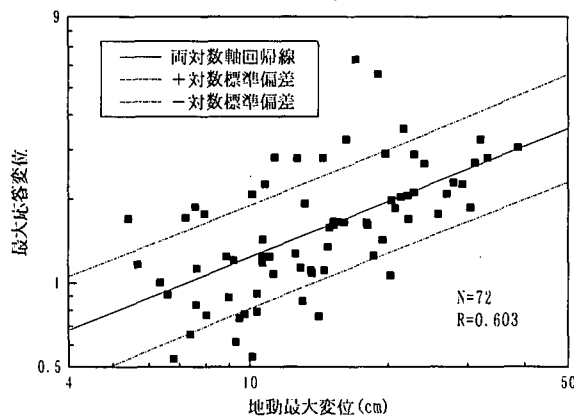
橋脚の応答指標として最大応答水平荷重、残留変位を指標とした場合も同様の手法により地震動指標との相関係数を求めた。その際、回帰の適合度をt-分布による検定を行い、すべて有意水準0.01(1%)で適合することを確認している。



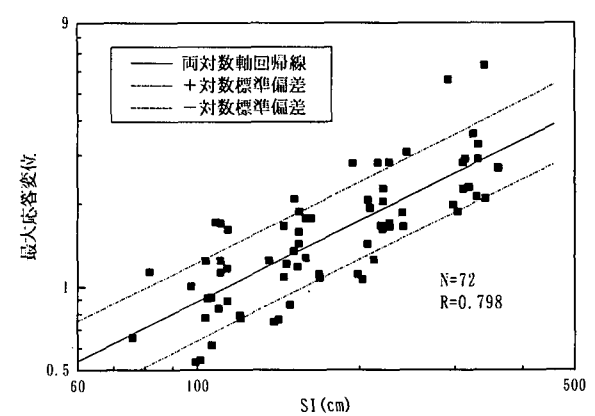
(a) 地動最大加速度との相関



(b) 地動最大速度との相関



(c) 地動最大変位との相関



(d) SIとの相関

図-8 最大応答変位と地震動指標との相関(Kモデル)

3.3 橋脚固有周期と相関係数の大小関係

解析した全15モデルについて、横軸に固有周期、縦軸に相関係数をプロットしたものを図-9,10に示す。図-9は、最大応答変位を、図-10は残留変位を橋脚応答の指標とした場合を表している。最大応答水平荷重の結果は最大応答変位とほとんど同様となったので図は省略する。(a)は2パラメータモデルによる結果、(b)はバイリニアモデルによる結果を示している。図中の■は地動最大加速度(PGA)、●は地動最大速度(PGV)、▲は地動最大変位(PGD)、○はSIとの相関を示している。

まず、2パラメータモデルとバイリニアモデルによる結果を比較してみる。橋脚の応答指標として残留変位に着目した場合、若干の差異が生じているが、最大応答変位、最大応答水平荷重に関しては、どちらのモデルによる結果もほとんど同じ結果となっている。3.1の応答解析結果では、復元力特性によって大きく結果が異なったのに対し、応答値と地震動指標との相関係数に関してはほとんど差が生じていない。これは、応答値と地震動指標との相関に大きな影響を与えているのは橋脚の固有周期であり、今回使用した復元力特性では弾性剛性、除荷剛性、および降伏水平荷重が等しいため、非線形化してからの固有周期もほとんど同じであったためであると考えられる。

次に、最大応答変位、最大応答水平荷重と地震動指標との相関を検討する。地動最大加速度との相関係数は0.4～0.9程度であり、橋脚の固有周期が0.9秒程度未満では、相関係数が0.9程度と高い相関を示しているが、それより長周期では相関が急激に低下することが分かる。

地動最大速度との相関係数は、0.7～0.9程度となっており今回考慮した周期内では安定して相関が高い。ただし、固有周期0.9秒程度未満では地動最大加速度よりも相関が低くなっていることが分かる。SIとの相関は地動最大速度との相関とほとんど同様の傾向を示している。相関係数の大きさもほぼ同様0.7～0.9程度であるが、固有周期0.5秒程度未満を除くと地動最大速度よりも若干大きな値を示しており、特に、1.1秒以上では差が大きくなる傾向がうかがえる。

地動最大変位との相関係数は0.5～0.7程度であり、他の指標よりも相関性が低い。しかし、全体的に長周期に

なるほど相関が向上する傾向が見てとれる。

これらに対し、応答として残留変位をみると、相関係数は、どの地震動指標に対しても0.3～0.7程度であり、最大応答変位や最大応答水平荷重との相関よりも低くなっていることが分かる。ただし、各固有周期毎に見た相関係数の大小関係は、若干のばらつきはあるが他の応答指標と同様の結果となっている。

以上の傾向をまとめたものを表-4に示す。表-4より、橋脚の固有周期が0.9秒未満では地動最大加速度と、0.9秒以上ではSIとの相関が最も高くなっていることが分かる。

3.4 鋼製橋脚とRC橋脚との比較

ここでは、鋼製橋脚とRC橋脚を対象として、応答指標と地震動指標との相関性に差異があるかどうかについて検討するものとする。

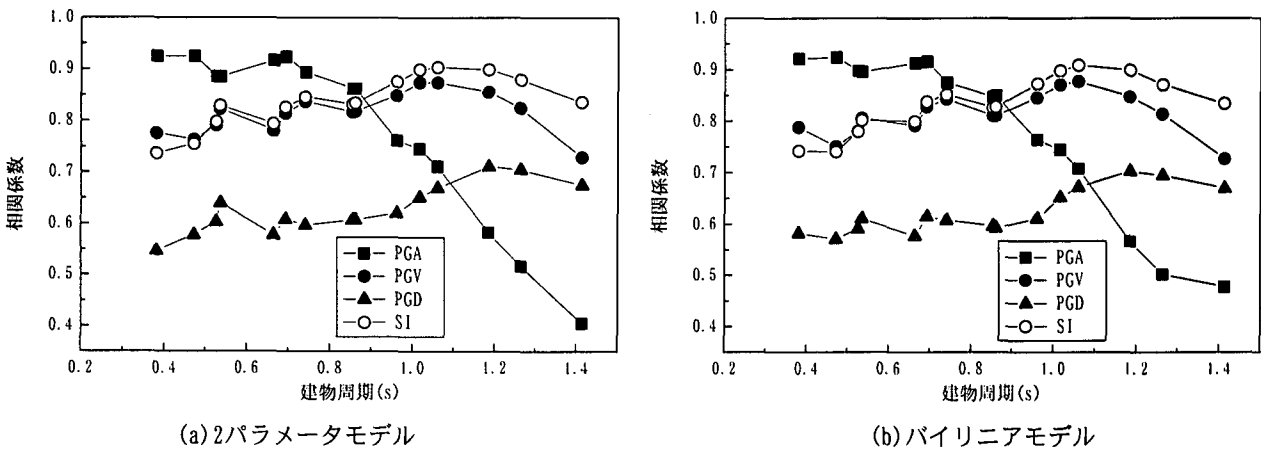


図-9 最大応答変位に対する相関

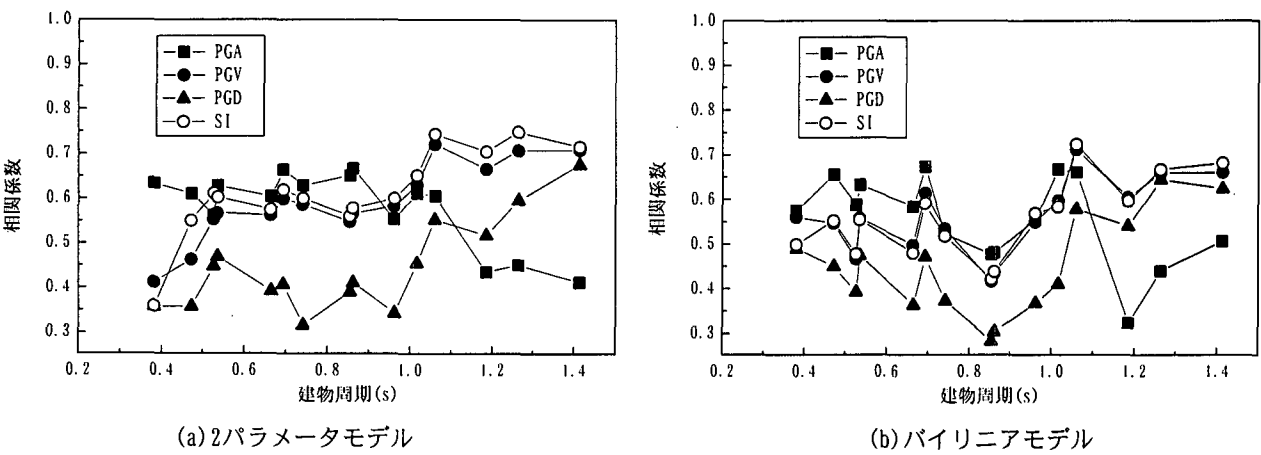


図-10 残留変位に対する相関

表-4 応答値と地震動指標との相関係数の大小関係

	0.9秒未満	0.9～1.1秒	1.1秒以上
最大応答水平荷重	PGA>SI≒PGV>PGD	SI≒PGV>PGA>PGD	SI>PGV>PGD>PGA
最大応答変位	PGA>SI≒PGV>PGD	SI≒PGV>PGA>PGD	SI>PGV>PGD>PGA
残留変位	PGA>SI≒PGV>PGD	SI≒PGV>PGA>PGD	SI≒PGV>PGA>PGD

PGA：地動最大加速度、PGV：地動最大速度、PGD：地動最大変位、SI：スペクトルインテンシティ

R C 橋脚の最大応答変位と地震動指標との相関係数の関係を図-11に示す。横軸は固有周期、縦軸は相関係数を表している。凡例は鋼製橋脚の場合と同様である。

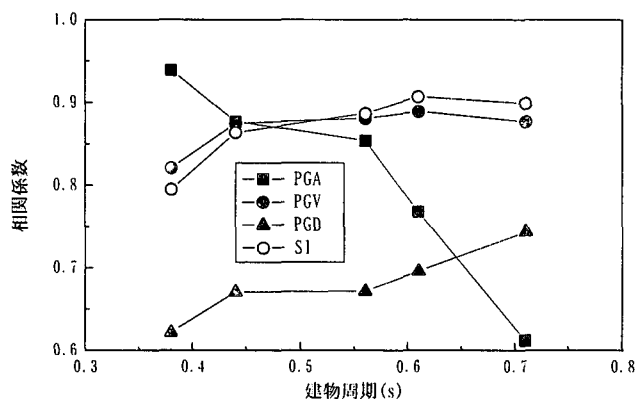


図-11 R C 橋脚の最大応答変位に対する相関係数

図-11より、全体的な傾向は鋼製橋脚の場合と同様であることが分かる。すなわち、地動最大加速度との相関は短周期側ほど高く、周期が長くなると相関が急激に低下する。地動最大速度およびSIとの相関は全周期にわたり高い相関を示す。地動変位との相関係数は最も小さいが周期が長くなれば相関も向上する傾向が見てとれる。

しかし、鋼製橋脚では、0.9秒まで地動最大加速度との相関が最も高かったのに対し、R C 橋脚では0.45秒までとなっている。また、鋼製橋脚では1.1秒付近で地動最大加速度と地動最大変位の相関係数の大小が変化しているが、R C 橋脚では0.65秒付近で変化していることが分かる。検討条件は異なるがR C 建物に対する同様の研究^{7), 11)}でも、地動最大加速度が高い相関を示すのは固有周期0.3もしくは0.4秒程度以下のときである。

これらの理由は以下のように考えられる。鋼製橋脚の復元力特性では、降伏水平荷重までは弾性剛性を維持しており、さらに除荷剛性も弾性剛性と等しい。一方R C 橋脚の場合、降伏水平荷重に達する以前にひび割れが生じ剛性が低下する。さらに、除荷剛性も弾性剛性よりも小さくなる。したがって、鋼製橋脚に比べ、R C 橋脚では非線形化が早期に進展し、固有周期の長周期化も大きいと考えられ、弾性時の固有周期よりも地震応答中の周期が長周期側にシフトしているため前述のような差異が生じたものと考えられる。

3.5 耐震設計に用いる地震動指標

橋脚の応答と地震動指標との相関性は、橋脚の固有周期により大きく異なることが分かった。したがって、動的解析による耐震設計を行うにあたり、入力地震動の強さを表す指標は次のように考えることができる。

固有周期0.9秒未満の鋼製橋脚の場合、地動最大加速度との相関係数が0.9程度と高い相関を示している。したがって、地動最大加速度を入力地震動の強さを示す指

標とすれば、動的解析結果のばらつきが最も少なくなり、耐震設計結果の信頼性が高まる。また、固有周期0.9秒以上の鋼製橋脚の場合、SIとの相関係数が0.9程度と高い相関を示しているため、SIを入力地震動の強さを表す指標として用いるとよい。

R C 構造物の場合、上述の分岐点は固有周期0.45秒程度となる。以上をまとめると表-5のようになる。

表-5 耐震設計に用いる地震動の強さを表す指標

固有周期 (s)	鋼製橋脚	R C 橋脚
～0.45	地表最大加速度	地表最大加速度
0.45～0.9		SI
0.9～	SI	

ただし上表中、分岐となる固有周期は今回の検討より設定した値であり、実際の適用にあたってはより多くの地震波、橋脚による検討から決定すべきであろう。

4. 結論

本研究では鋼製橋脚を主な検討対象とし、動的応答と地震動指標との相関について、非線形地震応答解析を行うことにより検討した。得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 最大応答変位や最大応答水平荷重と、地震動指標との相関係数に関しては、復元力特性による差異は大きくなかった。これら指標間の相関は橋脚の固有周期に大きく依存していると考えられる。
- 2) 地動最大加速度と応答との相関は、鋼製橋脚の固有周期が0.9秒未満では相関係数0.9と高い相関を示すが、それより長周期では急激に相関は低くなる。
- 3) 地動最大速度およびSIと応答との相関係数は、広範囲にわたって相関0.7～0.9程度の高い値を示し、特に、0.9秒以上では最も相関が高い。
- 4) R C 橋脚の場合、地動最大加速度と相関が高いのは固有周期0.45秒未満であり、それより長周期ではSIとの相関が高い。鋼製橋脚とR C 橋脚に現れる固有周期の違いは、橋脚の非線形化による固有周期の長周期化の影響であると考えられる。
- 5) 動的解析による耐震設計に用いる入力地震動の強さを表す指標として、橋脚の固有周期により、地動最大加速度とSIを使い分けることを提案した。

本検討では、応答と地震動指標との相関関係が、橋脚の固有周期により異なったため、耐震設計における入力地震動の強さを表す指標を地動最大加速度とSIを使い分ける方法を提案した。しかしながら、より広範囲な周期にわたって応答との相関が高い地震動指標が見つければ、その指標のみを用いて設計することができる。このような指標の模索が今後の検討課題であると考えられる。

参考文献

- 1) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する「第

- 二次提言」，1996.
- 2) (社)日本建築学会：建築および都市の防災性向上に関する提言（第三次提言），1998.
- 3) Housner, G. W. : Intensity of Earthquake Ground Shaking near the Causative Fault, *Proc. 3rd. WCEE*, pp.94-115, 1965.
- 4) 井上範夫，堀 則男：直下型地震のエネルギー的な破壊力特性に関する一考察，第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集，pp.107-110, 1996.
- 5) 中村友紀子，壁谷澤寿海：直下型地震による最大塑性応答変位に関する研究，第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集，pp.111-114, 1996.
- 6) 桑村 仁，竹田拓也，佐藤義也：地震動の破壊力指標としてのエネルギー入力率，日本建築学会構造系論文集，No.491, pp.29-36, 1997.
- 7) 長橋純男，小林啓美：地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅，日本建築学会論文報告集，No.181, pp.15-22, 1971.
- 8) 安藤陽一，山崎文雄，片山恒雄：地震動の強さ指標による構造物損傷の評価，第8回日本地震工学シンポジウム，pp.715-720, 1990.
- 9) 鈴木基行，井林 康，藤原 稔，尾坂芳夫：RC橋脚の地震被害と地震動および構造特性との関連性，構造工学論文集，Vol.44A, pp.651-658, 1998.
- 10) 芳崎一也，宇佐美勉，才塚邦宏：鋼製橋脚に大きな損傷を与える地震波の成分，土木学会論文集，No.584/I-42, pp.125-134, 1998.
- 11) 北原武嗣，伊藤義人：RC構造物の非線形動的応答と地震動指標との相関について，第53回土木学会年次学術講演会概要集，1998.
- 12) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996.
- 13) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤 努，才塚邦宏：箱形断面鋼製橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37, pp.191-204, 1996.
- 14) 土木学会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.
- 15) 鈴木森晶，宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究，NUCE Research Report, No.9702, 1997.

(1998年8月17日受付)

THE CORRELATION BETWEEN THE ELASTO-PLASTIC DYNAMIC RESPONSE OF STEEL PIERS AND THE INDEX OF SEISMIC MOTION

Takeshi KITAHARA and Yoshito ITOH

In order to study which index of seismic motion strongly affects on the dynamic response of steel piers, we carried out the elasto-plastic dynamic analysis using the S.D.O.F. model. We considered peak ground acceleration(P.G.A.), peak ground velocity(P.G.V.), peak ground displacement(P.G.D.) and spectrum intensity as the index of seismic motion. In this study, we compared the results of steel piers with those of RC piers and reviewed the difference by skeleton curves. As a result, we showed that the correlation between dynamic response and the index of seismic motion varied by the natural period of piers.