

免震支承を有する鋼製橋脚の 最適エネルギー吸収分担率に関する研究

A study of energy absorption ratio of steel bridge pier with isolated bearing

鈴木 森晶*, 武田 直洋**, 青木 徹彦***
Moriaki Suzuki, Naohiro Takeda, Tetsuhiko Aoki

ABSTRACT Studied herein is the effect of restoring force characteristics on the dynamic interaction of foundation-structure system. The bridge structural system is simply modeled by three degrees-of-freedom system allowing the sway of structure. Dynamic response analysis have performed to determine the energy absorption ratio between pier and isolated bearing. This study shows an idea of reasonable design concept of steel bridge pier with isolated bearing.

1. はじめに

兵庫県南部地震の発生から 4 年以上経った現在、極大地震に対する構造物の耐震性能に関する研究は以前にも増して盛んに行われている。特に、高速道路などの高架橋に用いられる鋼製橋脚の耐震性能^{1),2)}の向上は、機能維持などの面から大変注目されている。

高架橋は桁・脚・支承・基礎からなるシステムである。この 1 つのシステムに地震動が作用したとき、個々の要素が受ける地震動の影響は他要素の影響を当然強く受ける。また、橋脚はフーチングや杭などの基礎によって支持されているため、よほど堅固な地盤で支持された強固な基礎でない限り、橋脚は基礎の振動性状の影響を受けると考えられる。このような上部構造、支承条件、橋脚、基礎などの動的相互作用に関する研究³⁾はこれまでも行われてきているが、依然としてそれらの影響を十分に取り入れた設計法の導入に至っていない現状にある。

ところで、高架橋の耐震性能の向上の 1 つとして免震支承を用いた免震化が挙げられる。高架橋を免震設計する場合には、長周期化による地震力の低減や減衰性能の付加による応答変位の低減、履歴エネルギー吸収による応答変位の低減などを免震支承に受け持たせ

る必要がある。しかし、免震支承を設計するうえで、免震化によってどの程度の減衰性能を持たせ、また、塑性化させるべきかなど現時点では明確にされてはいない。

したがって、本研究では桁・脚・支承・基礎からなる高架橋のシステムを、3 自由度バネ質点系にモデル化し、免震支承の降伏荷重、降伏変位をパラメータとして弾塑性応答解析を行った。そして、地震力が作用した場合に、エネルギー吸収の観点から、最大応答変位が最小となるときの、総履歴エネルギー量に対する橋脚と免震支承それぞれの履歴エネルギーの分担率を求め、橋脚と免震支承の最適エネルギー分担率の関係について検討した。

2. 解析手法

本研究では、図-1 のような基礎と上部構造からなる系を解析対象とし、この系をそれぞれの動的相互作用(橋軸直角方向に対する構造物の水平運動、基礎のスウェイ運動およびロッキング運動)を考慮した 3 自由度系にモデル化した。この系に地震力が作用した場合の変形図を図-2 のように仮定した。図-2 の変形図から基礎、橋脚、免震支承それぞれについて運動方程式を誘導すると式(1)が得られる⁴⁾。

$$M(\ddot{X} + \ddot{X}_\theta) + C\dot{X} + KX = -M\ddot{X}_0 \quad (1)$$

* 愛知工業大学 土木工学科 (豊田市)

** 愛知工業大学 大学院建設システム工学専攻

*** 愛知工業大学 土木工学科 (豊田市)

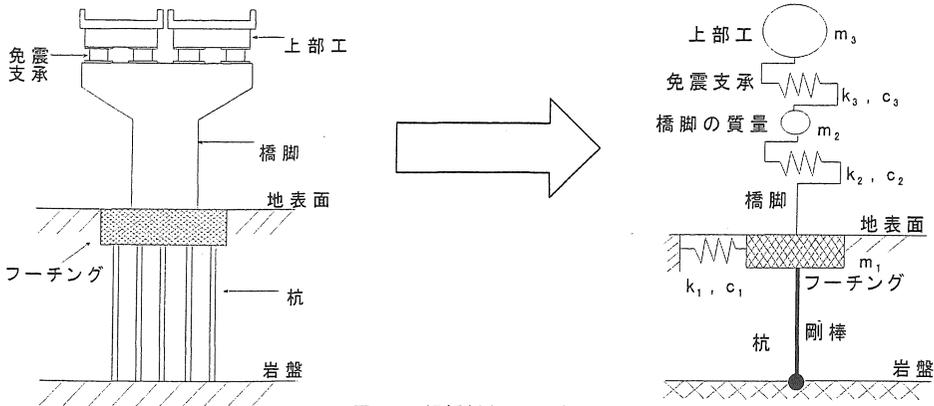


図-1 解析対象のモデル化

ここで,

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad (\text{質量マトリックス})$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad (\text{剛性マトリックス})$$

$$C = \begin{bmatrix} c_1+c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2+c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} \quad (\text{減衰マトリックス})$$

$$\ddot{X} = \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{bmatrix}, \quad \dot{X} = \begin{bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \end{bmatrix}, \quad X = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix}, \quad \ddot{X}_0 = \begin{bmatrix} \ddot{x}_{01} \\ \ddot{x}_{02} \\ \ddot{x}_{03} \end{bmatrix}$$

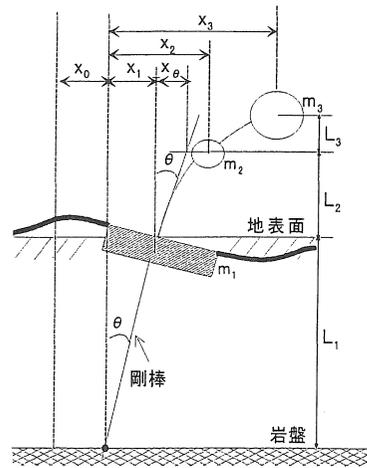


図-2 地震力が作用した場合の変形図

である。

モデル化に際して、多くの場合ロッキング運動を表すために回転バネを設けているが³⁾、より簡略化するためにロッキング運動に関しては回転バネを設けるのではなく、図-1 に示すように基礎を剛な構造と仮定し、岩盤にピン結合されているとした。ただしこれは、免震支承を設けることにより杭は塑性化しないこと、また、杭自身の 2 次以降のモードが発生しないという前提でのみ成立する仮定である。スウェイ運動によりフーチングは水平移動すると同時に回転する。その角度を θ とすると図-2 より、

$$\tan \theta = \frac{x_1}{L_1} \quad (2)$$

となる。ここで、 L_1 : 杭長、 x_1 : フーチングの水平変位である。回転角 θ による変位 x_0 は、杭長: L_1 、橋脚高: L_2 、また、 θ は微小と考え $\tan \theta \cong \theta$ とし、式(3)のようになる。

$$x_0 = x_1 \frac{L_2}{L_1} \quad (3)$$

こうすることにより、特にロッキングバネを設けなくても回転を与えることができる。また、 x_0 だけ変位が増加することにより、各質点がバネ等に対し本来なんらかの影響があると考えられるが、本研究ではその影響は非常に小さいとし、慣性力のみに影響すると仮定した。また、減衰係数 c は式(4)を用いて算出した。

$$c_i = 2h_i \sqrt{m_i k_i} \quad (4)$$

ここで、 h_i : 減衰定数、 m_i : 質量、 k_i : バネ定数である。解析では、Newmark β 法 ($\beta=1/4$)⁴⁾ を用いて行った。解析に用いた入力地震波は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (以下道示)⁵⁾ に示されるレベル 2 (TYPE1, TYPE2) 地震波の標準加速度応答スペクトルに適合するように修正された地震波を用い、各地盤種

(1種, 2種および3種地盤)ごとに表-1に示すような4波を入力し, 橋軸直角方向に作用させた。

1次剛性は式(5)から算出し47.8tf/cmである。

$$k = \frac{3EI}{L^3} \tag{5}$$

表-1 入力地震波

	1種地盤	2種地盤	3種地盤
レベル2 TYPE1	JIBAN1L2	JIBAN2L2	JIBAN3L2
レベル2 TYPE2	INAGAWA N-JMS-EW N-JMA-NS	FUKIAI N-JRT-EW N-JRT-NS	N-HKB-NS P-ISL-EW P-ISL-NS

2次剛性は, 道示の設定例より1次剛性の7.7%とした。また, 軸力を考慮しない場合の降伏荷重および降伏変位はそれぞれ $H_{2y0}=258\text{tf}$ および $\delta_{2y0}=5.41\text{cm}$ である。上部工の重量は表-2に示すように, 震度法により1種地盤で600tf, 2種地盤で500tf, 3種地盤で430tfとなった。

3. 解析モデル

3・2 地盤-基礎

3・1 上部工・橋脚

基礎に用いられる杭とフーチングを, それぞれ前述のように剛棒と質点として考えモデル化している。諸元の詳細は表-3に示すとおりである。杭は鋼管杭を想定した。バネ定数は各地盤種のN値も考慮した杭と地盤バネの合成値とし, 道路橋示方書・同解説IV下部構造編⁶⁾を参考にして1種地盤で6100tf/cm, 2種地盤で4290tf/cm, 3種地盤で2920tf/cmの値を用いた。また, フーチングの重量は170tfとした。ここで, 各地盤種のN値は, それぞれ40, 25, 15, 減衰定数 h_1 は0.2と仮定した⁷⁾。

橋脚は鋼製橋脚を想定し, 鋼材は $\sigma_y=2.4\text{tf/cm}^2$, ヤング率 $E=2100\text{tf/cm}^2$ のSS400を仮定した。橋脚の高さ $L_1=1200\text{cm}$, 重量 $m_1=20\text{tf}$ (図-2参照), 断面二次モーメント $I=1.31 \times 10^7\text{cm}^4$ および減衰定数 $h_2=0.05$ は地盤種によらず一定値とした(表-2参照)。断面の寸法は図-3に示すような補剛断面を用いた。幅厚比パラメータは $R_1=0.41$ である。復元力モデルは図-4のようなひずみ硬化型のバイリニアモデルを用いる⁵⁾。

基礎地盤の影響は水平方向のバネを用いることによって考慮したが, ここでは基礎の耐力が橋脚, 免震支承の

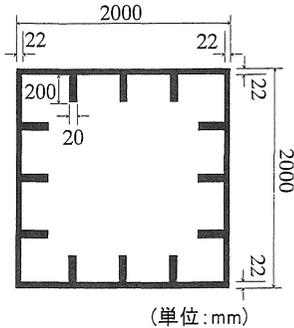


図-3 橋脚の断面図

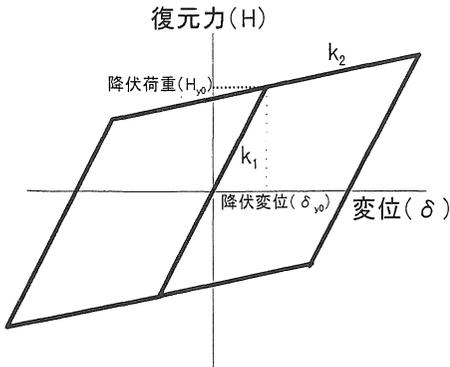


図-4 復元力モデル

表-2 上部工・橋脚の諸元

	1種地盤	2種地盤	3種地盤
上部工重量 m_2 (tf)	600	500	430
橋脚高 L_2 (cm)	1200		
橋脚の質量 m_2 (tf)	20		
橋脚の断面二次モーメント I (cm^4)	1.31×10^7		
橋脚の減衰定数 h_2	0.05		
橋脚の1次剛性 k_{21} (tf/cm)	47.8		
橋脚の降伏荷重 H_{2y0} (tf)	258		
橋脚の降伏変位 δ_{2y0} (cm)	5.41		

表-3 基礎の諸元

	1種地盤	2種地盤	3種地盤
フーチングの重量 m_1 (tf)	170		
杭長 L_1 (cm)	2000		
減衰定数 h_1	0.2		
バネ定数 k_1 (tf/cm)	6100	4290	2920
N値	40	25	15

表-4 免震支承の諸元 (降伏荷重固定)

降伏荷重 H_{3y0} (tf)	降伏変位 d_{3y0} (cm)	1次剛性 k_{31} (tf/cm)	等価剛性 (tf/cm)	1種地盤 固有周期 (sec)	
				1次	2次
				50.0	1.00
	2.00	25.0	8.66	1.20	0.104
	3.00	16.7	6.18	1.38	0.111
	4.00	12.5	4.91	1.55	0.114
	5.00	10.0	4.16	1.69	0.117
	6.00	8.33	3.65	1.83	0.119
	7.00	7.14	3.29	1.95	0.120
	8.00	6.25	3.05	2.07	0.121
	9.00	5.56	2.84	2.18	0.122
	10.0	5.00	2.66	2.29	0.122
	11.0	4.55	2.52	2.39	0.123
	12.0	4.17	2.42	2.49	0.123
	13.0	3.85	2.31	2.58	0.124
	14.0	3.57	2.24	2.67	0.124
	15.0	3.33	2.16	2.76	0.124
	20.0	2.50	1.91	3.16	0.125

の耐力よりも十分大きいと考え、地盤バネはすべて弾性バネとした⁸⁾。また、本研究ではスウェイ運動により基礎が回転すると仮定しているため、ロッキング運動に関する回転バネは考慮していない。

3・3 免震支承

免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB600 相当) を想定し、免震支承の復元力モデルは、図-4 に示す橋脚の復元力モデルと同様なひずみ硬化型のバイリニアに仮定した⁹⁾。また、免震支承の高さ (L_3)、および等価減衰定数 (h_3) は一定値とし、 $L_3=50\text{cm}$ 、 $h_3=0.2$ とする。ただし、1次剛性、2次剛性はメーカーによる性能試験の結果より算出し、2次剛性は1次剛性の30%とした¹⁰⁾。

実際に免震支承が用いられるときは、単体で用いられることは少なく複数個の免震支承が用いられる。したがって、LRB600 を基準とし複数個の免震支承を合成した場合の各値を解析に用いる。表-4 は降伏荷重 H_{3y0} を 50tf に固定し、降伏変位を 1cm から 20cm まで変化させた場合の値である。同様に表-5 は免震支承の降伏変位 δ_{3y0} を 2.5cm に固定し、合成後の降伏荷重を 12.5tf から 200tf まで変化させた場合の値である。また、解析モデルの1種地盤における1次と2次の固有周期も同時に示す¹¹⁾。

表-5 免震支承の諸元 (降伏変位固定)

降伏荷重 H_{3y0} (tf)	降伏変位 d_{3y0} (cm)	1次剛性 k_{31} (tf/cm)	等価剛性 (tf/cm)	1種地盤 固有周期 (sec)	
				1次	2次
				2.50	12.5
	25.0	10.0	3.58	1.69	0.117
	37.5	15.0	5.38	1.44	0.112
	50.0	20.0	7.17	1.30	0.108
	62.5	25.0	8.95	1.20	0.104
	75.0	30.0	10.8	1.14	0.100
	87.5	35.0	12.5	1.09	0.097
	100	40.0	14.3	1.05	0.094
	113	45.0	16.1	1.01	0.092
	125	50.0	17.9	0.989	0.089
	138	55.0	19.7	0.967	0.087
	150	60.0	21.5	0.948	0.085
	163	65.0	23.3	0.932	0.083
	175	70.0	25.1	0.919	0.081
	188	75.0	26.9	0.906	0.080
	200	80.0	28.7	0.896	0.078

4. 解析結果および考察

4・1 弾塑性応答解析結果

前章で述べた解析モデルに、レベル2地震動を入力し、免震支承の降伏荷重、降伏変位をパラメータとして弾塑性応答解析を行い、上部工および橋脚の最大応答変位、免震支承および橋脚の履歴エネルギー吸収量への影響を検討した。レベル2地震動を入力し得られた弾塑性応答解析結果を図-5 および図-6 に示す。図-5 は縦軸に最大応答変位 (絶対変位) を横軸に免震支承の降伏変位をとったものである。同様に図-6 は縦軸に上部工の最大応答変位、横軸に免震支承の降伏荷重をとり地盤種別に示したものである。これらの図のうち四角の印がレベル2 TYPE1 地震動を入力したもので、三角の印が TYPE2 地震動を入力した場合の最大応答変位の平均値を表している。また、図中の実線は上部工の最大応答変位であり、破線は橋脚天端の最大応答変位を表している。

4・2 降伏変位の差による影響

図-5 より上部工の最大応答変位が最小となるのは、どの地盤種においても免震支承の降伏変位が 1cm のときで、TYPE2 地震動入力時の平均値 (図中の実線、三角印) でみると1種地盤では 18cm、2種地盤では 35cm、3種地盤では 32cm 程度となっている。また、そのときの橋脚天端の最大応答変位は1種、2種、3種地盤それぞれ、6cm、

19cm, 17cm 程度となっている。

また、免震支承の降伏変位を変化させた場合の最大応答変位は、降伏変位を大きくするにしたがって上部工の最大応答変位は増大するが(図-5の実線)、橋脚天端の最大応答変位は低減する(図-5の点線)傾向にある。さらに、免震支承の降伏変位が3cm以上ではTYPE1地震動、TYPE2地震動ともに橋脚の最大応答変位に大きな変化はみられず塑性化していないのに対し、上部工の最大応答変位のみが増大している。以上より、免震支承の降伏変位を変化させることによる橋脚天端の最大応答変位に対する影響は、ほとんどないといえる。

4・3 降伏荷重の差による影響

図-6の降伏荷重による最大応答変位の影響をみると、多少のばらつきがみられるものの免震支承の降伏荷重を大きくするにつれて、橋脚の最大応答変位は増大し、上部工の最大応答変位は減少する傾向にある。

まず、図-6(a)の1種地盤の場合でTYPE1地震動(図中の四角印)による上部工の最大応答変位をみると、免震支承の降伏荷重を12.5tfから200tfにすることにより、35cm程度の減少がみられる。これに対し、橋脚天端の最大応答変位は10cm以上増大している。

次に、TYPE2地震動の平均値(図中の三角印)をみると、1種地盤の場合で橋脚天端の最大応答変位は15cm程度増大しているのに対し、上部工の最大応答変位は10cm程度減少している。2種および3種地盤それぞれについて図-6(b)、(c)から橋脚天端の最大応答変位は、TYPE1地震動では免震支承の降伏荷重を12.5tfから200tfにすることにより、8cmおよび13cm程度増大し、上部工ではそれぞれ35cmおよび45cm程度減少している。同様に、TYPE2地震動も橋脚天端で25cmおよび15cm程度増大し、上部工では25cmおよび45cm程度減少している。

また、図-6(a)、(b)、(c)よりいずれの場合も免震支承の降伏荷重が100tfを越えたあたりからは、上部工の最大応答変位に大きな変化はみられない。このことから、免震支承の降伏荷重は、地盤種によらず約100tf以上あれば良いといえる。

図-5、図-6を比較してみると、図-6の免震支承の降伏荷重を変化させた場合では、橋脚天端の最大応答変位は、入力地震動によりその挙動が大きく変化する。それに対して、図-5の免震支承の降伏変位を変化させた場合では、入力地震動によらずほとんど同様な挙動を示している。また、どちらの場合も1種地盤においては、TYPE2地震動よりもTYPE1地震動のほうが最大応答変位が大きな値を示している。これは、

1種地盤TYPE1地震動の初期におけるある一定時間の加速度が、同一方向に集中するという特殊な波形であるために、一方へ単調載荷されるような荷重を受けると考えられる¹²⁾。したがって、免震支承で受け持つ部分がきわめて大きくなり、他の地盤種と傾向が逆転していると考えられる。

以上より、免震支承の降伏荷重を変化させることによる橋脚天端の最大応答変位に与える影響は非常に大きく、さらに、橋脚をある程度塑性化させることにより、最大応答変位を低減する効果のあることがわかる。また、免震支承の降伏荷重が100tfの場合の免震支承のパネ定数と橋脚のパネ定数の比はほぼ1:1であるが、降伏荷重を比較してみると橋脚の1/2.5程度である。したがって、上部工の最大応答変位を最小にするには、免震支承と橋脚のパネ定数はほぼ同じ値にし、免震支承の降伏荷重を橋脚に対し1/2.5程度以上に設定するのが最適であると考えられる。

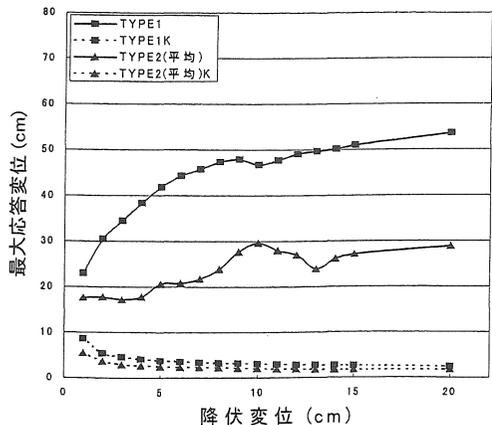
4・4 塑性率による比較

図-7に橋脚の降伏変位(δ_{2y0})に対する最大応答変位の比(塑性率)と免震支承の降伏荷重の関係について示す。図-7(a)はTYPE1地震動入力時の橋脚の塑性率-免震支承の降伏荷重関係、図-7(b)はTYPE2地震動入力時の橋脚の塑性率-免震支承の降伏荷重関係である。図-7(a)のTYPE1地震動入力時で、免震支承の降伏荷重200tfのときの最大塑性率は、1種、2種、3種地盤でそれぞれ約 $2.5\delta_{2y0}$ 、約 $1.8\delta_{2y0}$ 、約 $2.7\delta_{2y0}$ となっている。図-7(b)のTYPE2地震動入力時での最大塑性率は、1種、2種、3種地盤それぞれ約 $2.8\delta_{2y0}$ 、約 $4.8\delta_{2y0}$ 、約 $3.7\delta_{2y0}$ である。

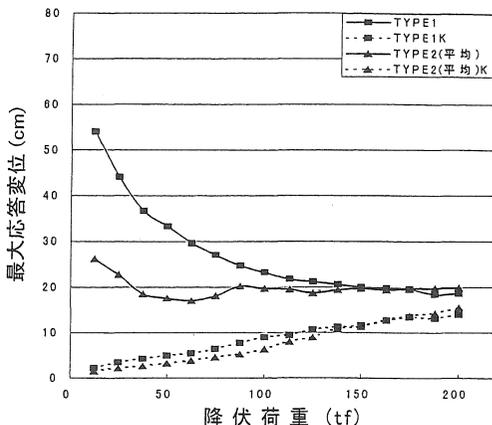
前述したように免震支承の降伏荷重が100tf以上の場合に上部工の最大応答変位がほぼ横這いになっていることから、このときの橋脚の塑性率を求めてみる。TYPE1地震動入力時においては1種、2種、3種地盤でそれぞれ約 $1.6\delta_{2y0}$ 、約 $1.0\delta_{2y0}$ 、約 $0.9\delta_{2y0}$ であり、TYPE2地震動入力時でそれぞれ約 $1.1\delta_{2y0}$ 、約 $2.8\delta_{2y0}$ 、約 $2.6\delta_{2y0}$ であり、すべて $3\delta_{2y0}$ 以下となっている。これらの値は、道示に規定されている許容塑性率を下まわっている。

4・5 履歴エネルギー分担率

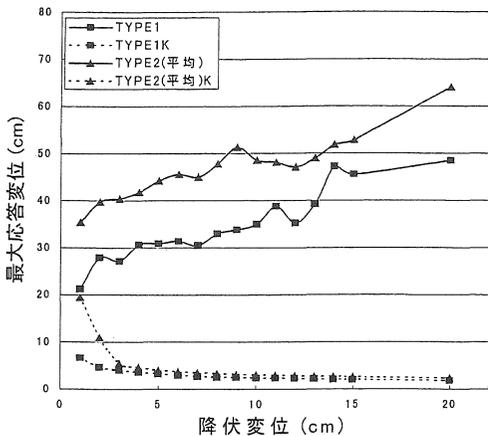
図-5に示すような降伏変位を変化させた場合では、橋脚は塑性化していない場合が多いことから履歴エネルギー吸収量はほとんど無いと考え、図-6に示すような免震支承の降伏荷重をパラメータとして解析した結果について、免震支承と橋脚の履歴エネルギー分担率について検討する。



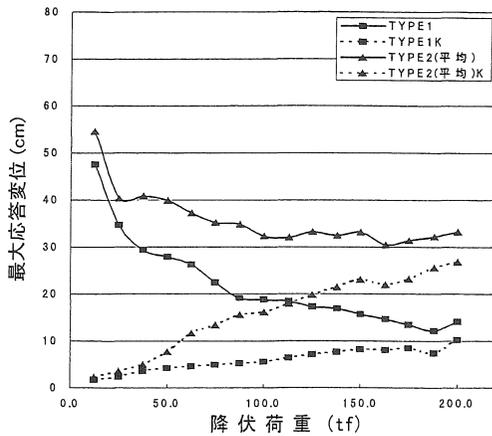
(a) 1種地盤



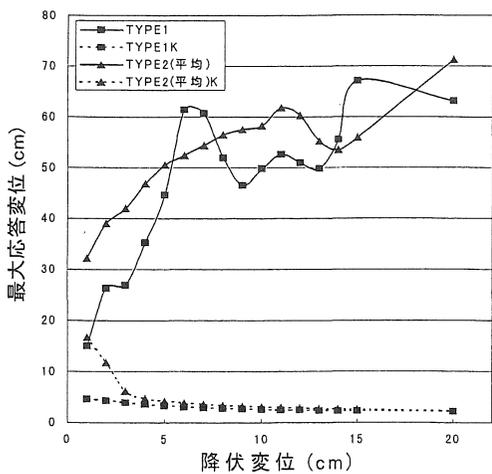
(a) 1種地盤



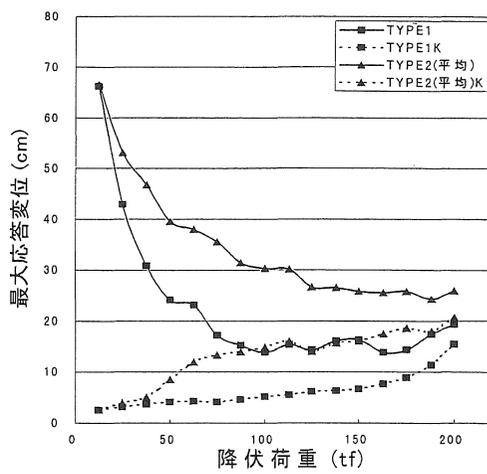
(b) 2種地盤



(b) 2種地盤



(c) 3種地盤



(c) 3種地盤

図-5 最大応答変位-免震支承の降伏変位関係

図-6 最大応答変位-免震支承の降伏荷重関係

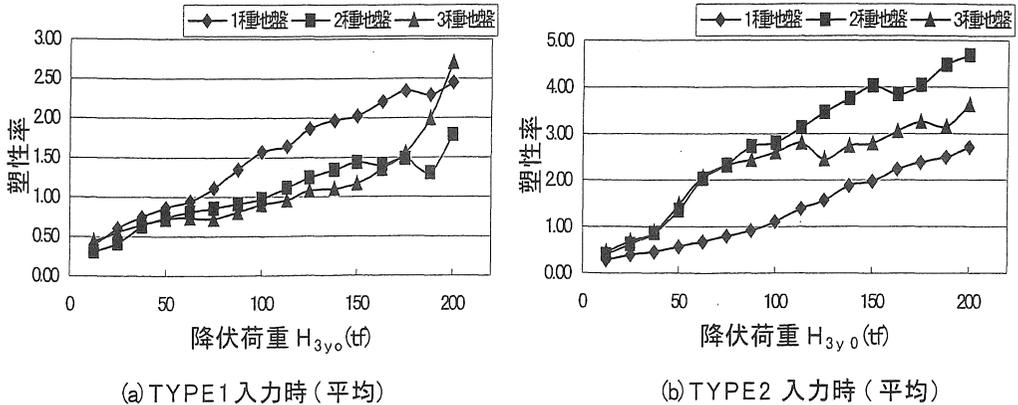


図-7 橋脚の塑性率-免震支承の降伏荷重関係

図-8 から図-10 にレベル 2 地震動を入力した場合の結果について示す。図-8 は 1 種地盤、図-9 は 2 種地盤、図-10 は 3 種地盤における橋脚と免震支承の履歴エネルギー分担率である。縦軸は総履歴エネルギー吸収量に対する免震支承と橋脚の履歴エネルギー分担率をとっており、横軸は免震支承の降伏荷重 (H_{3y0}) をとっている。また、TYPE2 地震動を入力し、得られた結果の平均値も同時に示す(各図の(e))。ここで、図中の黒の塗りつぶしは免震支承の履歴エネルギー分担率を、灰色の塗りつぶしは橋脚の履歴エネルギー分担率を表している。

図をみると、免震支承の降伏荷重を大きくするにつれて、橋脚の履歴エネルギーは増大し、免震支承の履歴エネルギーは減少しているのがわかる。TYPE 2 地震動の場合、図-8 の 1 種地盤で、免震支承の降伏荷重が 87.5tf 以下では免震支承のみで履歴エネルギー吸収が行われており、それ以上で橋脚の塑性化が始まり、橋脚により履歴エネルギー吸収がされている。図-9、図-10 の 2 種、3 種地盤では、免震支承の降伏荷重が 37.5tf を境に、橋脚の塑性化が始まり履歴エネルギー吸収がなされている。さらに、橋脚については塑性後の履歴エネルギーの増加はほとんど同じ傾向といえ、免震支承の降伏荷重が 200tf のとき、どの地盤種においても総履歴エネルギーの 70% から 80% を占めている。

これに対し、TYPE1 地震動を入力した場合(各図の(a))は地盤種によって異なり、免震支承の降伏荷重は、1 種地盤で 65.2tf と TYPE2 地震動入力時より小さくなっている。2 種地盤、3 種地盤はそれぞれ 100tf、125tf と TYPE2 地震動入力時より大きな値となっている。また、免震支承の降伏荷重が 200tf のときの橋脚の履歴

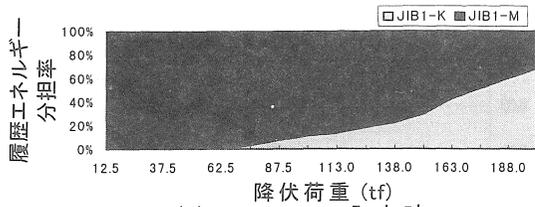
エネルギー分担率は、50% から 70% 程度と TYPE2 地震動入力時に比べ小さな値となっている。

上部工の最大応答変位を最小とするための免震支承の降伏荷重は、前述の弾塑性応答解析結果より約 100tf 以上である。そこで、降伏荷重 100tf のときの橋脚と免震支承の履歴エネルギー分担率をみてみると、TYPE1 地震動入力時においては、1 種地盤で、橋脚：20%、免震支承：80%、2 種、3 種地盤はともに、橋脚：0%、免震支承：100% となっており、免震支承ではほぼすべての履歴エネルギーを吸収している。また、TYPE2 地震動入力時の平均値から読み取ると、1 種地盤の場合、橋脚：10%、免震支承：90% である。同様に 2 種、3 種地盤では、橋脚：40%、免震支承：60% となっている。また、そのときの橋脚の塑性率は各地盤種でおよそ、 $1.0 \delta_{2y0}$ 、 $2.8 \delta_{2y0}$ 、 $2.5 \delta_{2y0}$ である。

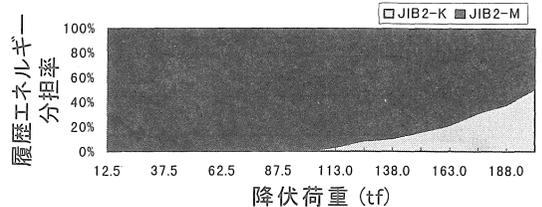
以上の結果より、橋脚と免震支承の最適履歴エネルギー分担率は、TYPE1 地震動に対しては、橋脚：0%、免震支承：100%、TYPE2 地震動に対しては、橋脚：40%、免震支承：60% 程度とするのが最適と考えられる。

5. まとめ

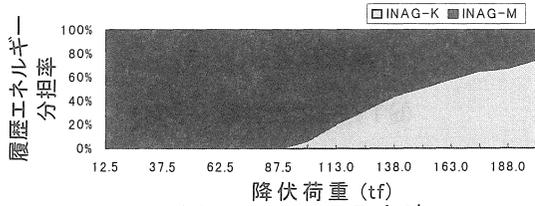
本研究は、免震支承を有する鋼製橋脚を対象とし、桁・脚・支承・基礎からなる高架橋のシステムを、3 自由度バネ質点系モデルに簡略化し、種々の地震動を入力して弾塑性応答解析を行った。また、その結果を用いて、上部工の最大応答変位が最小となる場合の橋脚と免震支承の履歴エネルギー分担率について比較・検討をした。その結果以下のような結論が得られた。



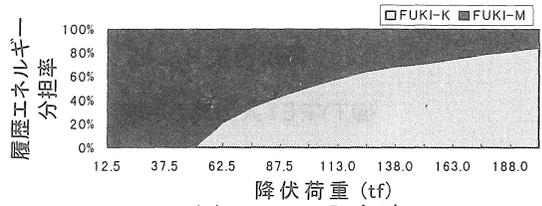
(a) JIBAN1L2 入力時



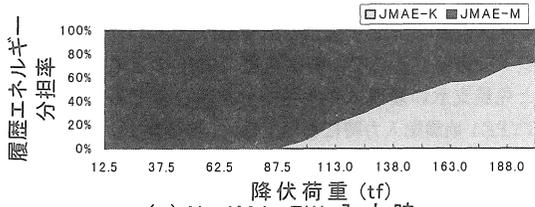
(a) JIBAN2L2 入力時



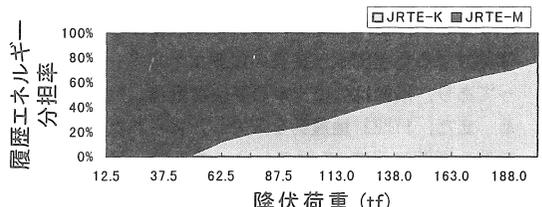
(b) INAGAWA 入力時



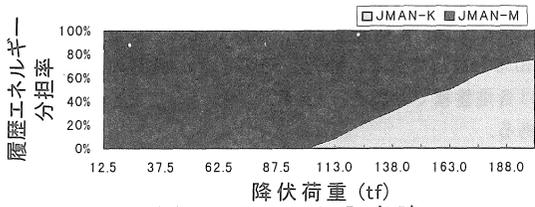
(b) FUKIAI 入力時



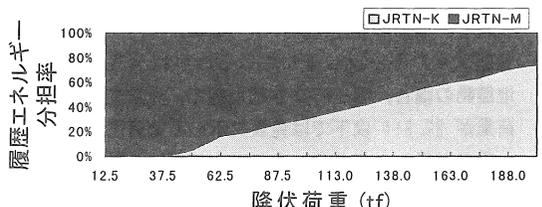
(c) N-JMA-EW 入力時



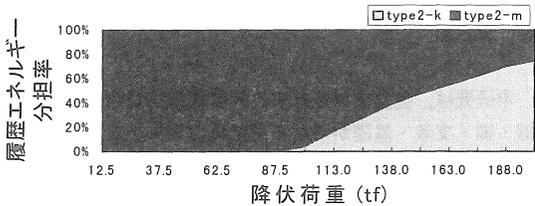
(c) N-JRT-EW 入力時



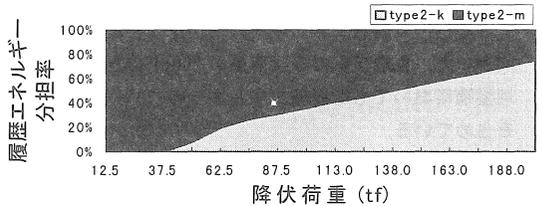
(d) N-JMA-NS 入力時



(d) N-JRT-NS 入力時



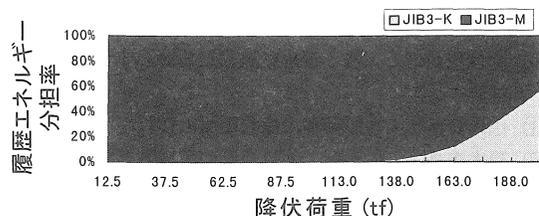
(e) 1種地盤 type2入力時 (平均)



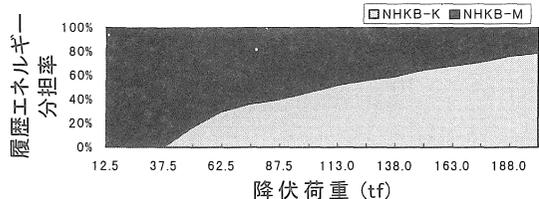
(e) 3種地盤 type2入力時 (平均)

図-8 1種地盤 履歴エネルギー分担率

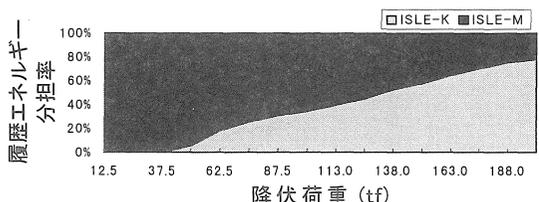
図-9 2種地盤 履歴エネルギー分担率



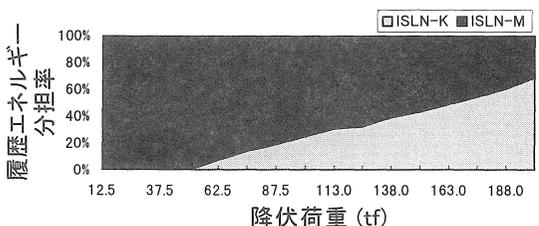
(a) JIBAN3L2 入力時



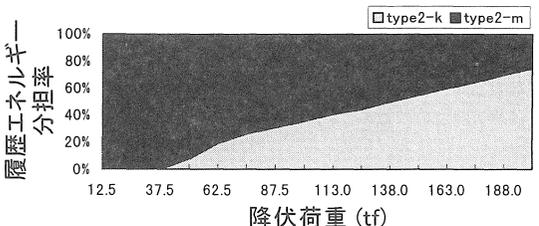
(b) N-HKB-NS 入力時



(c) P-ISL-EW 入力時



(d) P-ISL-NS 入力時



(e) 3種地盤 type2入力時 (平均)

図-10 3種地盤 履歴エネルギー分担率

- (1) 免震支承の降伏荷重を大きくするにつれて上部工の最大応答変位は減少し、橋脚天端の最大応答変位は増大する。これに対して、免震支承の降伏変位を大きくするにつれて上部工の最大応答変位は増大し、橋脚天端の最大応答変位は減少する。
- (2) 最大応答変位-免震支承の降伏荷重関係と最大応答変位-免震支承の降伏変位関係を橋脚天端の最大応答変位について比較してみると、前者は入力地震動によりその挙動が大きく変化するのに対して、後者は入力地震動によらずほぼ同様な挙動を示している。
- (3) 免震支承の降伏荷重が 100tf 以上では、上部工の最大応答変位に大きな変化はみられない。
- (4) 上部工の最大応答変位を小さくするには、免震支承と橋脚のパネ定数の比を 1:1 にし、免震支承の降伏荷重を橋脚に対し 1/2.5 程度以上に設定するのが最適である。
- (5) 免震支承の降伏荷重 100tf の場合の橋脚の塑性率は $3\delta_{2y0}$ 以下となり、道示に示されている許容塑性率より小さな値となっている。
- (6) 免震支承の降伏荷重 100tf の場合、最大応答変位を最小とするための橋脚と免震支承の履歴エネルギー最適分担率は、TYPE1 地震動に対しては、橋脚:0%、免震支承:100%で、TYPE2 地震動に対しては、橋脚:40%、免震支承:60%である。

本研究は文部省科学研究費補助金交付を受けて行ったものである。

参考文献

- 1) 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術：土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会 耐震設計研究 WG, 1996.
- 2) 鋼構造物の安全性の調査報告 阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について：土木学会鋼構造委員会 鋼構造新技術委員会, 1995.
- 3) 永田和寿, 渡邊英一, 杉浦邦征：基礎-構造物系の非線型動的相互作用に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 42A, pp. 593-602, 1996.
- 4) 柴田明徳：最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.

- 5) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編: 日本道路協会, 1996.
- 6) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編: 日本道路協会, 1996.
- 7) 加藤渉: クイ基礎の調査・設計から施行まで, 土質工学会, 1980.
- 8) 中島章典: 多径間高架橋システムの大地震時応答解析, 第 2 回土木構造研究シンポジウム, pp. 14-21, 鋼材倶楽部, 1998.
- 9) 道路橋免震設計マニュアル(案): 建設省土木研究所, 1995.
- 10) 免震積層ゴム入門: 日本免震構造協会, オーム社, 1997.
- 11) 小坪清真: 土木振動学, 森北出版, 1973.
- 12) 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, 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 No. 9702, 1997.

(受理 平成11年 3月20日)