

鉛入り積層ゴムを用いた変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察

松田 泰治¹、大塚 久哲²、山田 純司³

¹ 博(工) 九州大学大学院助教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

² フェロー工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

³ 九州大学大学院工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

1. はじめに

橋梁の免震設計の最終目的は、橋脚の基部に生じる曲げモーメントを低減して損傷を最小限に止め、橋梁の機能を維持することにある。これを実現するために桁および橋脚に生じる応答加速度が低減するよう免震支承の特性を定めなければならない。その際、免震支承には変位が生じるが、生じた変位が橋の機能を損なわず桁端で過大な変位吸収装置を必要としない範囲に収まるよう、必要に応じて免震支承の特性の見直しを行わなければならない。

著者らはこれまでに系の応答の低減効果と上部構造の地震時変位の両者より免震橋梁の固有周期を定める簡易設計法^{2)~4)}の提案を行ったが、実務設計においては応答の低減よりも上部構造の地震時変位の増大が問題になっているケースが多々見受けられる。本研究では鉛入り積層ゴムを対象に、実務設計において問題となっている上部構造の地震時変位に着目し、地震時に生じる変位が設計時に想定する変位を上回らないよう免震支承の力学特性を定める手法、すなわち免震支承の形状設計を含む変位制御型の免震設計法を提案した。

2. 変位制御型の免震設計

2.1 目標設計変位と免震橋梁の固有周期

本研究ではⅠ種地盤およびⅡ種地盤上に建設される鉛入り積層ゴム支承を有する橋梁を対象とする。検討用の入力地震動は道路橋示方書の標準波より地盤種別と地震タイプ別にそれぞれⅠ波選択した。検討に用いた地震動を表-1に示す。

免震橋梁の設計の第一段階では、地震時に上部構造に対して許容できる変位すなわち目標設計変位を定める必要がある。目標設計変位とは地震時に基礎・橋脚・

免震支承に生じる変位の総和を指し、変位吸収装置等の性能を考慮してこの目標設計変位を定める。ここでは目標設計変位として20cmから60cmまで10cm刻みで5ケースを検討対象とした。

設計の第二段階では目標設計変位を満足する免震橋梁の固有周期と減衰を設定する必要がある。免震橋梁では通常1次モードが卓越するため、その固有周期と減衰は免震支承の特性に支配される。著者らはこれまでに高減衰積層ゴム支承を対象に変位制御型の免震設計法の適用性を検討⁵⁾してきた。高減衰積層ゴム支承の場合、ゴム材料が選択された後に、等価剛性に基づき支承の形状を定めると、自動的に等価減衰定数が決定される。これに対し、今回対象とする鉛入り積層ゴム支承では鉛プラグの形状を変えることにより等価剛性と等価減衰定数を任意に選択可能であり、高減衰積層ゴム支承と比較して設計自由度が高い。ここでは一例として鉛入り積層ゴム支承の等価減衰定数の15%のケースを検討対象とし、固有周期の設定にはそれぞれ等価減衰定数を15%としたタイプⅠおよびタイプⅡの標準波に対する変位応答スペクトルを利用する。それらを地盤別に図-1、図-2に示す。図中には参考のため加速度応答スペクトルの重ね書きも示している。これらの変位応答スペクトルを利用して目標設計変位を満足する目標固有周期を選択する。一つの目標設計変位を満足する固有周期はタイプⅠとタイプⅡそれぞれの地震動に対して定まるが、その両者の短い方の周期が目標固有周期となり二つのタイプの地震動に対して応答変位が目標設計変位以内となる。また、変位応答スペクトルの山谷により目標設計変位を満足する固有周期が複数存在する場合には、標準波の変位応答スペクトルが平均的には

表-1 使用地震波

分類	地盤種別	地震波略名	地震名
タイプⅠ	Ⅰ種	KAIHOKU BRG.LG	宮城県沖地震(1978)
	Ⅱ種	ITAJIMA BRG.LG	日向灘沖地震(1968)
タイプⅡ	Ⅰ種	JMAKOBÉ OBS.NS	兵庫県南部地震(1995)
	Ⅱ種	JR TAKATORI STA.NS	兵庫県南部地震(1995)

右上がりに固有周期の増加に伴い応答変位が増加することを考慮して、最も長い周期を選択するものとする。これによって、変位応答スペクトルの谷間を目標とするような不適切な設計を回避できる。

このような手順によれば、等価減衰定数15%の場合、目標固有周期の設定に関してI種地盤では目標設計変位20cmから60cmまではタイプI地震動が支配的となり、II種地盤では目標設計変位20cmから50cmまではタイプII地震動が支配的となり、50cmから60cmまではタイプI地震動が支配的となる。表-2に等価減衰定数15%時の

各目標設計変位に対する目標固有周期を例として示す。目標固有周期の決定には加速度応答スペクトルは直接関係しないが、応答加速度の低減効果を二次的に確認する上で変位応答スペクトルとの重ね書きは重要となる。ここで免震効果のひとつである応答加速度の低減に関しては長周期化によるものの他に設計用の加速度応答スペクトルで考慮される等価減衰定数5%が鉛入り積層ゴム支承の採用により15%に増加することによる効果も忘れてはならない。

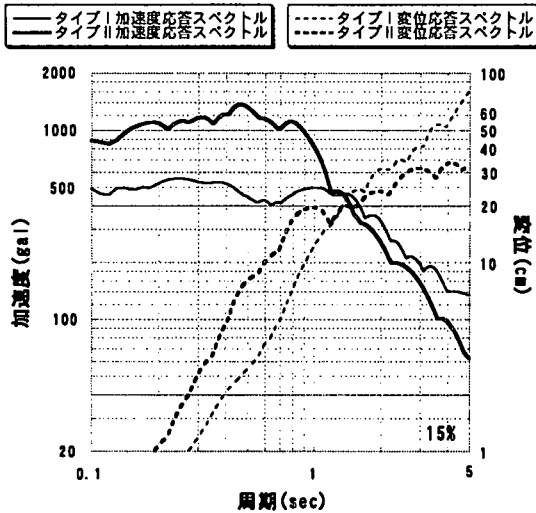


図-1 加速度および変位応答スペクトル(I種地盤)

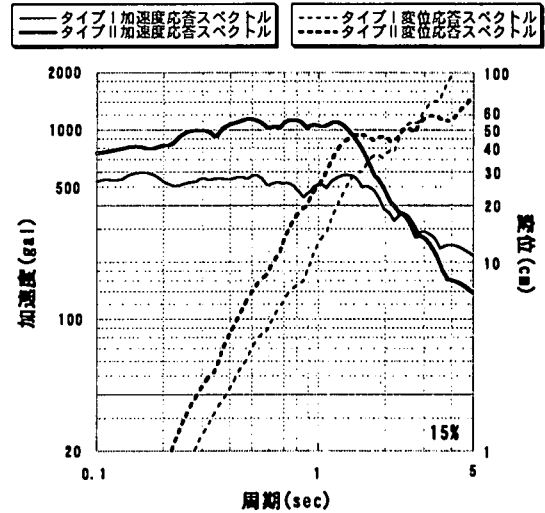


図-2 加速度および変位応答スペクトル(II種地盤)

表-2 免震支承の目標設計変位と目標固有周期の設定例および免震支承の試設計例(1質点系)

等価減衰定数15%, I種地盤 上部工重量6570kN, 支承数4											
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	ゴムの面積(m ²)	鉛プラグの面積(m ²)	正方形ゴムの辺長(m)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	1.3	9	0.31	0.016	0.57	6.3	6.10	7.17E+04	0.009	0.154	0.093
30	1.9	13	0.23	0.012	0.49	3.8	8.23	3.64E+04	0.013	0.154	0.071
40	2.8	17	0.13	0.007	0.37	2.2	14.3	1.60E+04	0.017	0.154	0.041
50	3.3	21	0.12	0.006	0.35	1.7	15.9	1.16E+04	0.021	0.154	0.038
60	4.2	25	0.09	0.005	0.30	1.2	21.3	7.26E+03	0.026	0.154	0.028

等価減衰定数15%, II種地盤 上部工重量6570kN, 支承数4											
目標設計変位(cm)	目標固有周期(sec)	ゴム総厚(cm)	ゴムの面積(m ²)	鉛プラグの面積(m ²)	正方形ゴムの辺長(m)	2次形状係数	ゴム面圧(MPa)	第1剛性*(kN/m)	降伏変位(m)	剛性低下率	降伏震度
20	0.9	9	0.69	0.035	0.85	9.4	2.69	1.63E+05	0.009	0.154	0.211
30	1.1	13	0.69	0.036	0.85	6.5	2.71	1.10E+05	0.013	0.154	0.215
40	1.2	17	0.69	0.037	0.85	5.0	2.69	8.51E+04	0.017	0.154	0.221
50	2.4	21	0.22	0.012	0.49	2.3	8.32	2.22E+04	0.021	0.154	0.072
60	2.9	25	0.18	0.010	0.44	1.8	10.3	1.50E+04	0.026	0.154	0.058

*支承4個の合計

2.2 免震支承の力学特性と形状

免震支承の形状設計とは、目標固有周期を満足する免震支承の力学特性に対して免震支承の形状を定める行為である。以下では目標設計変位に基づく免震支承の水平ばね定数の決定および形状設計の手順を示す。

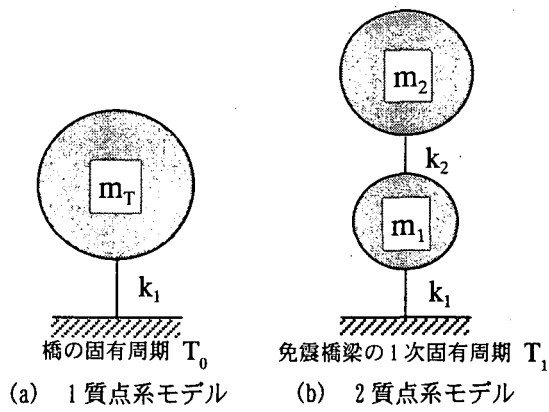
(1) 免震支承の水平ばね定数

ここでの水平ばね定数とは目標設計変位に対する免震支承の等価な水平ばね定数を指す。免震設計において設

計者が自由に選択可能な力学特性は免震支承の部分であり、その特性および橋脚・基礎・地盤の特性に基づき免震系の一次固有周期が定まる。

まず、道路橋示方書を参考に桁が固定の場合の橋の固有周期 T_0 を求め、 T_0 より図-3(a)の1質点系モデルで表される橋脚と基礎-地盤系を含む等価な水平ばね定数 k_1 を求める(式(1))。

$$k_1 = \frac{4\pi^2 m_T}{T_0^2} \quad (1)$$



m_U : 上部構造の質量
 m_P : 下部構造躯体の質量
 m_F : フーチングの質量
 m_T : 下部構造の質量の80%とそれが支持している上部構造の質量
 k_1 : 橋脚と基礎地盤系の等価水平ばね定数
 k_2 : 免震支承の水平ばね定数

$$\begin{aligned}
 m_1 &= 0.8(m_P + m_F) \\
 m_2 &= m_U \\
 m_T &= m_U + 0.8(m_P + m_F)
 \end{aligned}$$

図-3 免震支承の水平ばね定数計算用質点系モデル

質点に考慮するのは桁の質量および橋脚と基礎の質量の80%である。次に桁の質量を分離して免震支承を考慮した図-3(b)の2質点系モデルにおいて、系の一次固有周期 T_1 が先に示した変位応答スペクトルより定まる目標固有周期と一致するように、免震支承の水平ばね定数 k_2 を定める式(2)。

$$k_2 = \frac{m_1 m_2 n_1^4 - k_1 m_2 n_1^2}{(m_1 + m_2) n_1^2 - k_1} \quad \text{ここに、} n_1 = 2\pi / T_1 \quad (2)$$

以上の手順は免震支承のタイプに依らない一般的な特性決定の手順⁹⁾となる。次のステップとして免震支承の水平ばね定数を満足する支承形状を定める必要がある。著者らは既往の研究⁹⁾において高減衰積層ゴム支承の支承形状の決定手順を示しているが、高減衰積層ゴム支承においては等価減衰定数が任意に選択不可能であるのに対し、鉛入り積層ゴム支承においては免震支承の等価減衰定数が鉛プラグの面積を変化させることにより自由に選択可能である。この点で両者の支承形状の決定手順は大きく異なってくる。

(2) 鉛入り積層ゴム支承の形状設計および非線形パラメータ

鉛入り積層ゴム支承の目標設計変位を δ とすると、この δ より鉛入り積層ゴム支承の最大せん断ひずみが2.5以下になるようにゴム総厚 $\sum t_e$ を定める。ここでゴム総厚は鉛入り積層ゴム支承の製作性を考慮し1cm未満は切り上げるものとする。

$$\sum t_e \geq \delta / 2.5$$

有効設計変位 u_{Be} を 0.7δ とし、ゴムの有効せん断ひずみ γ を求める。

$$\gamma = 0.7\delta / \sum t_e$$

道路橋の免震設計法マニュアル(案)⁶⁾を参考にして、ゴムの有効変位 u_{Be} に対して非線形解析のための鉛入り積層ゴム支承の力学特性値(第一剛性 K_1 、第二剛性 K_2 、降伏強度 Q_d)を以下の関係式より決定する。

$$\begin{aligned}
 F &= k_2 u_{Be} \\
 K_2 &= \frac{F - Q_d}{u_{Be}} \\
 K_1 &= 6.5 K_2 \\
 h_B &= \frac{2Q_d \{u_{Be} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{\pi \cdot u_{Be} (Q_d + u_{Be} \cdot K_2)}
 \end{aligned}$$

F: 有効設計変位に対するせん断ひずみ γ における水平力

Q_d : 鉛入り積層ゴムの降伏強度

h_B : 等価減衰定数

鉛入り積層ゴム支承の降伏強度 Q_d および免震支承の水平ばね定数 k_2 により1支承あたりの平面形状(ゴムの面積 A_p 、鉛プラグの面積 A_R 、ここでは正方形を仮定)を決定する。求めた支圧面積に対してゴム面圧や2次形状係数の確認を行い、適正であれば形状を確定する。

$$\begin{aligned}
 F &= n(A_R \cdot G_R \cdot \gamma + A_P \cdot q) \\
 Q_d &= n(A_P \cdot q_0) \\
 q &= a_0 + a_1 \gamma + a_2 \gamma^2 \\
 q_0 &= b_0 + b_1 \cdot \gamma \\
 \sigma_v &= W / \{n \cdot (A_R + A_P)\}
 \end{aligned}$$

q : せん断ひずみが γ の時の鉛プラグのせん断応力度

q_0 : 鉛プラグの降伏強度におけるせん断応力度

σ_v : 鉛入り積層ゴム支承の面圧

W: 橋脚で支える死荷重と活荷重の和

ここでは、係数 $a_0 \sim a_2$ 、 $b_0 \sim b_1$ には以下の値を用いる。

	a_0	a_1	a_2
$\gamma \leq 0.35$	0	29700	0
$0.35 < \gamma \leq 0.50$	10400	0	0
$0.50 < \gamma \leq 2.00$	15990	-12560	2775
$2.00 < \gamma \leq 2.50$	1961	0	0

	b_0	b_1
$\gamma \leq 0.35$	0	23820
$0.35 < \gamma \leq 2.50$	8336	0

2.3 目標設計変位と動的解析結果との比較

ここでは変位応答スペクトルの重ね書きに基づき設定した目標設計変位と実際の鉛入り積層ゴム支承の非線形性を考慮した場合の橋梁の最大変位がどのような関係にあるのかを確認するため、免震系の一次モードが卓越することを考慮して橋脚-基礎系を剛と仮定した場合に相当する1質点系モデルを用いて動的解析結果との比較を行った。等価減衰定数15%時の変位応答スペクトル、変位応答スペクトル上の目標設計変位 20cm, 30cm, 40cm, 50cm, 60cm に対する目標固有周期、および先述の鉛入り積層ゴム支承の形状設計より定まる有効せん断ひずみ 1.75 相当時のバイリニアモデルを用いた非線形動的解析による最大変位の比較を図-4 に示す。

図より目標固有周期を決定する際に支配的となる地震動に対する変位応答スペクトルと目標設計変位は一致

し、支配的でない地震動に対する変位応答スペクトルは目標設計変位を下回っていることがわかる。また、すべてのケースにおいて変位応答スペクトルと非線形動的解析による最大変位は周期により大小関係が変化するものの周期の増加に対する変位の増加の傾向は一致している。

ここで変位応答スペクトルと非線形動的解析による最大変位の大小関係が周期により異なっているのは、線形動的解析と有効せん断ひずみ 1.75 相当時の等価剛性、等価減衰定数が線形系と等しいバイリニアモデルを用いた非線形動的解析との相違に起因するものである。

以上の結果より免震設計する際の目標設計変位と本設計法により特性を定めた 1 質点系モデルを用いた非線形動的解析による最大変位の間には相関があることが確認された。

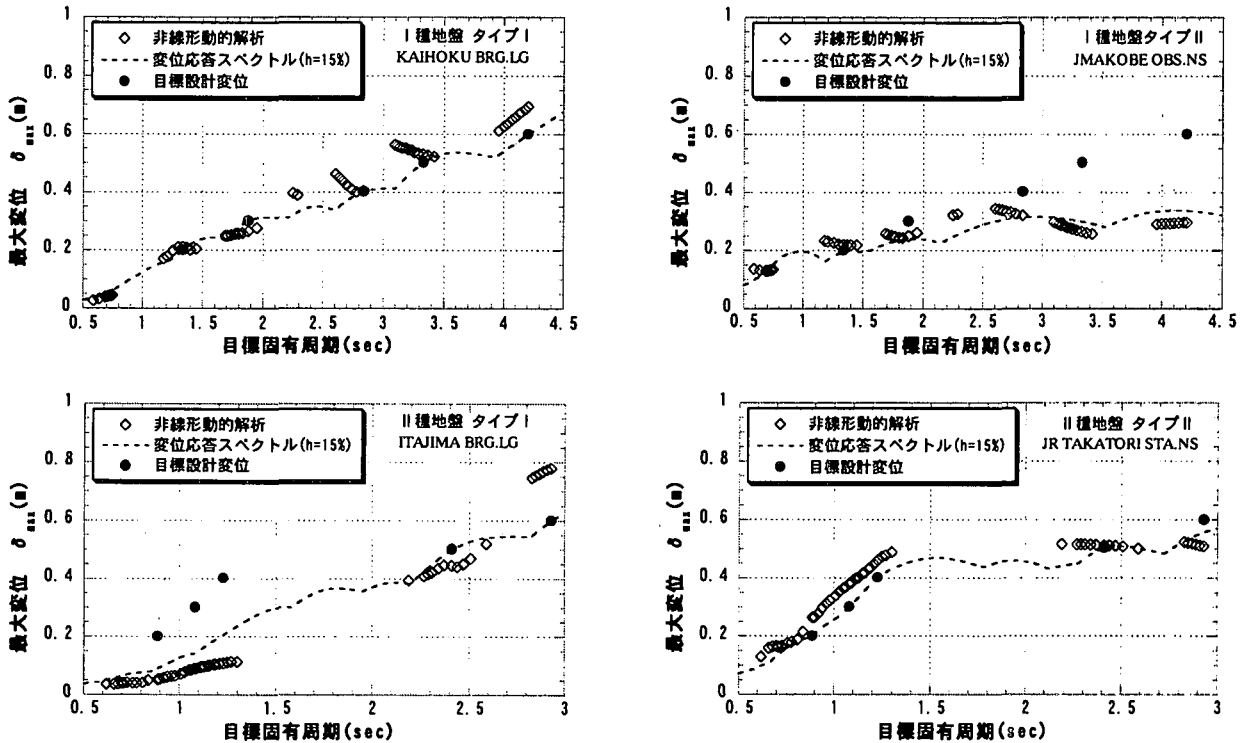


図-4 目標設計変位と非線形動的解析による最大変位との比較(等価減衰定数 15%)

3. 変位制御型の免震設計の実橋脚への適用

本章では、2章で提案した鉛入り積層ゴム支承を対象とした変位制御型の免震設計法の実橋脚への適用性を検討する。

3.1 解析モデルの概要

I 種地盤 A 地域の支承固定の耐震条件で断面設定された橋脚-基礎系と等価減衰定数を 15% とした鉛入り積層ゴム支承からなる 3 径間鋼桁免震橋梁を検討対象とした。図-5 にその構造概要を示す。免震橋梁は鋼桁

と鉛入り積層ゴム支承および鉄筋コンクリート製の単柱式橋脚(直接基礎)から構成される。鋼桁は桁の重心位置において 1 質点でモデル化し、フーチングを含む RC 橋脚は二次元はり要素でモデル化した。鉛入り積層ゴム支承はバイリニア型の水平ばねで置き換え、鉛直方向は剛とした。橋脚基部の二次元はり要素の非線形性は武藤モデルで考慮した。フーチング下端には地盤ばねを考慮した。地盤ばねは道路橋示方書に基づき水平ばね、鉛直ばねおよび回転ばねでモデル化した。鉛入り積層ゴム支承の水平ばねの減衰定数は 0% とし、地盤ばねの減衰定数はすべて 20% としている。橋脚部

分の二次元はり要素に対する減衰定数は基部の非線形はり要素が2%、その他の線形はり要素は全て5%とした。2.2に示した形状設計の手順に従いI種地盤用で目標設計変位を20cm、30cmおよび40cmとした場合の鉛入り積層ゴム支承を試設計する。表-3に鉛入り積層ゴム支承を試設計した結果を示す。40cmのケースでは2次形状係数が2.2と小さく不安定であるが、実務対応としては支承数の集約等により形状の見直しが可能

であるためこのまま以下の検討を進めるものとする。試設計された免震支承ではゴムのせん断ひずみ2.5相当の等価な水平ばね定数により目標固有周期が実現され、地震時挙動を評価するための非線形力学特性はゴムの有効せん断ひずみ1.75相当に対して表-3のように定まる。動的解析には表-3に示す免震支承のバイリニアモデルの力学特性を用いた。

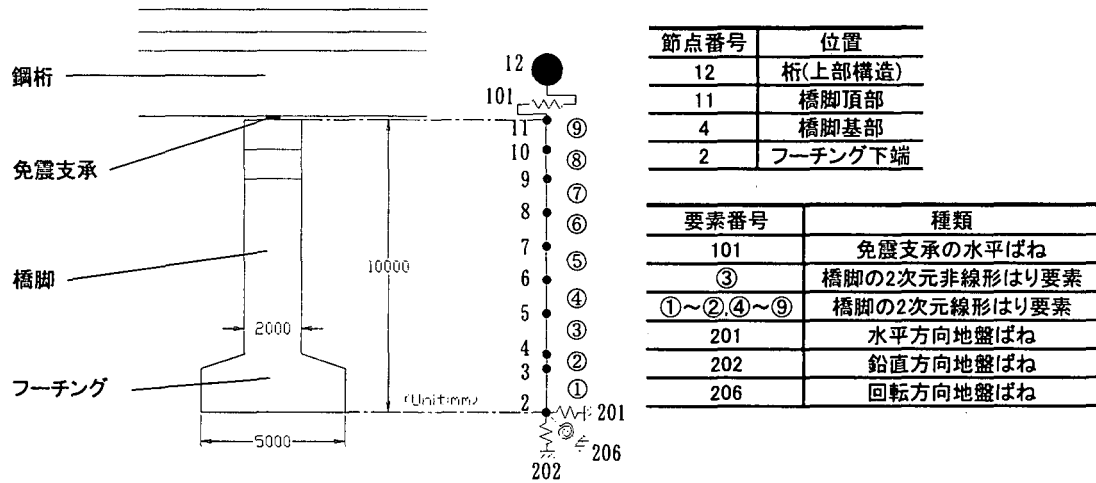


図-5 解析モデル

表-3 実橋脚に対する免震支承の設計結果

I種地盤 上部構造重量6570kN, 橋脚躯体重量1937kN, フーチング重量1134kN, 支承数4								
目標設計変位 (cm)	目標固有周期 (sec)	ゴム総厚 (cm)	正方形ゴムの辺長 (cm)	2次形状係数	ゴム面圧 (MPa)	第1剛性* (kN/m)	降伏変位 (m)	降伏震度
20	1.3	9	59	6.6	5.59	7.83E+04	0.0085	0.102
30	1.9	13	50	3.8	7.89	3.80E+04	0.0128	0.074
40	2.8	17	37	2.2	14.0	1.63E+04	0.0171	0.042

*支承4個の合計

3.2 動的解析結果

3.1で述べた免震橋梁のI種地盤タイプI, タイプII地震波に対する動的解析結果を表-4, 図-6に示す。表-4には支承部分を免震支承および固定の条件で計算した動的解析結果も併せて示してある。

支承部分を固定とした耐震モデルでは橋脚基部のは

り要素の最大曲率と鉄筋の降伏曲率の比が9.631であるのに対し、免震モデルではその比は1.0以内に収まっておりすべてのケースに対して免震効果が確認できた。特に今回検討を行った範囲で、目標設計変位20cmのケースはかなり厳しい変位の制約条件であるにもかかわらず、十分な免震効果が確認された。また、

表-4 免震橋梁の動的解析結果

目標設計変位 (cm)	入力地震波	目標固有周期 (sec)	動的解析結果			
			免震モデル		耐震モデル	
			支承の最大変位 (m)	桁の最大変位 (m)	橋脚基部の最大曲率と降伏曲率との比	橋脚基部の最大曲率と降伏曲率との比
20	KAIHOKU	1.3	0.161	0.180	0.686	0.993
	JMAKOBE		0.146	0.164	0.581	9.631
30	KAIHOKU	1.9	0.205	0.216	0.377	0.993
	JMAKOBE		0.210	0.221	0.403	9.631
40	KAIHOKU	2.8	0.353	0.360	0.220	0.993
	JMAKOBE		0.296	0.301	0.246	9.631

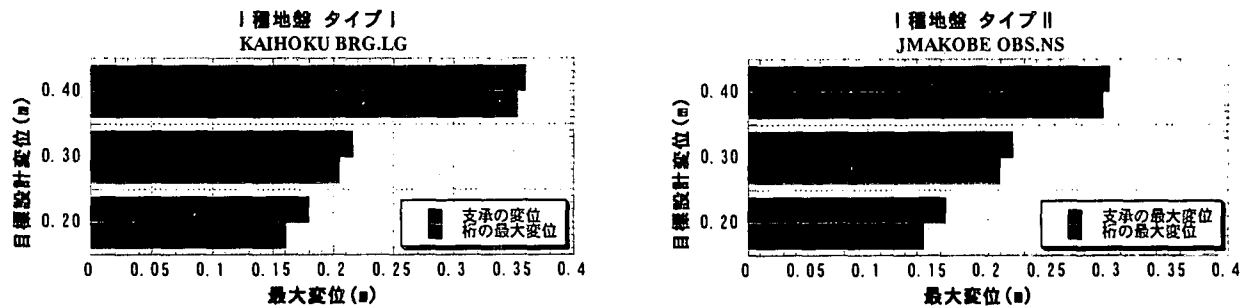


図-6 免震橋梁の支承および桁の最大変位

動的解析より得られた桁の最大変位は1質点系モデルを用いた非線形動的解析結果よりも小さくなる傾向がある。この原因は免震支承以外の部分で考慮されている減衰効果と考えられる。目標設計変位20cm、30cmおよび40cmの全てのケースに対してタイプIおよびタイプII地震波入力時の桁の最大変位は目標設計変位以下となっており、変位制御型の免震設計法の適用性が確認された。

4. まとめ

鉛入り積層ゴム支承を対象に、実務設計において問題となっている上部構造の地震時変位に着目し、地震時に生じる桁の変位が設計時に想定する変位を上回らないよう免震支承の力学的特性を定める手法、すなわち免震支承の形状設計を含む変位制御型の免震設計法に関して検討を行った。その結果得られた知見を以下に示す。

・変位制御型の免震設計法に関して鉛入り積層ゴム支承を対象として、減衰定数を免震支承の等価減衰定数とした変位応答スペクトルの重ね書きを用いて、目標設計変位より定まる目標固有周期に対して免震支承の形状設計を行う手順を提案し、目標設計変位に基づき特性を定めた1質点系モデルを用いて動的解析より得られた免震橋梁の最大変位と目標設計変位との相関関係を確認した。

・試設計された橋梁の全体系モデルを対象に変位制御型の免震設計法の適用性を検討した。免震橋梁の応答変位は目標設計変位以下となり、全体系モデルに対して本手法の適用性を確認した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996。
- 2) 松田泰治，大塚久哲，楊光遠，山口齊：免震橋梁の固有周期決定および免震沓の簡易設計法に関する考察，構造工学論文集，Vol. 44A，pp. 711-718，1998。
- 3) 九州橋梁・構造工学研究会：KABSE研究分科会中間報告および講演会資料-阪神・淡路大震災関連-，1996。
- 4) 九州橋梁・構造工学研究会：阪神・淡路大震災関連研究報告集，1997。

告集，1997。

5) 松田泰治，大塚久哲，神農誠，入江達雄：変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察，構造工学論文集，Vol. 46 A，pp. 907-916，2000。

6) 土木研究センター：建設省道路橋の免震設計法マニュアル(案)，1992。