

## 5. 発表論文

- 1) 長嶋文雄・田中努・大丸隆・小林義明：鋼製橋脚を有する既設橋の免震化による耐震効果,土木学会,構造工学論文集,Vol.44A,pp725-732,1998-3
- 2) 長嶋文雄・島田泰至・小林義明・大丸隆：鋼製橋脚を有する免震橋の地震時応答特性,第10回日本地震工学シンポジウム,H2-4, pp2777-2782,1998-10
- 3) 中田宏司・長嶋文雄・都築昭夫・大竹省吾・金子修：鋼製緩衝装置の荷重変形特性に関する実験的検討,土木学会,第54回年次学術講演会,I-B213, pp424-425,1999-9

# 鋼製橋脚を有する既設橋の免震化による耐震効果

## SEISMIC EFFECTS OF RETROFITTING EXISTING BRIDGES WITH STEEL PIERS BY INTRODUCING SEISMIC ISOLATION

長嶋 文雄\*、田中 努\*\*、大丸 隆\*\*\*、小林 義明\*\*\*\*

Fumio NAGASHIMA, Yoshiaki KOBAYASHI, Tsutomu TANAKA and Takashi OHMARU

- \* 工博 東京都立大学助教授 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢1-1)
- \*\* (株)オリエンタルコンサルタンツ (〒213 川崎市高津区久本3-5-7 ニッセイ溝の口ビル)
- \*\*\* (株)建設技術研究所 技術第4部 (〒103 東京都中央区日本橋本町4-9-11 第9中央ビル)
- \*\*\*\* 東京都立大学大学院 工学研究科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢1-1)

The purpose of this study is to obtain the fundamental dynamic behavior of seismic-isolated continuous girder bridges with steel piers using numerical analyses. The analytical studies are composed of static case studies applying design criteria in the Manual (draft) for Seismic Isolation Design Method of Highway Bridges<sup>1)</sup> and dynamic case studies evaluating seismic performance of two types of bridges with steel piers and RC piers to the standard seismic waves<sup>1)</sup> of level 2 and three waves recorded during the Kobe Earthquake in 1995<sup>2),3)</sup>.

The analytical model is a bending-shear model consisting mainly of beam, mass and spring, and the moment and curvature relationships of the piers,  $M-\phi$  curves are calculated by the method of dissection.

To evaluate the seismic performance, a coefficient of composite stress, root mean square of the stress ratio of maximum shear stress and fiber stress to those of ultimate stress, is used in this paper.

The results of the numerical analyses showed that the coefficients of composite stresses of the steel bridge piers of 10 m ~ 20 m were at the same levels of those of the RC bridges piers.

Key Words: seismic isolation, retrofitting existing bridge, steel piers, seismic design

### 1. はじめに

鋼製橋脚橋は免震に不向きとされる軟弱地盤上に建設されることが多いこと、大規模地震時における高度の非線形域における耐荷力の照査方法が確立されていないことなどから、免震支承を設置された事例はほとんど見られない。また、鋼製橋脚橋はRC橋脚橋よりも弾性域での曲げ剛性が小さく、RC橋脚橋と比較すると免震支承に変形が集中しにくい橋であり、免震化の効率が悪いと考えられてきた。

しかし、兵庫県南部地震を契機にメタル支承の使用例が減り、免震支承や反力分散支承などのゴムを材料の一部に用いた支承が多く用いられており、鋼製橋脚橋についても、軟弱地盤を含めた各地盤種に対する反力分散化および免震化による長周期化の影響を十分検討する必要がある。また、鋼製橋脚橋にとっても免震化が耐震性向上の有効な手段になる可能性がある。

以上のような背景に基づき、本研究では、鋼製橋脚とRC橋脚の5径間連続桁橋を例にとり、非線形時刻歴解析を通して橋脚の剛性や地盤種と応答の関係などを検討し、鋼製橋脚に対する免震化の効果などについて検討した。

また、検討対象とする橋梁について免震と非免震の2

通りの状態を考慮し、橋脚基部の断面力係数(最大曲げモーメントと最大せん断力の、それぞれの終局耐力に対する比を合成した値)を比較することにより免震の効果を検討した。

### 2. 解析モデル

橋梁モデルとして、図-1に示すような5径間連続桁橋を選んだ。橋脚高さ10、20、30、40mの4種類、鋼製橋脚橋(STEEL)とRC橋脚橋(RC)の2種類、免震橋と非免震橋の2種類、組み合わせ合計16ケースについて検討を行うことにした。

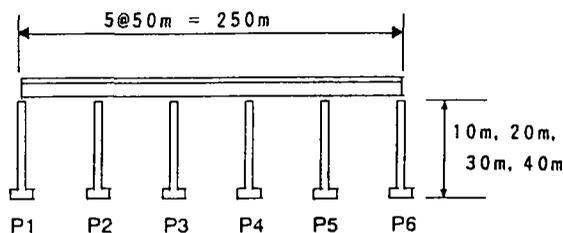


図-1 5径間連続桁橋

上部構造は5径間で3250tfの鋼箱桁(図-2)とし、これは全ケースで共通とする。橋脚は鋼製、RCともに矩形

断面を有するT型の1本柱形式としている。鋼製橋脚、RC橋脚ともに設計水平震度0.25に対し震度法による設計を行い、RC橋脚に関しては復旧仕様<sup>9)</sup>に沿った地震時保有水平耐力法の照査を行っている。

以上の条件で設計した橋梁に対して、免震設計法マニュアル(案)<sup>1)</sup>に従い免震支承(LRB)を設計した。

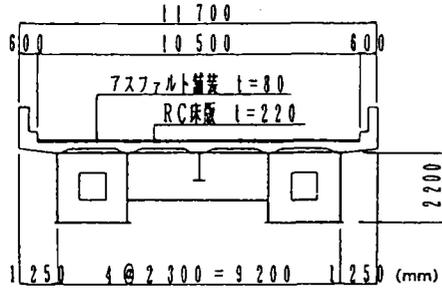


図-2 上部構造図

各ケースの橋梁に対し、免震設計法マニュアル(案)に沿って、支承体積を最小にするという条件のもとで免震支承を設計した結果、固有周期はそれぞれ図-3に示すような値となった(図中の数字は固有周期を示す)。

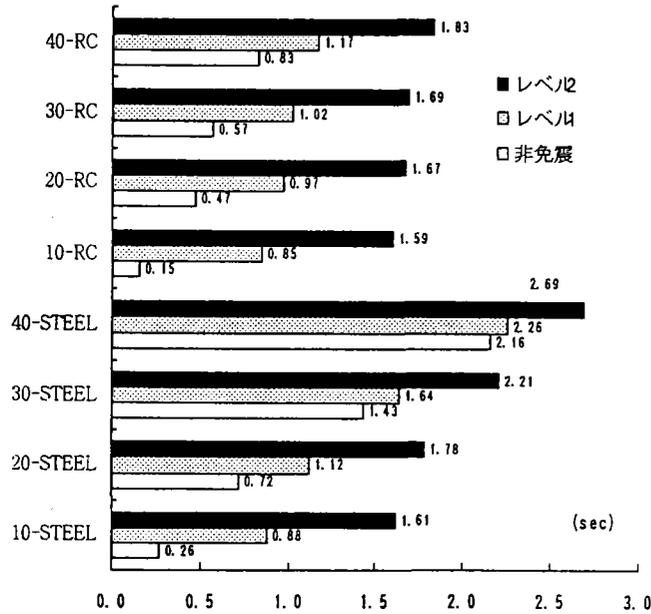


図-3 免震設計による固有周期の変化

橋脚高さ10mの場合、鋼製の非免震での固有周期はRCの0.15秒に対して0.26秒と約1.7倍になっているが、免震した場合はレベル1で0.03秒差、レベル2で0.02秒差と橋脚の剛性の差が現われにくくなっている。

免震設計法マニュアル(案)では、免震時の固有周期は非免震時の2倍程度とするのがよいとの条項があるが、鋼製橋脚30、40m程度の低剛性橋脚では、非免震時にも長周期性を有しており、レベル2においても2倍にすることは難しい。

図-4に一例として橋脚高さ20mの鋼製橋脚断面図を示す。また表-3に免震支承の形状寸法を示す。橋脚高さが同じ場合、鋼製橋脚とRC橋脚の剛性の違いにかかわらず免震支承はほぼ同一の寸法となる。

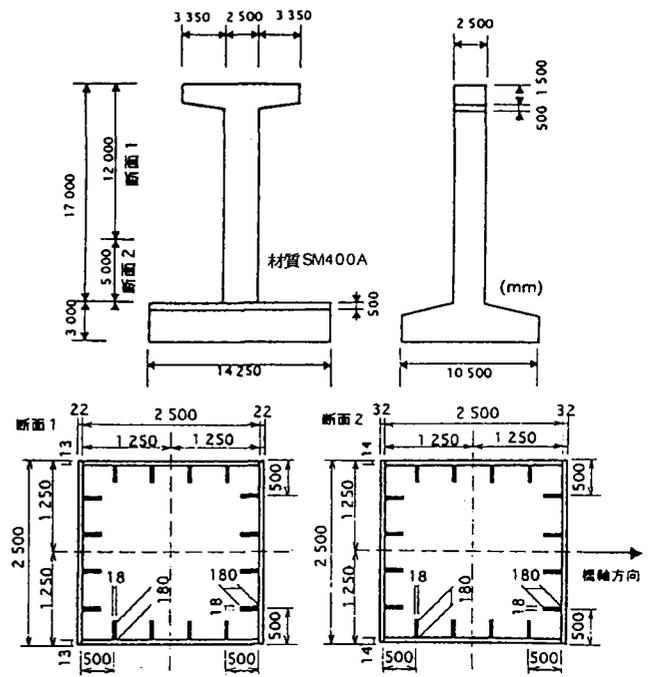


図-4 橋脚高さ20mの鋼製橋脚概略図

表-3 20m 鋼製橋脚橋の免震支承形状寸法

橋脚	P1・P6	P2~P5
平面寸法 a×b(mm <sup>2</sup> )	580×580	830×830
ゴム厚×層数 (mm)	13×15層	19×7層
鉛プラグ φ×n(mm)	80×4本	105×4本

### 3. 解析手法

#### 3.1 時刻歴応答解析モデル

各ケースについて、橋脚の曲げに関する非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行い、橋脚基部の合成断面力係数などから免震の効果を検討する。合成断面力係数については4章で詳述するが、最大曲げ応力と最大せん断力の、それぞれの終局耐力に対する比を合成したものである。解析は5径間連続桁橋の中からP3の下部構造と、それが負担している上部構造について行う。解析モデルは図-5に示すように梁、質点、ばねからなる曲げせん断モデルである。支承に当たるばねは、レベル2の地震を想定したときの有効設計変位<sup>1)</sup>に基づいた等価剛性と等価減衰定数を持つ等価線形ばねとする。また、支承を表わすばねの剛性を十分大きくすることにより非免震橋モデルとした。橋脚は曲げに関して非線形性を持たせているため、部材の減衰は履歴減衰として解析にとり入れられている。そのため非線形履歴モデルを用いて表わした部材の粘性減衰定数はRC部材は0.02、鋼部材0.01としている。また基礎のばねは、良質な地盤に対するばね定数を用い、その減衰定数は、並進、回転ともに0.3とした。

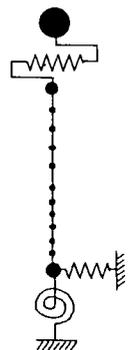


図-5

非線形解析モデル

### 3.2 橋脚の M-φ 関係

鋼製橋脚の曲げモーメント-曲率関係 (M-φ 関係) は図-6 に示すバイリニアモデルとする。

部材の圧縮と引張りの降伏応力が同じである場合、上部構造重量と橋脚自重による圧縮力が作用している鋼製断面に曲げが加わると、初めに圧縮端が降伏し、さらに曲げが加わると引張り端が降伏する。本解析では圧縮端の降伏時の値を  $(\phi_y, M_y)$  とする。そして引張り側降伏のあとは耐力と変形の増加はあまり望めないため、引張り端降伏時を終局耐力  $(\phi_u, M_u)$  とする。 $(\phi_y, M_y)$  と  $(\phi_u, M_u)$  を結ぶ直線の傾きを 2 次剛性とし、解析によってそれ以上の値が生じたときは、終局状態に達したとみなすこととする。 $(\phi_u, M_u)$  は、この時断面内に一部非線形域に達している部分があるため、図-7 の圧縮側劣化型 [例えば道路橋示方書 (8 年版)<sup>9)</sup>、10 章など] の応力度と歪みの関係を用いた断面分割法により算出する。ただし  $\sigma_y$  は鋼材の基準降伏点としている。

また時刻歴解析においては、橋脚基部の中詰めコンクリートの影響は考慮していないが、解析後の結果に関しては、橋脚基部と共に中詰めコンクリートがある場合のコンクリート上面にあたると思われる基部から 2 m 高い断面に関しても検討を加えている。

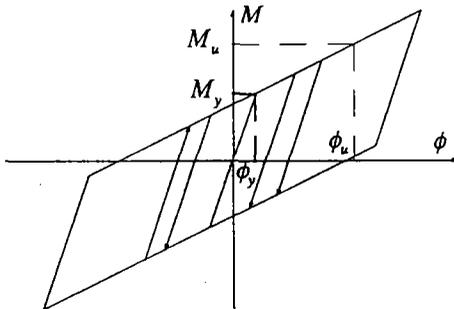


図-6 鋼製橋脚のバイリニアモデル

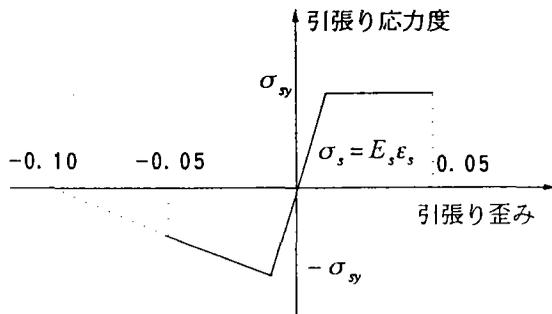


図-7 鋼材の応力度歪み関係

RC 橋脚断面の M-φ 関係は図-8 のようにトリリニア (武田モデル) で表わす。ここで  $(\phi_c, M_c)$  はコンクリートの引張り縁に亀裂が生じる状態、 $(\phi_y, M_y)$  は鉛直軸方向引張り鉄筋が降伏する状態、 $(\phi_u, M_u)$  はコンクリート圧縮縁が破壊歪みに達する状態をそれぞれ表わすものであり、断面分割法によりこれらの値を求める。

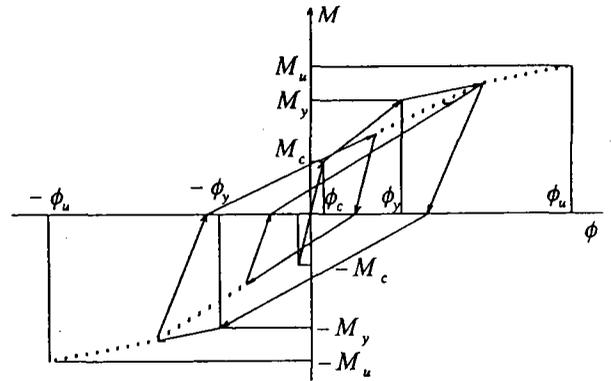


図-8 RC 橋脚のトリリニアモデル

### 3.3 橋脚のせん断耐力

橋脚は鋼製橋脚、RC 橋脚ともに、せん断力に関しては線形関係を有すると仮定している。

鋼製橋脚のせん断耐力  $Q_U$  は von Mises-Hencky の降伏条件から求められる純せん断時の降伏応力と断面積の積で与えられるものとした。

$$Q_U = A_s \tau_y / 1000 \quad (1)$$

$$\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

$Q_U$  : せん断耐力 (tf)

$\tau_y$  : 純せん断の降伏応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_s$  : 断面積 (cm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 鋼材の基準降伏点 (kgf/cm<sup>2</sup>)

RC 橋脚のせん断耐力  $Q_U$  は道路橋示方書 (2 年版)<sup>9)</sup> V 耐震設計編 5.4.3 により求めた。従って、現示方書に比べて、せん断耐力を幾分大きめに設定することになる。

図-9 に実験<sup>6)</sup>によって得られた荷重-変位曲線と断面分割法により得られた降伏耐力と終局耐力を重ねて示す。断面分割法による値は、実験結果と比較すると 1 サイクル目の  $\delta_y$  に対する荷重がほぼ等しいが、初期勾配がやや大きい。この理由として、供試体の加工時の初期不整や残留応力などの影響があるため計算よりも勾配が小さくなると考えられる。実験では  $2\delta_y \sim 3\delta_y$  程度まで耐力を保持しているといえるが、本解析では 1.25 を終局状態としており、安全側の仮定となっている。

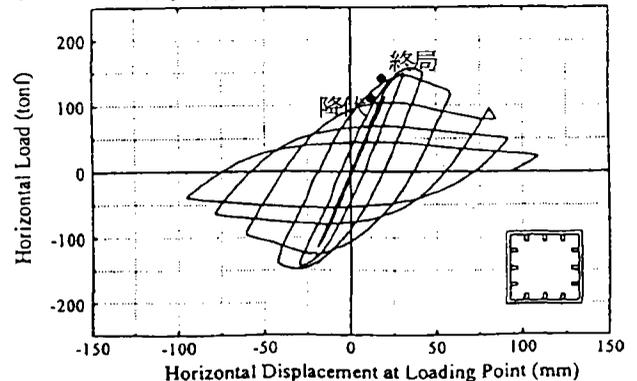


図-9 荷重-変位曲線 (実験) と断面分割法による降伏耐力と終局耐力の比較

### 3.4 入力地震加速度波形

入力地震波には免震設計法マニュアル(案)で地震時保有水平耐力法レベルの設計・照査用に示されている3つの地震波(I種地盤用・II種地盤用・III種地盤用)と兵庫県南部地震における実地震波(神戸海洋気象台NS方向・JR鷹取駅EW方向・東神戸大橋NE方向)の計6波を用いた。解析は接線剛性法による増分形式で定式化した直接積分法により行った。時間刻みは0.002秒としている。

入力地震加速度波	最大加速度 (gal)	解析時間 (sec)
免震設計法 マニュアル(案)	I種地盤用	360
	II種地盤用	417
	III種地盤用	443
兵庫県南部地震	神戸海洋気象台	818
	JR鷹取駅	657
	東神戸大橋	327

表-4 入力地震加速度波

### 4. 非線形動的応答解析結果

結果の一例として20mの免震鋼製橋脚橋にIII種地盤用の地震波を入力したときの応答を示す(図-10)。

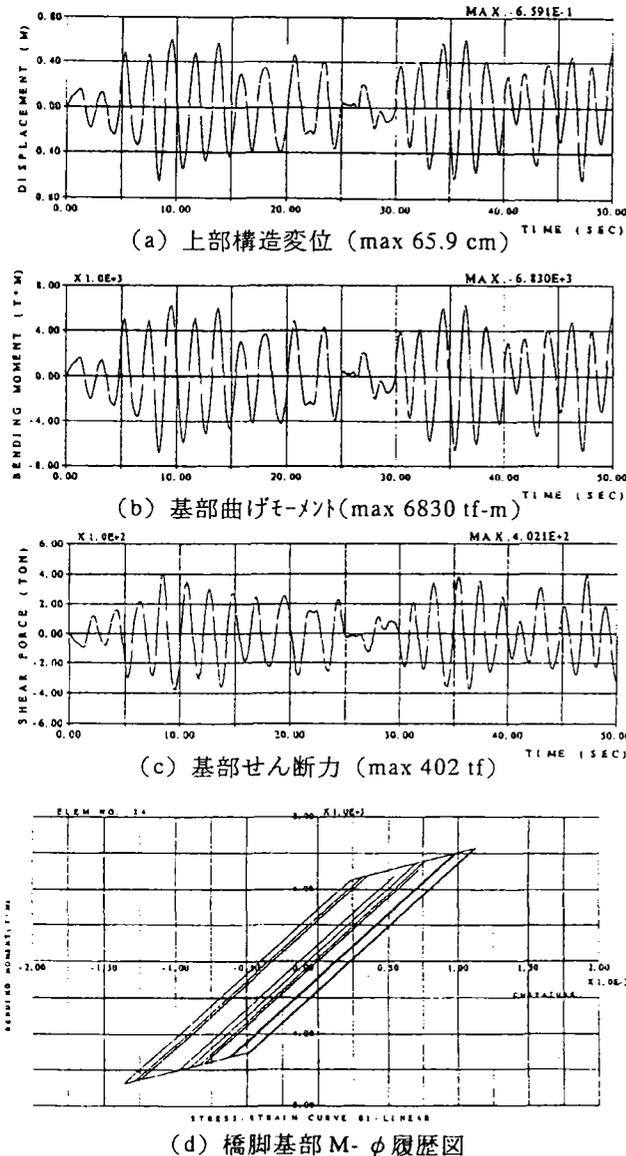


図-10 免震20m鋼製橋脚橋の応答(III種地盤用)

このケースでは免震化の効果はあまりなかったが、免震することが逆効果にはなっていない。非線形応答解析で得られた最大応答加速度波には鋭いピークの現われることがあるため、地震被害の相関性は必ずしも良いとはいえず、本解析では橋脚基部の断面力を耐震性評価の指標とした。全ケースの解析結果として、各入力地震波に対しての最大応答値などを表-5~表-10に示す。

表には上部構造と橋脚天端にあたる節点の最大変位・最大加速度、免震支承のせん断変形量の最大値、橋脚基部の最大曲げモーメント  $M_{max}$ ・最大曲率  $\phi_{max}$ ・最大せん断力  $Q_{max}$ などを示した。また  $M_{max}$ と  $Q_{max}$  に関してはそれぞれの終局耐力に対する比  $\phi_m$ 、 $\phi_o$ を示し、 $\phi_{max}$  に関しては降伏曲率  $\phi_y$ 、終局曲率  $\phi_u$  に対する比を示した。

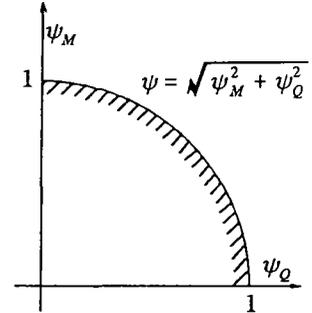


図-11 合成断面力係数の終局判定

#### 4.1 合成断面力係数<sup>7),8)</sup>

橋脚基部の損傷状況を表わす量として、曲げとせん断の合成断面力係数  $\phi$  を用いることとした。 $\phi$  は  $\phi_m$  と  $\phi_o$  の2乗和の平方根で表わされる(図-11)。従って  $\phi$  は四分円を終局条件の判定基準とした時の半径を示し、1を超えた場合に終局に達したと判断する。なお、 $M_{max}$  と  $Q_{max}$  は図-10に示されているようにほぼ同時に生じており、ここでは両者をそのまま合成することにした。橋脚基部の最大曲率  $\phi_{max}$  をもとに橋脚基部の損傷状況についても表示している。鋼製橋脚の場合、M- $\phi$ 関係はバイリニアで、RC橋脚はトリリニアでモデル化しており、 $\phi_{max}$  によって図-12(a)(b)の条件に基づき、鋼製ではelastic・yield・ultimateの3つに、RCではelastic・crack・yield・ultimateの4つに損傷状況を分類することとした。

鋼製橋脚は、橋脚基部から2m高い位置の断面力を( )内に示している。本解析のモデルでは、鋼製橋脚基部の中詰めコンクリートはないものとしてしているが、実橋脚ではある場合も多いため、充填高さが2mであると仮定し、中詰めコンクリートの直上の断面についての結果も示すこととした。

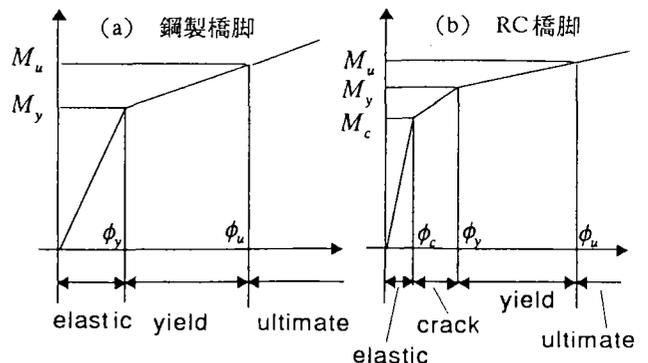


図-12 橋脚基部の状態判定

表-5 I種地盤用波形に対する応答値

入力 I種地盤用	最大変位		最大加速度		橋脚基部断面力							せん断力 Q <sub>max</sub> (t)	φ <sub>0</sub> (=Q <sub>max</sub> /Q <sub>v</sub> )	合成断面力 φ	LRB最大 変形量 (cm)
	上部 (cm)	天端 (cm)	上部 (gal)	天端 (gal)	M <sub>max</sub> (t・m)	曲げモーメント				状態					
						φ <sub>M</sub> (=M <sub>max</sub> /M <sub>0</sub> )	φ <sub>max</sub> (1/m)	φ <sub>max</sub> /φ <sub>y</sub>	φ <sub>max</sub> /φ <sub>u</sub>						
10-STEEL	(1) 免震	26.9	1.8	473	501	2106 (1504)	0.58 (0.41)	5.75E-04 (4.18E-04)	0.75 (0.55)	0.43 (0.32)	elastic (elastic)	302 (301)	0.12 (0.12)	0.59 (0.43)	25.2
	(2) 非免震	2.6	2.6	604	604	2953 (2109)	0.81 (0.58)	8.61E-04 (5.68E-04)	1.13 (0.74)	0.65 (0.43)	yield (elastic)	423 (423)	0.17 (0.17)	0.83 (0.61)	-
20-STEEL	(1) 免震	41.3	18.8	391	900	4353 (3841)	0.68 (0.60)	6.12E-04 (5.44E-04)	0.76 (0.68)	0.51 (0.46)	elastic (elastic)	256 (256)	0.07 (0.07)	0.68 (0.60)	22.5
	(2) 非免震	35.3	35.3	656	656	7401 (6530)	1.15 (1.01)	1.65E-03 (1.24E-03)	2.06 (1.54)	1.382 (1.04)	ultimate (ultimate)	441 (441)	0.11 (0.11)	1.16 (1.02)	-
30-STEEL	(1) 免震	50.8	30.7	355	730	6404 (5930)	0.57 (0.53)	7.71E-04 (7.17E-04)	0.61 (0.57)	0.50 (0.47)	elastic (elastic)	240 (239)	0.03 (0.03)	0.57 (0.53)	20.2
	(2) 非免震	57.5	57.5	648	648	11740 (10870)	1.04 (0.96)	1.65E-03 (1.46E-03)	1.31 (1.16)	1.08 (0.96)	ultimate (yield)	438 (438)	0.06 (0.06)	1.04 (0.96)	-
40-STEEL	(1) 免震	85.2	70.8	273	752	7031 (6651)	0.54 (0.51)	7.60E-04 (7.22E-04)	0.58 (0.55)	0.52 (0.49)	elastic (elastic)	206 (206)	0.02 (0.02)	0.54 (0.51)	14.7
	(2) 非免震	88.2	88.2	351	351	8728 (8256)	0.67 (0.64)	9.44E-04 (8.96E-04)	0.72 (0.68)	0.65 (0.61)	elastic (elastic)	248 (248)	0.02 (0.02)	0.67 (0.64)	-
10-RC	(1) 免震	26.1	1.1	473	512	2599	0.75	4.87E-04	0.58	0.01	crack	354	0.33	0.82	25.1
	(2) 非免震	1.3	1.3	449	449	2776	0.80	5.86E-04	0.70	0.02	crack	399	0.37	0.86	-
20-RC	(1) 免震	30.9	7.7	448	632	5513	0.67	7.79E-04	0.79	0.04	crack	381	0.23	0.71	23.4
	(2) 非免震	11.5	11.5	493	493	6755	0.83	3.31E-03	3.36	0.16	yield	512	0.31	0.88	-
30-RC	(1) 免震	36.8	14.3	434	715	9940	0.69	5.53E-04	0.83	0.06	crack	495	0.33	0.77	22.6
	(2) 非免震	23.6	23.6	486	486	12167	0.85	2.86E-03	4.28	0.32	yield	685	0.46	0.97	-
40-RC	(1) 免震	45.9	26.3	406	556	10426	0.65	6.10E-04	0.79	0.01	crack	385	0.25	0.70	21.1
	(2) 非免震	39.1	39.1	388	388	12265	0.77	4.00E-03	5.20	0.08	yield	480	0.32	0.83	-

表-6 II種地盤用波形に対する応答値

入力 II種地盤用	最大変位		最大加速度		橋脚基部断面力							せん断力 Q <sub>max</sub> (t)	φ <sub>0</sub> (=Q <sub>max</sub> /Q <sub>v</sub> )	合成断面力 φ	LRB最大 変形量 (cm)
	上部 (cm)	天端 (cm)	上部 (gal)	天端 (gal)	M <sub>max</sub> (t・m)	曲げモーメント				状態					
						φ <sub>M</sub> (=M <sub>max</sub> /M <sub>0</sub> )	φ <sub>max</sub> (1/m)	φ <sub>max</sub> /φ <sub>y</sub>	φ <sub>max</sub> /φ <sub>u</sub>						
10-STEEL	(1) 免震	31.9	2.1	563	564	2484 (1774)	0.68 (0.49)	6.78E-04 (4.93E-04)	0.89 (0.65)	0.51 (0.37)	elastic (elastic)	355 (355)	0.15 (0.15)	0.70 (0.51)	29.8
	(2) 非免震	2.8	2.8	679	679	3143 (2245)	0.86 (0.62)	9.89E-04 (6.24E-04)	1.30 (0.82)	0.747 (0.47)	yield (elastic)	451 (450)	0.18 (0.18)	0.88 (0.64)	-
20-STEEL	(1) 免震	52.8	24.2	496	1074	5593 (4935)	0.87 (0.77)	7.87E-04 (7.00E-04)	0.98 (0.87)	0.66 (0.59)	elastic (elastic)	331 (331)	0.08 (0.08)	0.87 (0.77)	28.7
	(2) 非免震	45.4	45.4	730	730	8251 (7280)	1.28 (1.13)	2.07E-03 (1.61E-03)	2.59 (2.01)	1.737 (1.35)	ultimate (ultimate)	493 (491)	0.13 (0.13)	1.29 (1.14)	-
30-STEEL	(1) 免震	59.9	36.2	428	723	7571 (7010)	0.67 (0.62)	9.12E-04 (8.48E-04)	0.73 (0.68)	0.60 (0.56)	elastic (elastic)	283 (281)	0.04 (0.04)	0.67 (0.62)	23.8
	(2) 非免震	69.5	69.5	729	729	13172 (12196)	1.17 (1.08)	2.07E-03 (1.80E-03)	1.65 (1.43)	1.36 (1.18)	ultimate (ultimate)	496 (495)	0.07 (0.07)	1.17 (1.08)	-
40-STEEL	(1) 免震	115.2	95.3	376	1008	9342 (8837)	0.72 (0.68)	1.01E-03 (9.59E-04)	0.77 (0.73)	0.69 (0.66)	elastic (elastic)	266 (265)	0.03 (0.03)	0.72 (0.68)	20.1
	(2) 非免震	144.7	144.7	565	565	13989 (13233)	1.08 (1.02)	1.62E-03 (1.50E-03)	1.24 (1.14)	1.11 (1.03)	ultimate (ultimate)	387 (387)	0.04 (0.04)	1.08 (1.02)	-
10-RC	(1) 免震	30.4	1.5	548	627	2988	0.86	7.08E-04	0.85	0.02	crack	396	0.37	0.94	29.0
	(2) 非免震	1.7	1.7	547	547	3141	0.90	7.94E-04	0.95	0.02	crack	444	0.42	0.99	-
20-RC	(1) 免震	34.7	9.0	504	730	6071	0.74	8.92E-04	0.90	0.04	crack	404	0.24	0.78	26.4
	(2) 非免震	12.9	12.9	565	565	6835	0.84	4.24E-03	4.29	0.21	yield	505	0.30	0.89	-
30-RC	(1) 免震	41.6	15.9	527	571	10643	0.74	6.12E-04	0.91	0.07	crack	573	0.38	0.84	28.4
	(2) 非免震	22.0	22.0	555	555	12033	0.84	2.52E-03	3.76	0.29	yield	700	0.47	0.96	-
40-RC	(1) 免震	42.8	24.6	445	840	10305	0.65	5.98E-04	0.78	0.01	crack	390	0.26	0.70	24.8
	(2) 非免震	38.1	38.1	486	486	12154	0.76	2.67E-03	3.47	0.05	yield	555	0.37	0.85	-

表-7 III種地盤用波形に対する応答値

入力 III種地盤用	最大変位		最大加速度		橋脚基部断面力							せん断力 Q <sub>max</sub> (t)	φ <sub>0</sub> (=Q <sub>max</sub> /Q <sub>v</sub> )	合成断面力 φ	LRB最大 変形量 (cm)
	上部 (cm)	天端 (cm)	上部 (gal)	天端 (gal)	M <sub>max</sub> (t・m)	曲げモーメント				状態					
						φ <sub>M</sub> (=M <sub>max</sub> /M <sub>0</sub> )	φ <sub>max</sub> (1/m)	φ <sub>max</sub> /φ <sub>y</sub>	φ <sub>max</sub> /φ <sub>u</sub>						
10-STEEL	(1) 免震	29.8	2.0	528	548	2325 (1661)	0.64 (0.46)	6.35E-04 (4.61E-04)	0.83 (0.61)	0.48 (0.35)	elastic (elastic)	333 (332)	0.14 (0.14)	0.65 (0.48)	27.9
	(2) 非免震	3.5	3.5	834	834	3810 (2721)	1.05 (0.75)	1.39E-03 (7.56E-04)	1.83 (0.99)	1.051 (0.57)	ultimate (elastic)	545 (545)	0.22 (0.22)	1.07 (0.78)	-
20-STEEL	(1) 免震	65.9	30.7	616	1031	6830 (6027)	1.06 (0.94)	1.37E-03 (9.86E-04)	1.70 (1.23)	1.14 (0.83)	ultimate (yield)	402 (402)	0.10 (0.10)	1.07 (0.94)	35.4
	(2) 非免震	52.4	52.4	778	778	8780 (7747)	1.36 (1.20)	2.34E-03 (1.85E-03)	2.92 (2.30)	1.958 (1.55)	ultimate (ultimate)	522 (521)	0.13 (0.13)	1.37 (1.21)	-
30-STEEL	(1) 免震	93.5	56.7	651	896	11614 (10754)	1.03 (0.95)	1.61E-03 (1.37E-03)	1.28 (1.09)	1.05 (0.90)	ultimate (yield)	429 (430)	0.06 (0.06)	1.03 (0.95)	36.8
	(2) 非免震	81.1	81.1	799	799	14392 (13326)	1.27 (1.18)	2.43E-03 (2.13E-03)	1.94 (1.70)	1.59 (1.40)	ultimate (ultimate)	540 (529)	0.08 (0.08)	1.28 (1.18)	-
40-STEEL	(1) 免震	173.4	144.0	553	789	13967 (13212)	1.08 (1.02)	1.62E-03 (1.50E-03)	1.23 (1.14)	1.11 (1.03)	ultimate (ultimate)	389 (388)	0.04 (0.04)	1.08 (1.02)	29.8
	(2) 非免震	194.0	194.0	709	709	17574 (16624)	1.35 (1.28)	2.22E-03 (2.07E-03)	1.69 (1.57)	1.52 (1.41)	ultimate (ultimate)	484 (483)	0.05 (0.05)	1.35 (1.28)	-
10-RC	(1) 免震	29.1	1.3	527	639	2792	0.80	5.94E-04	0.71	0.02	crack	393	0.37	0.88	27.8
	(2) 非免震	2.0	2.0	580	580	3220	0.93	1.59E-03	1.90	0.05	yield	479	0.45	1.03	-
20-RC	(1) 免震	35.8	10.7	519	746	6673	0.82	2.41E-03	2.44	0.12	yield	485	0.29	0.87	27.1
	(2) 非免震	13.2	13.2	553	553	6834	0.84	4.30E-03	4.36	0.21	yield	516	0.31	0.89	-
30-RC	(1) 免震	47.6	21.0	519	689	11901	0.83	2.19E-03	3.27	0.25	yield	653	0.44	0.94	28.0
	(2) 非免震	26.5	26.5	576	576	12332	0.86	3.33E-03	4.98	0.38	yield	703	0.47	0.98	-
40-RC	(1) 免震	60.1	38.7	470	626	12217	0.77	3.39E-03	4.39	0.06	yield	514	0.34	0.84	25.0
	(2) 非免震	52.4	52.4	444	444	12484	0.78	6.87E-03	8.91	0.13	yield	469	0.31	0.84	-

表一8 神戸海洋気象台の波形に対する応答値

入力 神戸海洋気象台	最大変位		最大加速度		橋脚基部断面力							LRB最大 変形量 (cm)		
	上部 (cm)	天端 (cm)	上部 (gal)	天端 (gal)	曲げモーメント				状態	せん断力			合成断面力	
					$M_{max}$ (tf·m)	$\phi_M$ (=M <sub>max</sub> /M <sub>U</sub> )	$\phi_{max}$ (1/m)	$\phi_{max}/\phi_y$		$\phi_{max}/\phi_u$	$Q_{max}$ (tf)			$\phi_0$ (=Q <sub>max</sub> /Q <sub>U</sub> )
10-STEEL	(1) 免震 23.7	1.7	445	822	1849 (1321)	0.51 (0.36)	5.05E-04 (0.000367)	0.66 (0.48)	0.38 (0.28)	elastic (elastic)	266 (265)	0.11 (0.11)	0.52 (0.38)	22.2
	(2) 非免震 7.3	7.3	1406	1406	6489 (4635)	1.79 (1.28)	3.05E-03 (0.001949)	4.00 (2.56)	2.304 (1.48)	ultimate (ultimate)	935 (932)	0.38 (0.38)	1.83 (1.33)	-
20-STEEL	(1) 免震 31.2	13.7	317	1045	3235 (2854)	0.50 (0.44)	4.55E-04 (0.000405)	0.57 (0.50)	0.38 (0.34)	elastic (elastic)	182 (185)	0.05 (0.05)	0.50 (0.45)	17.5
	(2) 非免震 38.3	38.3	686	686	7708 (6801)	1.20 (1.06)	1.80E-03 (0.001374)	2.25 (1.71)	1.510 (1.15)	ultimate (ultimate)	460 (459)	0.12 (0.12)	1.20 (1.06)	-
30-STEEL	(1) 免震 32.2	19.3	230	898	4032 (3733)	0.36 (0.33)	4.86E-04 (0.000452)	0.39 (0.36)	0.32 (0.30)	elastic (elastic)	153 (151)	0.02 (0.02)	0.36 (0.33)	13.2
	(2) 非免震 44.3	44.3	521	521	9269 (8582)	0.82 (0.76)	1.12E-03 (0.001038)	0.89 (0.83)	0.73 (0.68)	elastic (elastic)	332 (336)	0.05 (0.05)	0.82 (0.76)	-
40-STEEL	(1) 免震 30.6	24.3	119	972	2354 (2227)	0.18 (0.17)	2.54E-04 (0.000242)	0.19 (0.18)	0.17 (0.17)	elastic (elastic)	96 (93)	0.01 (0.01)	0.18 (0.17)	6.3
	(2) 非免震 37.9	37.9	165	165	3506 (3317)	0.27 (0.26)	3.79E-04 (0.00036)	0.29 (0.27)	0.26 (0.25)	elastic (elastic)	130 (129)	0.01 (0.01)	0.27 (0.26)	-
10-RC	(1) 免震 22.9	1.1	453	898	2551 3404	0.73 0.98	4.57E-04 1.99E-02	0.55 23.84	0.01 0.60	crack yield	369 583	0.35 0.55	0.81 1.12	22.3
	(2) 非免震 7.4	7.4	862	862	3404	0.98	1.99E-02	23.84	0.60	yield	583	0.55	1.12	-
20-RC	(1) 免震 26.6	9.8	455	1387	6552 7025	0.80 0.86	1.10E-03 6.43E-03	1.11 6.52	0.05 0.32	yield yield	509 558	0.31 0.33	0.86 0.92	22.9
	(2) 非免震 19.3	19.3	763	763	7025	0.86	6.43E-03	6.52	0.32	yield	558	0.33	0.92	-
30-RC	(1) 免震 33.0	12.9	486	1341	9800 11769	0.68 0.82	5.40E-04 1.88E-03	0.81 2.82	0.06 0.21	crack yield	705 689	0.47 0.46	0.83 0.94	24.1
	(2) 非免震 23.3	23.3	639	639	11769	0.82	1.88E-03	2.82	0.21	yield	689	0.46	0.94	-
40-RC	(1) 免震 30.2	15.2	388	1306	8518 10824	0.53 0.68	4.16E-04 6.49E-04	0.54 0.84	0.01 0.01	crack crack	504 536	0.33 0.35	0.63 0.77	21.0
	(2) 非免震 27.1	27.1	480	480	10824	0.68	6.49E-04	0.84	0.01	crack	536	0.35	0.77	-

表一9 JR 鷹取駅の波形に対する応答値

入力 JR鷹取駅	最大変位		最大加速度		橋脚基部断面力							LRB最大 変形量 (cm)		
	上部 (cm)	天端 (cm)	上部 (gal)	天端 (gal)	曲げモーメント				状態	せん断力			合成断面力	
					$M_{max}$ (tf·m)	$\phi_M$ (=M <sub>max</sub> /M <sub>U</sub> )	$\phi_{max}$ (1/m)	$\phi_{max}/\phi_y$		$\phi_{max}/\phi_u$	$Q_{max}$ (tf)			$\phi_0$ (=Q <sub>max</sub> /Q <sub>U</sub> )
10-STEEL	(1) 免震 41.8	2.7	748	1099	3250 (2321)	0.89 (0.64)	1.05E-03 (0.000645)	1.37 (0.85)	0.79 (0.49)	yield (elastic)	464 (464)	0.19 (0.19)	0.91 (0.67)	39.1
	(2) 非免震 5.6	5.6	1208	1208	5483 (3916)	1.51 (1.08)	2.43E-03 (0.001498)	3.19 (1.96)	1.833 (1.13)	ultimate (ultimate)	786 (786)	0.32 (0.32)	1.54 (1.12)	-
20-STEEL	(1) 免震 66.9	31.2	626	2167	6908 (6095)	1.07 (0.95)	1.41E-03 (0.001021)	1.75 (1.27)	1.18 (0.86)	ultimate (yield)	408 (408)	0.10 (0.10)	1.08 (0.95)	35.6
	(2) 非免震 62.4	62.4	851	851	9550 (8427)	1.48 (1.31)	2.72E-03 (0.002186)	3.39 (2.73)	2.279 (1.83)	ultimate (ultimate)	568 (568)	0.15 (0.15)	1.49 (1.32)	-
30-STEEL	(1) 免震 73.3	44.3	515	1759	9257 (8571)	0.82 (0.76)	1.11E-03 (0.001037)	0.89 (0.83)	0.73 (0.68)	elastic (elastic)	345 (345)	0.05 (0.05)	0.82 (0.76)	29.0
	(2) 非免震 74.2	74.2	761	761	13676 (12663)	1.21 (1.12)	2.23E-03 (0.001936)	1.77 (1.54)	1.46 (1.27)	ultimate (ultimate)	508 (508)	0.07 (0.07)	1.21 (1.12)	-
40-STEEL	(1) 免震 75.9	62.8	248	1564	6077 (5749)	0.47 (0.44)	6.57E-04 (0.000624)	0.50 (0.48)	0.45 (0.43)	elastic (elastic)	159 (160)	0.02 (0.02)	0.47 (0.44)	13.6
	(2) 非免震 89.2	89.2	352	352	8781 (8306)	0.68 (0.64)	9.50E-04 (0.000902)	0.72 (0.69)	0.65 (0.62)	elastic (elastic)	244 (245)	0.02 (0.02)	0.68 (0.64)	-
10-RC	(1) 免震 39.9	2.9	728	1319	3261 3298	0.94 0.95	6.57E-03 9.19E-03	7.88 11.02	0.20 0.28	yield yield	453 521	0.42 0.49	* 1.03 1.07	37.5
	(2) 非免震 3.5	3.5	756	756	3298	0.95	9.19E-03	11.02	0.28	yield	521	0.49	1.07	-
20-RC	(1) 免震 45.8	11.1	668	1636	6666 7425	0.82 0.91	2.41E-03 1.08E-02	2.44 10.96	0.12 0.54	yield yield	527 572	0.32 0.34	0.87 0.97	35.2
	(2) 非免震 27.3	27.3	642	642	7425	0.91	1.08E-02	10.96	0.54	yield	572	0.34	0.97	-
30-RC	(1) 免震 54.6	20.4	661	1020	11476 13046	0.80 0.91	1.14E-03 5.25E-03	1.70 7.85	0.13 0.60	yield yield	727 909	0.49 0.61	0.94 1.10	35.6
	(2) 非免震 45.6	45.6	677	677	13046	0.91	5.25E-03	7.85	0.60	yield	909	0.61	1.10	-
40-RC	(1) 免震 64.1	33.1	585	935	12119 12220	0.76 0.77	2.03E-03 3.79E-03	2.64 4.91	0.04 0.07	yield yield	604 729	0.40 0.48	0.86 0.91	31.7
	(2) 非免震 49.0	49.0	545	545	12220	0.77	3.79E-03	4.91	0.07	yield	729	0.48	0.91	-

表一10 東神戸大橋の波形に対する応答値

入力 東神戸大橋	最大変位		最大加速度		橋脚基部断面力							LRB最大 変形量 (cm)		
	上部 (cm)	天端 (cm)	上部 (gal)	天端 (gal)	曲げモーメント				状態	せん断力			合成断面力	
					$M_{max}$ (tf·m)	$\phi_M$ (=M <sub>max</sub> /M <sub>U</sub> )	$\phi_{max}$ (1/m)	$\phi_{max}/\phi_y$		$\phi_{max}/\phi_u$	$Q_{max}$ (tf)			$\phi_0$ (=Q <sub>max</sub> /Q <sub>U</sub> )
10-STEEL	(1) 免震 24.8	1.7	431	423	1937 (1383)	0.53 (0.38)	5.29E-04 (3.65E-04)	0.69 (0.48)	0.40 (0.28)	elastic (elastic)	278 (277)	0.11 (0.11)	0.55 (0.40)	23.1
	(2) 非免震 3.3	3.3	783	783	3603 (2573)	0.99 (0.71)	1.26E-03 (6.79E-04)	1.65 (0.89)	0.952 (0.51)	yield (elastic)	517 (516)	0.21 (0.21)	1.01 (0.74)	-
20-STEEL	(1) 免震 64.6	30.2	598	657	6730 (5933)	1.05 (0.92)	1.32E-03 (8.39E-04)	1.65 (1.05)	1.11 (0.70)	ultimate (yield)	399 (399)	0.10 (0.10)	1.05 (0.93)	34.4
	(2) 非免震 32.1	32.1	615	615	7029 (6194)	1.09 (0.96)	1.47E-03 (9.65E-04)	1.83 (1.20)	1.231 (0.81)	ultimate (yield)	418 (417)	0.11 (0.11)	1.10 (0.97)	-
30-STEEL	(1) 免震 101.7	62.9	691	641	12410 (11480)	1.10 (1.02)	1.84E-03 (1.44E-03)	1.46 (1.15)	1.20 (0.94)	ultimate (yield)	464 (463)	0.07 (0.07)	1.10 * (1.02)	38.8
	(2) 非免震 59.3	59.3	657	657	11970 (11060)	1.06 (0.98)	1.71E-03 (1.32E-03)	1.36 (1.05)	1.12 (0.87)	ultimate (yield)	453 (451)	0.06 (0.06)	1.06 * (0.98)	-
40-STEEL	(1) 免震 107.7	88.7	353	358	8587 (7918)	0.66 (0.61)	9.29E-04 (8.35E-04)	0.71 (0.64)	0.64 (0.57)	elastic (elastic)	222 (226)	0.02 (0.02)	0.66 (0.61)	19.0
	(2) 非免震 133.9	133.9	521	521	13010 (11960)	1.00 (0.92)	1.46E-03 (1.26E-03)	1.11 (0.96)	1.00 (0.86)	ultimate (elastic)	350 (351)	0.04 (0.04)	1.00 (0.92)	-
10-RC	(1) 免震 24.1	9.6	433	475	2443 2360	0.70 0.68	3.97E-04 3.46E-04	0.48 0.41	0.01 0.01	crack crack	327 341	0.31 0.32	0.77 0.75	14.5
	(2) 非免震 9.3	9.3	381	381	2360	0.68	3.46E-04	0.41	0.01	crack	341	0.32	0.75	-
20-RC	(1) 免震 30.3	8.2	426	514	5796 6951	0.71 0.85	8.35E-04 5.49E-03	0.85 5.56	0.04 0.27	crack yield	394 537	0.24 0.32	0.75 0.91	22.1
	(2) 非免震 14.9	14.9	607	607	6951	0.85	5.49E-03	5.56	0.27	yield	537	0.32	0.91	-
30-RC	(1) 免震 39.7	17.9	438	669	11580 12290	0.81 0.86	1.32E-03 3.21E-03	1.97 4.80	0.15 0.36	yield yield	599 661	0.40 0.44	0.90 0.97	21.8
	(2) 非免震 25.3	25.3	495	495	12290	0.86	3.21E-03	4.80	0.36	yield	661	0.44	0.97	-
40-RC	(1) 免震 63.2	38.9	456	518	12220 12350	0.77 0.78	3.50E-03 5.19E-03	4.54 6.74	0.07 0.10	yield yield	423 446	0.28 0.30	0.82 0.83	24.3
	(2) 非免震 43.5	43.5	383	383	12350	0.78	5.19E-03	6.74	0.10	yield	446	0.30	0.83	-

各ケースについての $\phi_M$ と $\phi_Q$ との相関図を図-13に示す。合成断面力係数は中心から各点までの距離で表わされる。ここでプロットしたものはいずれも橋脚基部から2m高い断面に関する値(表-5~表-10までの合成断面力係数欄の括弧内の値)である。したがって、橋脚基部の中詰めコンクリートのない橋脚には適用出来ず、場合によっては危険側の値を与える可能性がある。

ほとんどのケースで、非免震の時よりも免震の時の合成断面力係数が小さくなっている。しかし、III種地震地震波に対して40m鋼製橋脚橋を免震しても合成断面力係数は非免震時よりも2割程度改善されてはいるが、1を少し超えている(表-7に\*を付けて示した)。JR鷹取駅地震波に対して10mのRC橋脚橋を免震化しても、 $\phi_M = 0.94$ であるが $\phi_Q = 0.42$ であり、合成断面力係数 $\phi$ は1を超える(表-9に\*を付けて示した)。

東神戸大橋地震波に対して30mの鋼製橋脚橋を免震化した場合は、非免震時よりもかえって耐震性が劣る結果となった。これは、東神戸大橋地震波の長周期成分に卓越部分が2箇所あり、30mの鋼製橋脚橋の基本周期がそれに近くなったためであると思われる(表-10に\*を付けて示した)。

この東神戸大橋地震波における一例を除けば、程度の差はあるが入力地震波、橋脚高さによらず免震により耐震性が向上している。軟弱地盤のIII種地盤用波形に対しても10~20mの橋脚高さでは、免震により合成断面力係数が1.0以下に抑えられるなど、免震の効果を示す結果が得られた。

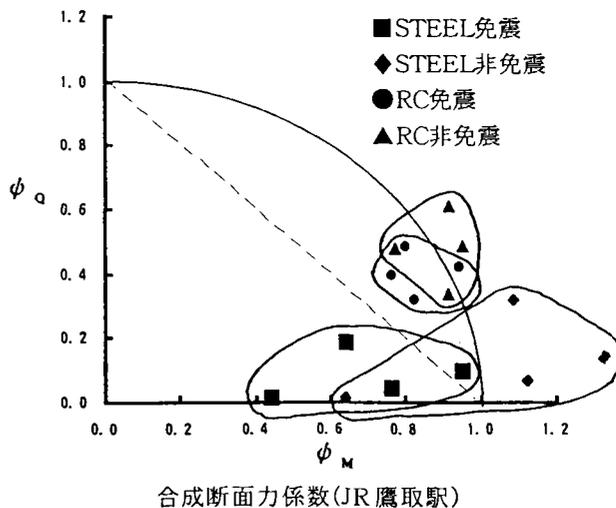
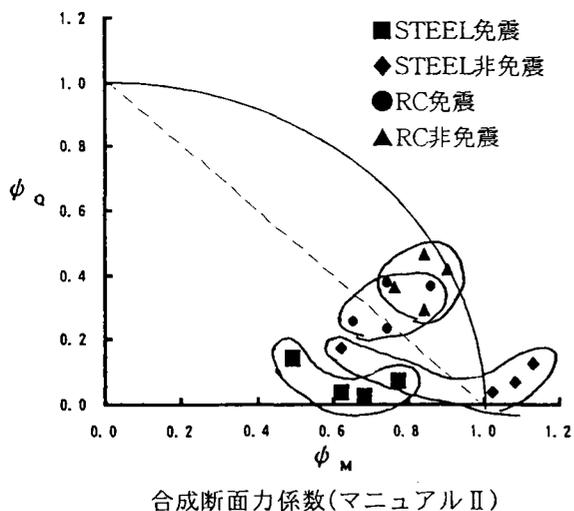
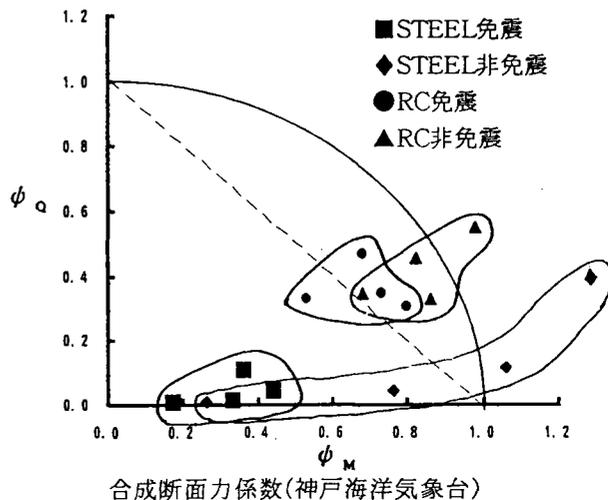
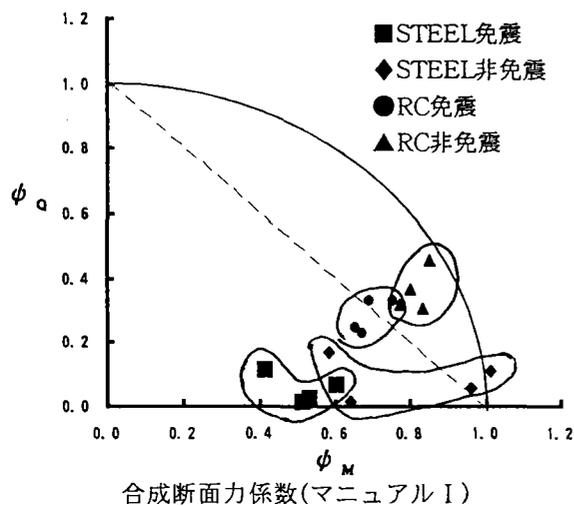
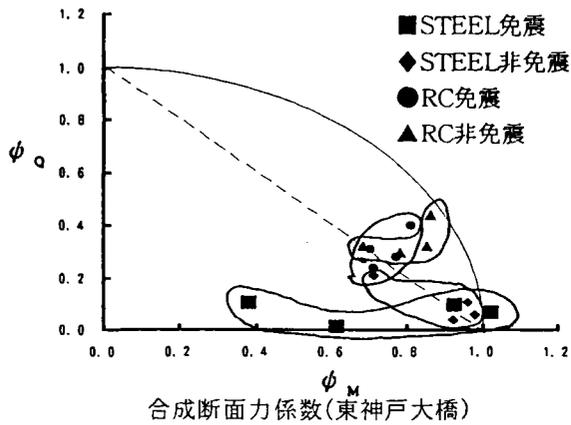


図-13 合成断面力係数



合成断面力係数(東神戸大橋)

図-13 合成断面力係数

#### 4.2 上部工最大変位

図-14に入力地震波毎に上部工の応答最大変位値を示す。鋼製橋脚とRC橋脚では鋼製橋脚の応答変位の方が殆どの場合大きい。橋脚高さ10mではいずれの地震波に対しても鋼製とRCでは変位は同程度である。免震設計法マニュアル(案)の3種類の地震波のように海洋型地震波に対しては橋脚が高くなるにつれて鋼製橋脚とRC橋脚との差は大きくなるが、神戸海洋気象台地震波やJR鷹取駅地震波のように大きな加速度が短時間作用する(直下型)地震波に対しては、橋脚の種類や高さも変化しても上部構造の変位にはあまり差が生じない。ただし、直下型地震波であっても軟弱地盤である東神戸大橋地震波に対する応答変位は海洋型のもとの傾向が似てくる。

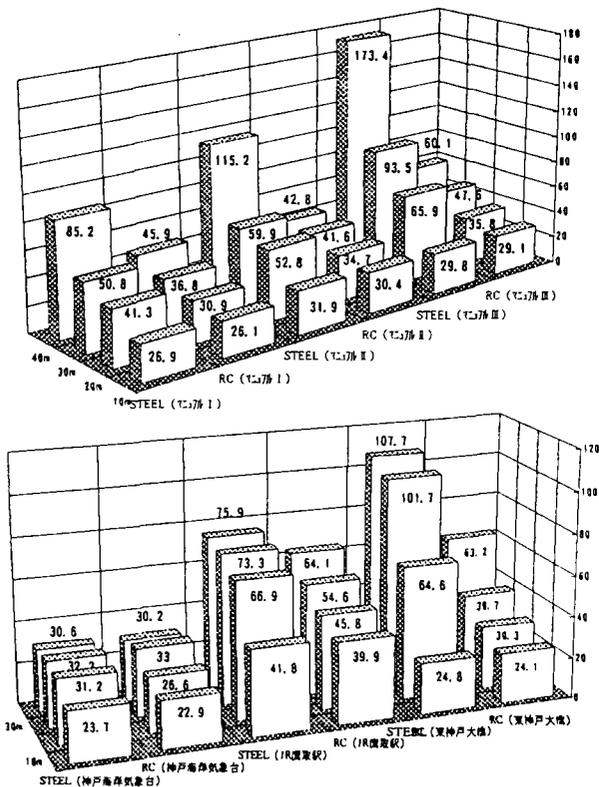


図-14 上部構造変位最大値

#### 5. まとめ

既設橋梁を対象とし、橋脚高さが異なる4種類の鋼製橋脚橋およびRC橋脚橋に対して非線形時刻歴応答解析を行い、免震化の効果を橋脚基部の合成断面力係数などを用いて調べたところ、次に示すことなどが分かった。

- ・本論文で用いた地震波においては、東神戸大橋地震波に対する橋脚高さ30mの鋼製橋脚橋のみ免震化すると逆効果となった。このケース以外は、いずれの橋脚高さにおいても、程度の差はあるが、鋼製橋脚橋、RC橋脚橋ともに免震化に橋脚基部の断面力が低減され、耐震性能が向上する。
- ・RC橋脚橋を免震化しても $\phi$ が1を超える神戸海洋気象台の地震波に対しても、鋼製橋脚橋は免震化することによって $\phi$ を1以下に抑えることができる。
- ・特にI、II種地盤に対しては、橋脚高さが20m以下であればRC橋脚橋と同程度の免震効果が得られる。また、このときの鋼製橋脚橋の上部工の応答最大変位はRC橋脚橋と殆ど変わらない。

なお、上記の結論は橋脚基部から上部の構造系モデルを用いた数値解析で得られたものであり、より詳しくは地盤や基礎も加えた全体系の解析を行う必要がある。また、一般に鋼製橋脚はRC橋脚に比べて耐力が急減する傾向があり、この点に関する安全性の確保の問題や設計手法などについては今後も議論されなければならない。

#### 謝辞

本研究を行うにあたり、貴重なデータを提供いただき、また熱心な討議をしていただいた鋼橋技術研究会、耐震・免震研究部会のメンバー各位に感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、1992年3月。
- 2) 気象庁：平成7年(1995年)兵庫県南部地震の気象庁87型磁気式強震計の記録。
- 3) 中村・上半・井上：1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II)、JR地震情報No.23d、財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部、1996年。
- 4) 建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様、平成7年。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(鋼橋編、耐震設計編)、平成2年2月および平成8年12月。
- 6) 建設省土木研究所他：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)-鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験-(No2供試体)、平成9年4月。
- 7) 長嶋・内田・大丸・小林：鋼製橋脚の免震化に関する事例研究、土木学会第52回年次学術講演会、平成9年9月。
- 8) 長嶋・内田：既設の鋼製橋脚連続桁橋の免震化に関する研究、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、平成9年5月。

## 鋼製橋脚を有する免震橋の地震応答特性 Response Characteristics of Seismic Isolated Bridges with Steel Piers

長嶋 文雄<sup>1)</sup>、島田 泰至<sup>2)</sup>、小林 義明<sup>3)</sup>、大丸 隆<sup>4)</sup>  
Fumio NAGASHIMA<sup>1)</sup>, Hiroyuki SHIMADA<sup>2)</sup>, Yoshiaki KOBAYASHI<sup>3)</sup>  
and Takashi OHMARU<sup>4)</sup>

- 1) 東京都立大学 工学研究科 土木工学専攻 助教授 博士 (工学)  
Associate Professor, Tokyo Metropolitan University, Civil Eng., Dr. Eng.
- 2) 東京都立大学 工学研究科 土木工学専攻 修士課程2年  
Graduated Student, Tokyo Metropolitan University, Civil Eng.
- 3) 八千代エンジニアリング (株) 修士 (工学)  
Civil engineer, Yachiyo Engineering Co. Ltd., M. Eng.
- 4) (株) 建設技術研究所  
Civil engineer, Kensetsu Gijyutu Kenkyu-sho Co. Ltd.

### 要約

橋梁は免震に不向きとされる軟弱地盤上にも建設されることが多い。しかし、兵庫県南部地震を契機にメタル支承の使用例が減り、免震支承や反力分散支承などのゴムを材料の一部に用いた支承が多用されており、軟弱地盤を含めた各地盤種に対する反力分散化および免震化による長周期化の影響を詳しく検討する必要があるが出てきた。

本研究は、鋼製橋脚とRC橋脚の連続桁橋を例にとり、免震と非免震の2通りの状態を考慮し、ばね-橋脚-上部工系の非線形時刻歴解析を行い、橋脚の剛性や地盤種と免震化の効果などについて、橋脚基部の断面力係数(最大曲げモーメントと最大せん断力の、終局耐力に対する比を合成した値)を比較することにより検討し、鋼製橋脚の免震効果を明らかにした。

### SUMMARY

There are many cases that bridges are built on soft ground which has been said to be unsuitable for an isolated bridge. Since a lot of isolated bridges are being considered for construction following the Kobe Earthquake in 1995, the behavior of isolated bridges needs to be investigated.

This paper presents results of case study of seismic analysis of seismic-isolated and/or fix supported continuous girder bridges with high piers elevated on soft ground. Dynamic case studies are made to evaluate seismic performance of two types of bridges with steel piers and RC piers to the standard seismic waves of level 2 and three waves recorded during the Kobe Earthquake.

The analytical model is a single-column bent model which consists of beam, mass and spring, and the moment and curvature relationships of the piers,  $M-\phi$  curves are calculated by the method of dissection. To evaluate the seismic performance, a coefficient of composite stress, root mean square of the stress ratio of maximum shear stress and fiber stress to those of ultimate stress, is used in this paper.

### 1. はじめに

兵庫県南部地震では、高架橋のメタル支承の被害が多く見られた。これを契機としてメタル支承の使用例が減ってきており、現在は免震支承や反力分散支承などの積層ゴム系支承が多く用いられている。

これは橋梁全体系を長周期側にシフトさせることによって衝撃的な地震に対する応答を低下させる働きを期待するものであるが、軟弱地盤などでは長周期化すると応答が増えて増幅される場合もあり得る。また、全体系の応答に

は、橋脚剛性の影響についても十分検討する必要がある。

従来、鋼製橋脚橋は、免震に不向きとされる軟弱地盤上に建設されることが多いことや巨大地震における高度の非線形域における耐荷力の照査方法が確立されていないこと、RC橋脚橋よりも弾性域での曲げ剛性が小さく、RC橋脚橋と比較すると免震支承に変形が集中しにくいことなどの理由で免震化されてこなかった。しかし、鋼製橋脚橋にも積層ゴム系支承が使用されつつあることから、軟弱地盤を含めた各地盤種に対する積層ゴム支承を使用したときの

長周期化の影響を詳しく検討する必要があるが出てきている。

以上のような背景に基づき、本研究では、鋼製橋脚とRC橋脚の5径間連続桁橋を例にとり、非線形時刻歴解析を通して橋脚の剛性や地盤種と応答の関係などを検討し、鋼製橋脚に対する長周期化(免震化)の効果について検討した。

また、検討対象とする橋梁について免震と非免震の2通りの状態を考慮し、橋脚基部の断面力係数(最大曲げモーメントと最大せん断力、終局耐力に対する比を合成した値)を比較することにより免震の効果を検討した。

## 2. 地盤ばねモデルによる地震応答解析

5径間連続桁橋を例として、鋼製橋脚橋を免震化したときの耐震効果について、非線形時刻歴応答解析を通して検討した。比較のためにRC橋脚橋の検討も同時に行い、橋脚の剛性の影響や地盤種の影響について考察した。

解析対象橋梁は、等スパンで同一形状としたため、中間の橋脚1本を取り出してモデル化することにした。免震しない通常の橋梁(非免震橋)は固定支承のある橋脚について計算すべきであるが、免震橋梁と直接比較するために、同様に中間橋脚1本についてモデル化した。

支承は有効設計変位に対する等価剛性(割線剛性)等価減衰定数を持つ等価線形ばねでモデル化した。基礎部は、基礎と地盤を回転ばねと並進ばねによってモデル化した。

Ⅱ種およびⅢ種地盤では杭基礎を用いるものとして、道路橋示方書で示されている杭・地盤ばねの算出方法に従い、それぞれの回転、並進ばねを算出した。

入力地震波には、表1示すように免震設計法マニュアル<sup>9)</sup>で地震時保有水平耐力レベルの設計・照査用に示されている3種類の地震波(I種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤用)と兵庫県南部地震にの神戸海洋気象台観測地震波NS方向、JR鷹取駅観測地震波EW方向、東神戸大橋観測地震波NE方向の計6波を用いることにした。

TABLE 1. INPUT SEISMIC WAVES

		Max Acceleration (GAL)
Manual	Soil Type 1	360.0
	Soil Type 2	417.1
	Soil Type 3	442.9
Kobe Earthquake	JMA,Kobe	820.6
	JR Takatori Station	657.0
	Higashi-Kobe Bridge	327.3

### 2.1 解析モデル

橋梁モデルとして、全長250mの5径間連続桁橋を選んだ。橋脚高さは10、20、30mの3種類、鋼製橋脚橋(鋼製)とRC橋脚橋(RC)の2種類、免震橋と非免震橋の2種類、組み合わせ合計12ケースについて検討を行った。

上部構造は図1(a)に示すように全体で3250tfのRC床版非合成鋼箱桁としたが、これは全ての場合に共通とした。橋脚は鋼製、RCともに矩形断面を有するT型の1本柱としている(図1(b)、(c)に橋脚高さ20mのものについて例示した)。鋼製橋脚は橋脚基部から2mの高さまでコンクリートを充填するものとした。Ⅱ種およびⅢ種地盤用の想定地盤は旧道路橋示方書・耐震設計編(平成2年)の

地盤例を参考にして決めた。鋼製、RCともに設計水平震度0.25に対し震度法による設計を行い、RCに関しては復旧仕様<sup>9)</sup>に沿った地震時保有水平耐力法の照査を行っている。以上の条件で設計した橋梁に対して、免震設計法マニュアル(案)<sup>9)</sup>に従い免震支承(LRB)を設計した。各ケースの橋梁に対して、支承体積を最小にするという条件のもとで免震支承を設計した結果、固有周期は図2に示すようになった。

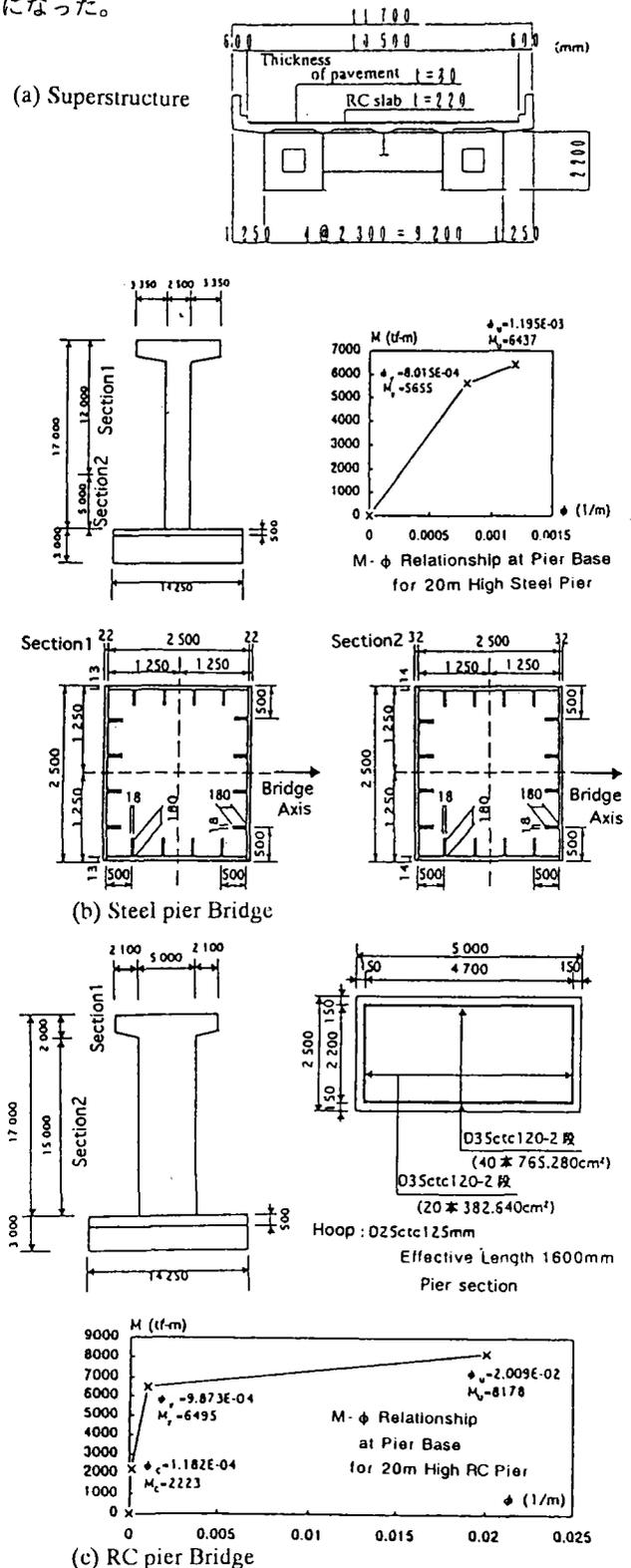


Fig. 1 Five - span continuous girder bridge model

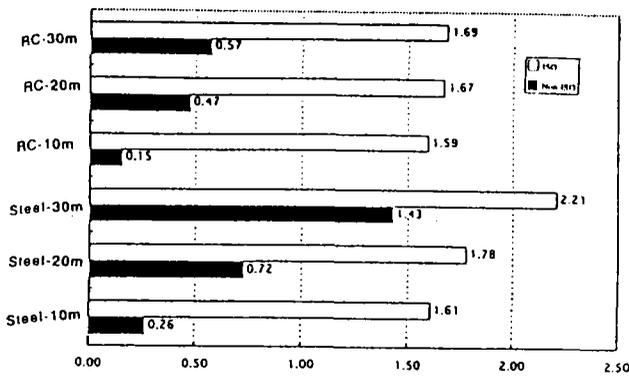


Fig. 2 Natural period

免震時の固有周期は保有水平耐力レベルにおける照査時に近似計算式を用いて求めたものである。

橋脚高さ10~20 mの場合、鋼製の非免震での固有周期はRCのものに対してやや長いが、免震した場合はほぼ同じ程度になり、橋脚の剛性の差が現われにくくなっている。免震設計法マニュアル(案)では、免震時の固有周期は非免震時の2倍程度とするのがよいとの条項があるが、鋼製橋脚の30 m程度の低剛性橋脚では、非免震時にも長周期性を有しており、レベル2においても2倍にすることは難しい。

橋脚高さが同じ場合、鋼製橋脚とRC橋脚の剛性の違いにかかわらず免震支承はほぼ同一の寸法となった。

## 2.2 解析手法

各ケースについて、橋脚の曲げに関する非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行い、橋脚基部の合成断面力係数などから免震の効果を検討する。解析は5径間連続桁橋の中からP3の下部構造と、それが負担している上部構造について行う。解析モデルは図-3に示すように梁、質点、ばねからなる曲げせん断モデルである。支承に当たるばねは、レベル2の地震を想定したときの有効設計変位<sup>1)</sup>に基づいた等価剛性と等価減衰定数を持つ等価線形ばねとする。また、支承

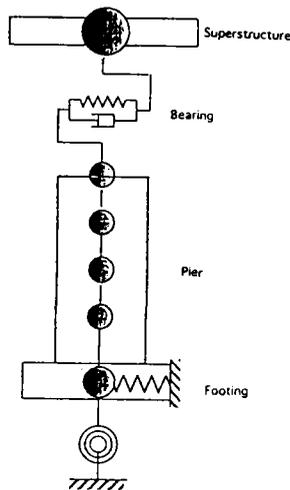


Fig. 3 Single column bent model

を表わすばねの剛性を十分大きくすることにより非免震橋モデルとした。橋脚は曲げに関して非線形性を持たせているため、部材の減衰は履歴減衰として解析にとり入れられている。そのため非線形履歴モデルを用いて表わした部材の粘性減衰定数はRC部材0.02、鋼部材0.01としている。また基礎のばねは、I種地盤については直接基礎、II種とIII種地盤については杭基礎を仮定し、地盤とこれらの基礎の剛性を考慮したばねを用いた(表-2)。各地盤とに対する減衰定数は、並進、回転ともに0.3とした。

## 2.3 橋脚の M-φ 関係

鋼製橋脚の曲げモーメント-曲率関係(M-φ関係)は図4(a)に示すバイリニア型モデルとする。

部材の圧縮と引張りの降伏応力が同じである場合、上部構造重量と橋脚自重による圧縮力が作用している鋼製断面に曲げが加わると、初めに圧縮端が降伏し、さらに曲げが加わると引張り端が降伏する。本解析では圧縮端の降伏時の値を( $\phi_y, M_y$ )とする。そして引張り側降伏のあとは耐力と変形の増加はあまり望めないため、引張り端降伏時を終局耐力( $\phi_u, M_u$ )とする。 $(\phi_y, M_y)$ と $(\phi_u, M_u)$ を結ぶ直線の傾きを2次剛性とし、解析によってそれ以上の値が生じたときは、終局状態に達したとみなした。 $(\phi_u, M_u)$ は、この時断面内に一部非線形域に達している部分があるため、図4(b)に示すような圧縮側劣化型<sup>2)</sup>の応力度と歪みの関係を用いた断面分割法により算出する。ただし $\sigma_{sy}$ は鋼材の基準降伏点としている。

(a) M - φ curve

(b) Stress - strain curve

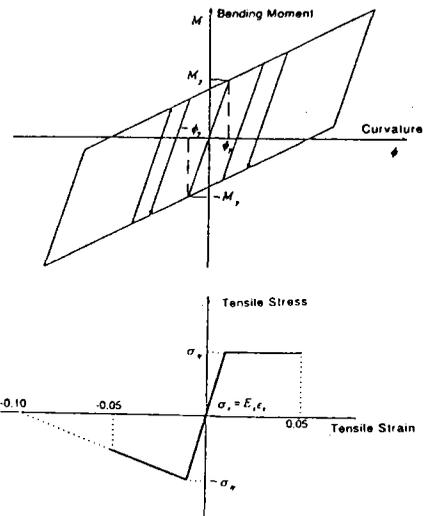


Fig. 4 Steel pier M-φ relationship

TABLE 2 SPRING CONSTANTS OF PIER - GROUND MODEL

Pier Height (m)		Steel Pier								
		10 m			20 m			30 m		
Soil Type		Type 1	Type2	Type3	Type 1	Type2	Type3	Type 1	Type2	Type3
Spring	Sway (tf/m)	3.42E+05	9.18E+04	5.45E+04	3.42E+05	1.22E+05	9.08E+04	3.42E+05	1.53E+05	1.09E+05
Constants	Rotation (tfm/r)	9.42E+06	1.44E+06	1.50E+06	9.42E+06	3.74E+06	5.70E+06	9.42E+06	4.90E+06	6.72E+06

Pier Height (m)		RC Pier								
		10 m			20 m			30 m		
Soil Type		Type 1	Type2	Type3	Type 1	Type2	Type3	Type 1	Type2	Type3
Spring	Sway (tf/m)	3.42E+05	1.22E+05	7.27E+04	3.42E+05	1.84E+05	1.45E+05	3.42E+05	3.06E+05	1.82E+05
Constants	Rotation (tfm/r)	9.42E+06	3.74E+06	4.33E+06	9.42E+06	5.15E+06	1.33E+07	9.42E+06	1.39E+07	1.66E+07

RC橋脚断面の $M-\phi$ 関係は図5(a)に示すようにトリリニア型(武田モデル)で表わす。ここで $(\phi_c, M_c)$ はコンクリートの引張り縁に亀裂が生じる状態、 $(\phi_y, M_y)$ は鉛直軸方向引張り鉄筋が降伏する状態、 $(\phi_u, M_u)$ はコンクリート圧縮縁が破壊歪みに達する状態をそれぞれ表わすものであり、断面分割法によりこれらの値を求める。このとき用いた、コンクリートと鉄筋の応力と歪みの関係を図5の(b)と(c)に示す。

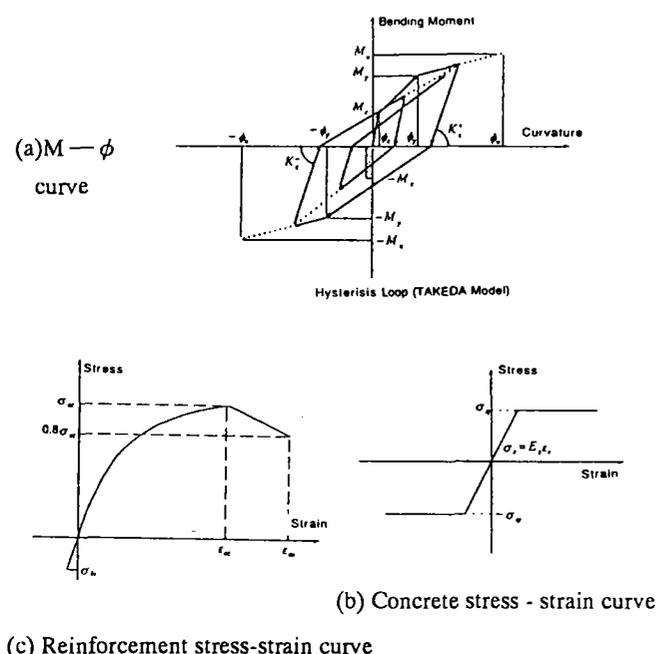


Fig. 5 RC pier  $M-\phi$  relationship

## 2.4 橋脚のせん断耐力

橋脚は鋼製橋脚、RC橋脚ともに、せん断力に関しては線形関係を有すると仮定している。

鋼製橋脚のせん断耐力 $Q_U(tf)$ は von Mises-Hencky の降伏条件から求められる純せん断時の降伏応力と断面積の積、 $Q_U = A_s \tau_y / 1000$ で与えられるものとした。ここで、 $\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$ であり、 $\tau_y$ : 純せん断の降伏応力 (kgf/cm<sup>2</sup>)、 $A_s$ : 断面積 (cm<sup>2</sup>)、 $\sigma_y$ : 鋼材の基準降伏点 (kgf/cm<sup>2</sup>) である。

RC橋脚のせん断耐力 $Q_U$ は道路橋示方書(2年版)Ⅴ耐震設計編5.4.3により求めた。従って、現示方書に比べて、せん断耐力を幾分大きめに設定することになる。

実験<sup>9)</sup>によって得られた荷重-変位曲線と断面分割法により得られた降伏耐力と終局耐力を比較したところ、断面分割法による値は、実験結果と比較すると $\delta_y$ に対する荷重がほぼ等しいが、実験では $2\delta_y \sim 3\delta_y$ 程度まで耐力を保持しているのに対して、1.25程度を終局状態としており、安全側の仮定となっていることが分かった<sup>6),7)</sup>。

## 3. 地震応答解析結果

非線形応答解析で得られた最大応答加速度波には鋭いピークの現われることがあるため、地震被害の相関性は必ずしも良いとはいえず、本解析では橋脚基部の断面力を耐震性評価の指標とした。

### 3.1 合成断面力係数

橋脚基部の損傷状況を表わす量として、曲げとせん断の合成断面力係数 $\psi$ を用いることとした。 $\psi$ は $\psi_M = M_{max} / M_u$ と $\psi_Q = Q_{max} / Q_u$ の2乗和の平方根で表わされる(図6)。従って $\psi$ は四分円を終局条件の判定基準とした時の半径を示し、1を超えた場合に終局に達したと判断する。なお、 $M_{max}$ と $Q_{max}$ はほぼ同時に生じており、ここでは両者をそのまま合成することにした。

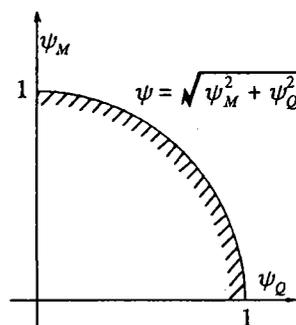


Fig. 6 Coefficient of composite stress

応答計算により求められた曲げモーメントとせん断力の時刻歴応答の最大値に基づいて得られた合成断面力係数を図-7に示す。図中、鋼製橋脚橋はSteel, RC橋脚橋はRC, 免震橋はIso, 非免震橋はNonと記した。また、I種地盤と神戸海洋気象台の波形入力による結果をまとめて(a)に、II種地盤とJR鷹取の波形入力による結果をまとめて(b)に、さらにIII種地盤と東神戸大橋の波形入力による結果をまとめて(c)に示した。

鋼製橋脚橋に関してはいずれも橋脚基部から2m高い断面に関する値である。したがって、橋脚基部の中詰めコンクリートのない橋脚には適用出来ず、場合によっては危険側の値を与える可能性がある。

ほとんどのケースで、非免震の時よりも免震の時の合成断面力係数が小さくなっている。しかし、免震マニュアルのII種地盤波形に対して10mのRC橋脚橋を免震化した場合と、東神戸大橋地震波(III種地盤相当)に対して30mの鋼製橋脚橋を免震化した場合については、免震しない場合よりもかえって耐震性が劣る結果となった(図-7にそれぞれ\*1,\*3を付けて示す)。

I種地盤では、RC橋脚橋よりも鋼製橋脚橋の方が免震の効率が良いように見受けられる。鋼製橋脚橋はI種・II種地盤の場合、比較的高い橋脚のときに免震化の効果が見られた。

III種地では、免震化することによって、\*2の場合を除く鋼製橋脚橋およびRC橋脚橋も合成断面力係数を1

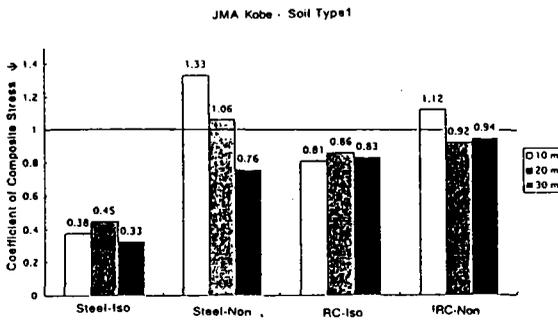
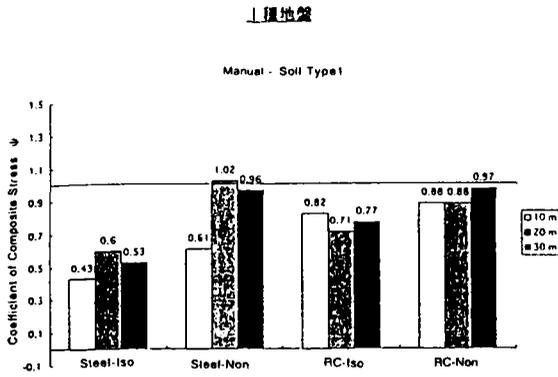


Fig. 7 (a) Soil type I and JMA Kobe

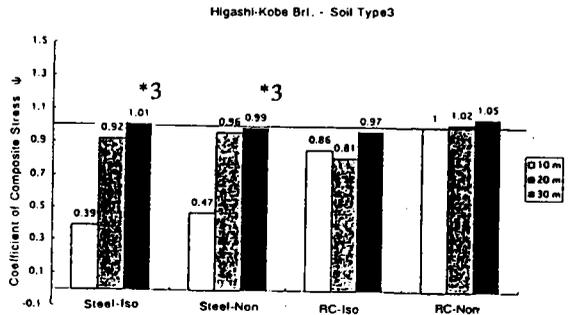
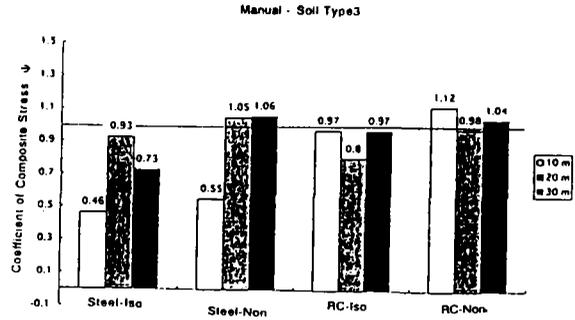


Fig. 7 (c) Soil type III and Higashi-Kobe Bridge

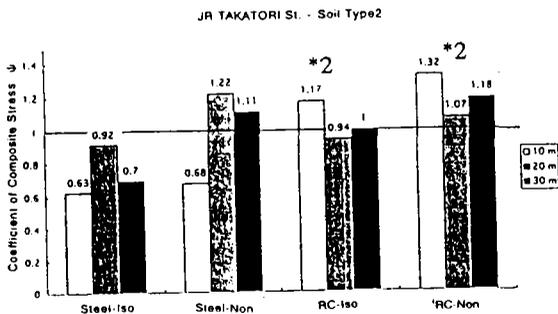
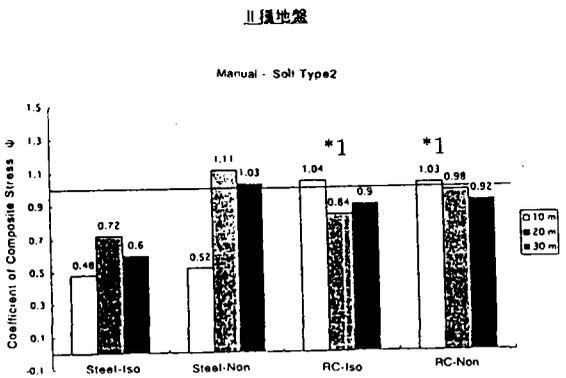
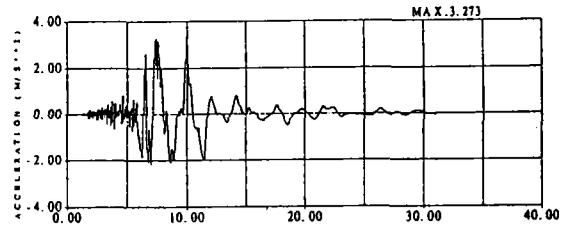


Fig. 7 (b) Soil type II and JR Takatori

Fig. 7 Coefficient of composite stress

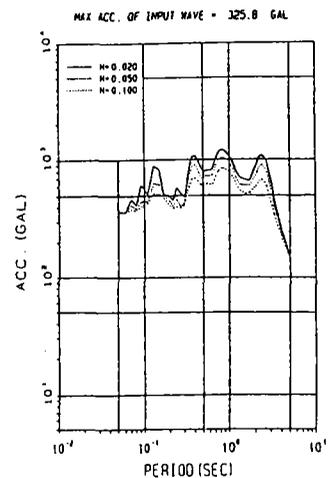


(a) Acceleration wave recorded at Higashi-Kobe Bridge

以下に下げることができるとい結果が得られたが、免震化の効率が悪い。

これらの結果は、それぞれの地震波の持つ周波数特性に関係しており、免震化して長周期側にシフトさせることによって応答スペクトルの卓越部分に入ってしまう、かえって状況を悪くする場合もあることを示すものである。

図 8 に東神戸大橋地震波の加速度波形(a)と応答スペクトル(b)を示す。



(b) Respons spectrum

Fig. 8 Input acceleration and its response spectrum

応答スペクトルに、2.5秒～3.0秒付近で卓越する部分があり、橋梁の長周期化が悪影響を及ぼすこともあり得る。

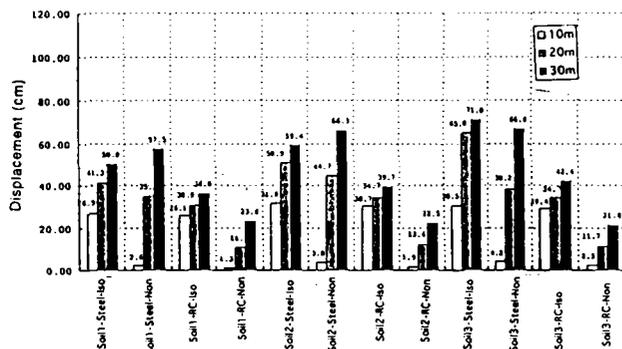
### 3.2 上部工最大変位

図9に、入力地震波毎に上部工の応答最大変位値を示す。(a)には免震設計法マニュアル(案)の3種類の地震波による応答を、また(b)には兵庫県南部地震の3種類の地震波による結果を示した。

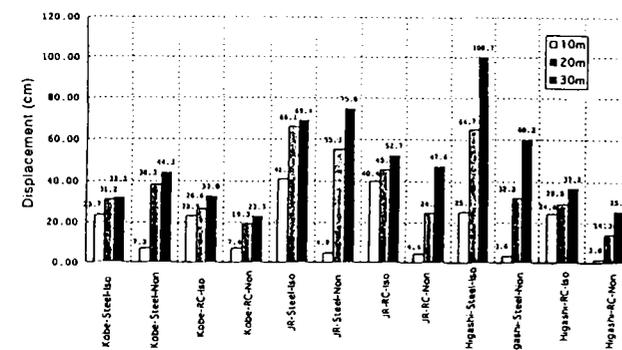
鋼製橋脚とRC橋脚では、鋼製橋脚の応答変位の方が殆どの場合大きい。橋脚高さ10mではいずれの地震波に対しても鋼製とRCでは変位は同程度である。

上部工の応答変位は橋脚高さが高くなるほど大きくなる傾向があるが、橋梁の基本周期と地震波の卓越周期との関係により応答値が決まっている。

免震設計法マニュアル(案)の3種類の地震波のように海洋型地震波に対しては橋脚が高くなるにつれて鋼製橋脚とRC橋脚との差は大きくなるが、神戸海洋気象台地震波やJR鷹取駅地震波のように大きな加速度が短時間作用する(直下型)地震波に対しては、橋脚の種類や高さを変化しても上部構造の変位にはあまり差が生じない。ただし、直下型地震波であっても軟弱地盤である東神戸大橋地震波に対する応答変位は海洋型のものと同傾向が似てくる。



(a) Seismic wave from Manual <sup>1)</sup>



(b) Kobe Earthquake

Fig. 9 Maximum response displacement of superstructure

### 4. まとめ

橋脚高さが異なる3種類の鋼製橋脚およびRC橋脚に対して地盤ばねモデルによる非線形時刻歴応答解析を行い、免震化の効果を橋脚基部の合成断面力係数などを用いて調べたところ、以下のことが分かった。

- ・鋼製橋脚橋、RC橋脚橋いずれも、ほとんどのケースにおいて、橋梁を免震化しない場合よりも免震化した場合の方が合成断面力係数が小さくなり、免震化することにより耐震性が向上する。
- ・ただし、免震マニュアルのII種地盤波形に対して10mのRC橋脚橋を免震化した場合と、東神戸大橋地震波(III種地盤相当)に対して30mの鋼製橋脚橋を免震化した場合については、免震しない場合よりもかえって耐震性が劣る結果となった。
- ・これらの結果は、それぞれの地震波の持つ周波数特性に関係しており、免震化して長周期側にシフトさせることによって応答スペクトルの卓越部分に入ってしまったことによるものである。
- ・鋼製橋脚橋にとってII種地盤までが免震化を考慮する限界であり、III種地盤では効果が僅かであることが分かった。
- ・III種地盤では、鋼製橋脚橋は免震化をしなくても10m程度のものであれば合成断面力係数が低く、上部工の応答変位も30cm程度である。従って、この場合は免震化する必要のないことが分かった。
- ・上部工の応答変位は橋梁の基本周期と地震波の卓越周期との関係により応答値が決まっていることが分かったが、地震波の周波数特性によっても応答が異なる傾向が見られた。

### 謝辞

鋼橋技術研究会、耐震・免震研究会から貴重なデータの提供と熱心な討議をいただいた。部会メンバー各位に対し、感謝申し上げます。

### 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、1992年3月。
- 2) 気象庁：平成7年(1995年)兵庫県南部地震の気象庁87型磁気式強震計の記録。
- 3) 中村・上半・井上：1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II)、JR地震情報No.23d、財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部、1996年。
- 4) 建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様、平成7年。
- 5) 建設省土木研究所：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)-鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験-(No2供試体)、平成9年4月。
- 6) 長嶋・内田：既設の鋼製橋脚連続桁橋の免震化に関する研究、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、平成9年5月。
- 7) 長嶋・田中・大丸・小林：鋼製橋脚を有する既設橋の免震化による耐震効果、構造工学論文集、Vol.44A、1998年3月。

## 鋼製緩衝装置の荷重変形特性に関する実験的検討

(株)日本構造橋梁研究所 正会員 ○中田 宏司

東京都立大学

正会員 長嶋 文雄

川口金属工業(株)

都築 昭夫

(株)リエンタルカンパニー

正会員 大竹 省吾

(株)サクラダ

金子 修

**1. はじめに** 兵庫県南部地震以降、衝撃的な地震力を緩和するため、落橋防止構造に緩衝材が設置されるようになった。緩衝材としては、一般的にゴムが多く用いられているが、ゴムの緩衝効果についてはあまり明確にされていない。そこで、ゴムの極限状態の様子や緩衝効果を調べることを目的に荷重載荷実験を行った。

また鋼材を用いた緩衝材の可能性を探るため、形鋼を利用した4種類の鋼製緩衝装置を製作し、ゴムと同様の実験を行った。ここでは、実験結果の概要と鋼製緩衝装置の有効性について述べる。

**2. 実験概要** 試験体は図-1に示すゴム1種類と図-2～図-5に示す鋼材4種類の合計5種類とし、それぞれ3シリーズ実験を行った。鋼材の試験体寸法は、実設計での緩衝材設置スペースを考慮して全高が100mm程度になるよう設定し、かつ比較をするためにほぼ同じ板厚の形鋼を使用した。実験は、荷重制御による静的載荷試験とし、載荷重による変位量を計測した。

**3. 実験結果** (1) **変形状態** ゴムの試験体は、支圧応力度が許容支圧応力度の5倍(600kgf/cm<sup>2</sup>)程度になるまで載荷したが、亀裂の発生は見られなかった。また荷重除荷後の試験体には、中央部が薄くなるような残留変形が残った。鋼材の試験体については、完全につぶれるまで荷重を載荷した。代表的な変形図として、B-Typeの場合を図-11、E-Typeの場合を図-12に示す。

(2) **荷重変形特性** 各試験体の荷重と変位の関係を図-6～図-10に示す。ゴムの試験体は、シリーズの違いで実験結果にばらつきがあるが、これはゴムと支圧板との摩擦が影響していると推測する。ゴムの試験体は、いずれのシリーズでも荷重が急速に立ち上がり、緩衝効果は小さいといえる。また鋼材の試験体は、塑性後も荷重を維持したまま変形が進行し、特にB-Type、C-Typeでは最大荷重が大きく、緩衝効果を期待できる結果となった。

(3) **エネルギー吸収性能** 荷重-変位曲線より、許容変位量を30mmとした場合のエネルギー吸収量の比較結果を表-1に示す。これよりB-Type及びC-Typeにおける鋼製緩衝装置のエネルギー吸収量は、平均でA-Typeの約1.5倍程度あり、緩衝効果が大きいといえる。

(4) **最大荷重** B-Typeについては、鋼管の片側部分に作用するモーメントを式(1)で表すことができ、全塑性モーメントを式(2)で算出すれば、式(3)により最大荷重を計算できる。

$$M = \frac{1}{3} \cdot P \cdot e \quad (1) ; \quad M_p = 2 \cdot d \cdot \frac{t}{2} \cdot \frac{t}{4} \cdot \sigma_{\max} \quad (2) ; \quad P_{\max} = \frac{3 \cdot M_p}{e} \quad (3)$$

ここで、Pは全荷重、eは溶接部端部から鋼管中央断面の中心軸までの距離、dは部材長、tは板厚である。また $\sigma_{\max}$ には鋼棒の引張試験で得られた真応力の最大値を用いた。同様にC-Type及びE-Typeの最大荷重を計算し表-2に示す。表-2より最大荷重の計算値が実験値と比較的一致することから、鋼製緩衝装置のエネルギー吸収量は、計算からも推定可能であると考えられる。

**4. まとめ** 本実験より1) ゴムの緩衝材は600kgf/cm<sup>2</sup>程度の支圧応力度を与えても損傷しないが、エネルギー吸収量は小さい。2) 鋼製緩衝装置はエネルギー吸収性能が高く、緩衝効果が期待できる。といえる。

また鋼製緩衝装置は、形鋼を使用するため容易に製作でき、経済的である。実設計での設置イメージを図-13に示すが、施工性においても問題ないと思われる。今後は鋼製緩衝装置に衝撃荷重や繰り返し荷重を与えるなど、動的挙動についても検討を行っていく予定である。

キーワード 緩衝材 落橋防止構造 鋼製緩衝装置

連絡先：〒107-0062 港区南青山5-12-4 (株)日本構造橋梁研究所 TEL. 03-3400-9101 FAX. 03-3400-8944

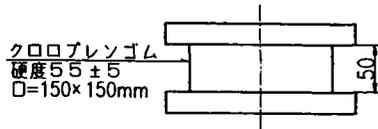


図-1 A-Type 試験体形状

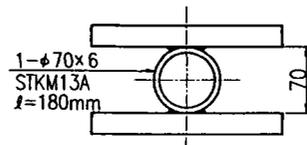


図-2 B-Type 試験体形状

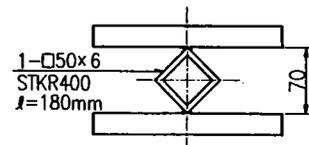


図-3 C-Type 試験体形状

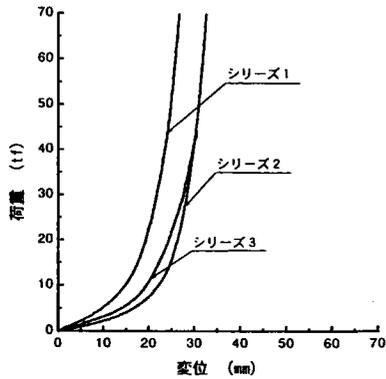


図-6 A-Type 荷重-変位曲線

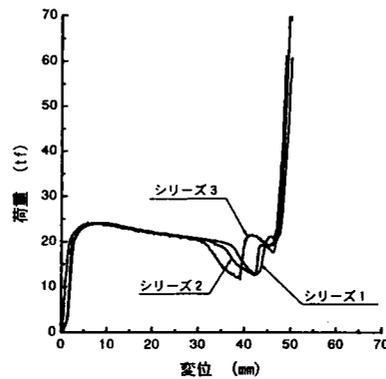


図-7 B-Type 荷重-変位曲線

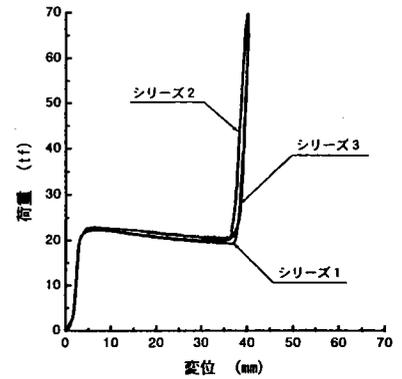


図-8 C-Type 荷重-変位曲線

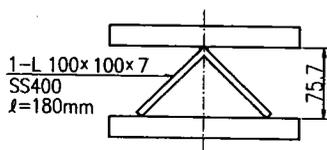


図-4 D-Type 試験体形状

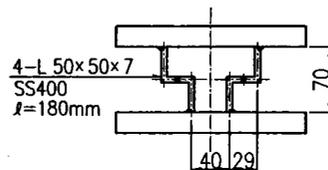


図-5 E-Type 試験体形状

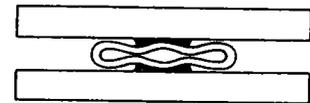


図-11 B-Type 変形図

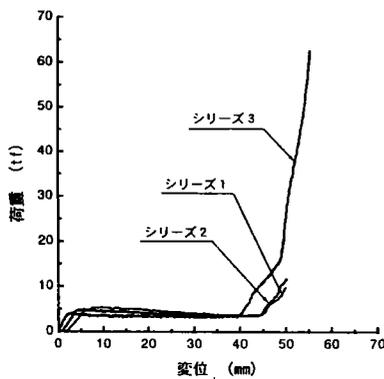


図-9 D-Type 荷重-変位曲線

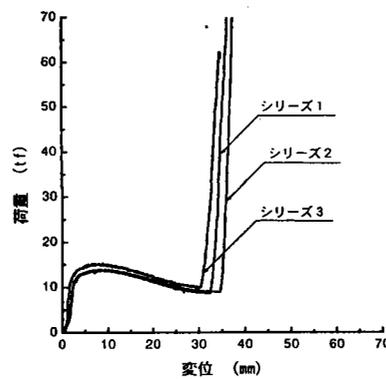


図-10 E-Type 荷重-変位曲線

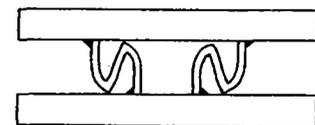


図-12 E-Type 変形図

表-1 吸収エネルギー E(tf・mm)

	3シリーズ*平均値
A-Type	422
B-Type	628
C-Type	593
D-Type	114
E-Type	347

表-2 最大荷重 P<sub>max</sub>(tf)

	実験値			計算値
	シリーズ*1	シリーズ*2	シリーズ*3	
B-Type	24.23	24.04	24.26	26.25
C-Type	22.40	22.51	23.00	26.02
E-Type	13.98	13.79	15.36	14.48

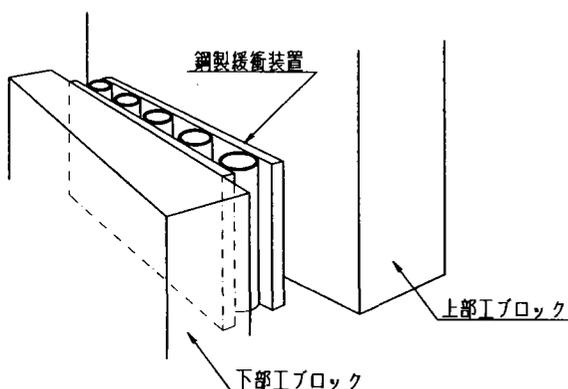


図-13 鋼製緩衝装置設置イメージ図