

3. 研究成果

3.1 動的解析法WGの研究成果

(1) 研究の目的

近年、免震橋の施工実績が増えつつある。わが国が地震国であることから、免震橋に対しても地震力に対する安全性が求められている。また、巨大地震の事例としては、この30年の間にも十勝沖地震、宮城県沖地震、釧路沖地震、三陸はるか沖地震とマグニチュード7～8クラスの地震が発生し、1995年1月には兵庫県南部地震が阪神・淡路地方を中心に襲い多くの人命を失い、構造物にも多大な被害が生じた。したがって、免震橋の設計には必ず耐震設計が求められ、耐震設計の中でも運動方程式と呼ばれる計算式を解くことによって、地盤や構造物の地震動に対する動的応答を求める動的解析の必要性が最近とくに重要となっている。しかし、地震動が与える免震橋への影響を忠実に再現するとなると、入力地震動の評価や解析モデル、解析条件の設定等に非常に難しい問題があり、耐震設計の工期と費用との兼ね合いから、ある程度簡易に解を求められる手法で動的解析を行わざるを得ない。しかし、未だその手法が確立されていないのが現状である。

以上の背景から、動的解析法WGの研究の目的は、地震動が与える免震橋への影響をある程度正確に、かつ簡易に求められる解析手法の確立と提言である。しかし、解析手法とひとことに言っても、例えば運動方程式を解くための数値計算上のテクニックや、解析対象物の剛性や減衰の評価方法に着目して多様な考え方が提案されており、それらの各解析手法にはそれぞれ一長一短があり、すべての解析対象物に対し、最適な解析手法が存在するというわけでない。そこで、本研究の目的は、解析手法を変えることにより、どの程度解析結果に差異が生じるのか、その差異が起因するものは何なのかを提示する。

(2) 研究の内容

本WGで取り扱う主な研究の内容は以下のとおりである。

(a) 例題解析

地震動が与える免震橋への影響を簡易に解析する手法を確立するため現在、提案されかつ使用されている解析手法の特徴を把握しなければならない。そこで例題解析を実施し、各解析手法から得られる解析結果の比較を行う。比較検討における着目点は、①運動方程式の解法、②材料非線形性の評価方法、③減衰の評価方法の3項目とする。

(b) 動的解析プログラムの調査

既存の動的解析プログラムを調査し、動的解析に必要とされる解析機能を整理することによって実際の解析作業を行う場合の一資料とする。

(c) 文献の調査

耐震・免震に関する既存の動的解析または実験を主題とした文献を調査し整理する。

(3) 例題解析

解析例題は、例題1、例題2、例題3の3例題とし、それぞれの例題の解析モデル、入力する外力を表-3.1.1に整理する。

表-3.1.1 解析モデル・免震装置の復元力特性・入力する外力の一覧

	例題1 (運動方程式の解法)	例題2 (材料非線形性の評価方法)	例題3 (減衰の評価方法)
解析モデル	図-3.1.1 (単橋脚) 図-3.1.2 (多径間)	図-3.1.1 (単橋脚)	図-3.1.1 (単橋脚)
免震装置 の復元力	図-3.1.3	図-3.1.3	図-3.1.3
入力する外力	図-3.1.1 (応答スペクトル) 図-3.1.5 (入力加速度)	図-3.1.5 (入力加速度)	図-3.1.5 (入力加速度)

各節点の重量

1032.0tf _____

110.0tf _____

361.0tf _____

757.0tf _____

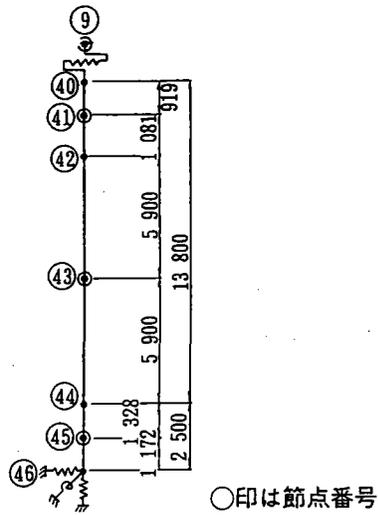


図-3.1.1 解析モデル図 (モデル1-a)

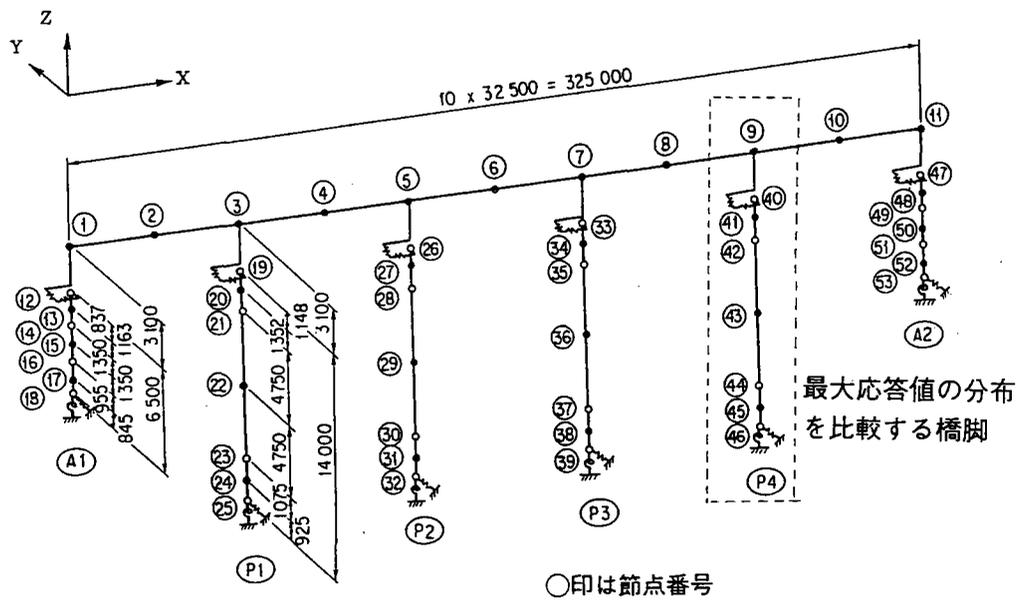


図-3.1.2 解析モデル図 (モデル1-b)

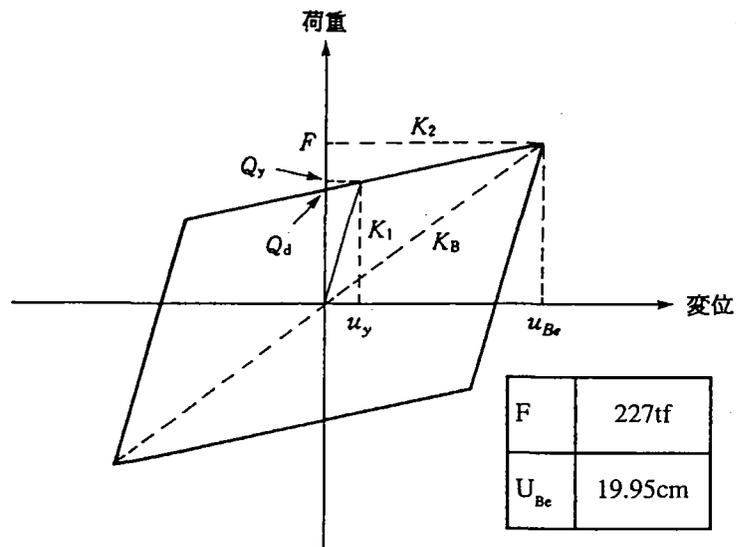
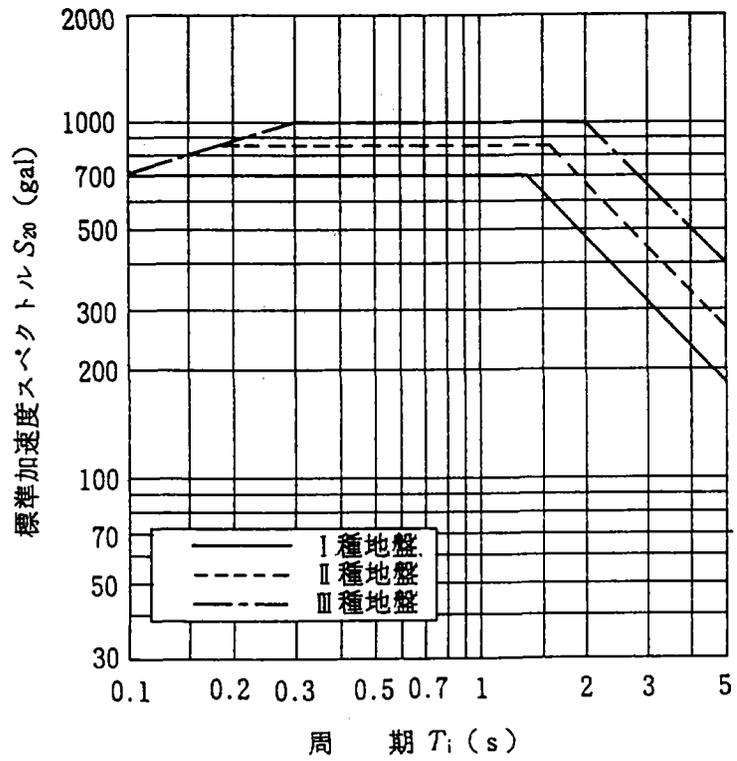
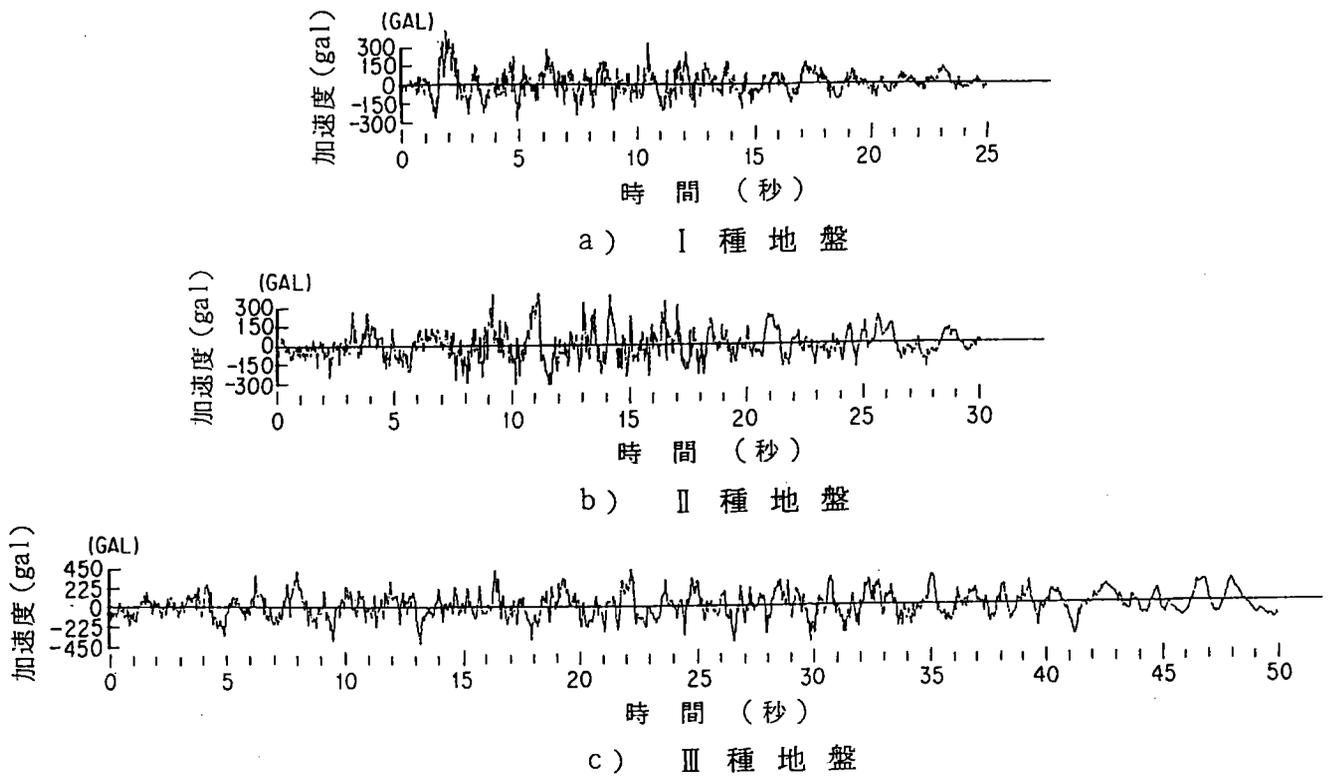


図-3.1.3 免震装置の復元力特性



1)
図-3.1.4 地震時保有水平耐力照査用の応答スペクトル



1)
図-3.1.5 地震時保有水平耐力照査用の入力加速度

(a) 例題1 (運動方程式の解法)

1) 解析条件

例題1において検討項目となるのは、運動方程式の解法の違いによる解析結果への影響であり、比較する解法は免震支承の非線形性を等価な弾性剛性で評価するSquare Root of Sum of Square (SRSS法：スペクトルモード法のひとつ)、Complete Quadratic Combination (CQC法：スペクトルモード法のひとつ)、時刻歴モード法、および免震支承の非線形性を直接運動方程式中にとりこむ材料非線形解析の直接積分法の4解法である。

解析モデルは、図-3.1.1および図-3.1.2に示す単橋脚モデルおよび多径間モデルであり、それぞれモデル1-a、モデル1-bとし、モデル1-a、1-b共に免震支承を用いるものとする。また、表-3.1.2および表-3.1.3の①～⑦に解析モデルの剛性、質量、内部減衰等のデータの諸元を示す。

モデル1-bについては、橋軸方向地震波入力および橋軸直角方向地震波入力の解析を行う。また入力加速度に対する解析時間については、モデル1-aは30秒間、モデル1-bは50秒間とし、積分時間間隔は0.01秒で積分法はNewmark- β 法 ($\beta=1/4$)を用いるものとする。

2) 解析結果

図-3.1.6～図-3.1.9に、4解法によるモデル1-aの桁から橋脚下端にかけての最大変位、最大加速度、最大せん断力、最大モーメント分布の比較結果を示す。また、図-3.1.10～図-3.1.17に、4解法によるモデル1-bの最大変位、最大加速度、最大せん断力、最大モーメント分布の比較結果を示す。ただし、モデル1-bについては、図-3.1.2の中の点線で囲んだ橋脚に着目して4解法の最大応答値の分布の比較図を作成している。

表-3.1.2 モデル1-aのデータ諸元 (例題1)

運動方程式の解法		等価線形解析 (モード法) (非線形性を等価な弾性剛性で評価)			材料非線形解析	
		スペクトルモード法		時刻歴モード法	直接積分法	
		SRSS法	CQC法			
入力する外力		図-3.1.4に示す 応答スペクトル (Ⅱ種地盤)	図-3.1.4に示す 応答スペクトル (Ⅱ種地盤)	図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅱ種地盤)	図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅱ種地盤)	
橋脚の剛性		線形	線形	線形	線形	
減衰の評価方法		ひずみエネルギー 比例減衰型	ひずみエネルギー 比例減衰型	ひずみエネルギー 比例減衰型	ひずみエネルギー 比例減衰型	
橋脚の 断面定数	ヤング係数 (tf/m ²)		2.5×10 ⁶	2.5×10 ⁶	2.5×10 ⁶	2.5×10 ⁶
	断面積	柱 (m ²)	12.250	12.250	12.250	12.250
		フーチング (m ²)	∞	∞	∞	∞
	断面2 次モー メント	柱 (m ⁴)	12.505	12.505	12.505	12.505
フーチング (m ⁴)		∞	∞	∞	∞	
杭基礎 地盤の バネ定数	鉛直バネ (tf/m)		830400	830400	830400	830400
	水平バネ (tf/m)		542100	542100	542100	542100
	回転バネ (tfm/rad)		11950000	11950000	11950000	11950000
	連成バネ (tf/rad)		-840900	-840900	-840900	-840900
免震装 置の剛 性 (図- 3.1.3 参照)	K _B (tf/m)		2276.0	2276.0	2276.0	—
	K ₁ (tf/m)		—	—	—	10558.0
	K ₂ (tf/m)		—	—	—	1624.0
	Q _y (tf)		—	—	—	128.3
内部 減衰 定数	免震装置		0.167	0.167	0.167	0.000
	橋脚		0.050	0.050	0.050	0.050
	フーチング		0.050	0.050	0.050	0.050
	地盤バネ		0.100	0.100	0.100	0.100

表-3.1.3 モデル1-bのデータ諸元

① 入力する外力・橋脚の剛性・減衰の評価方法

運動方程式の解法	等価線形解析 (モード法) (非線形性を等価な弾性剛性で評価)			材料非線形解析
	スペクトルモード法		時刻歴モード法	直接積分法
	SRSS法	CQC法		
入力する外力	図-3.1.4に示す 応答スペクトル (Ⅲ種地盤)	図-3.1.4に示す 応答スペクトル (Ⅲ種地盤)	図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅲ種地盤)	図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅲ種地盤)
橋脚の剛性	線形	線形	線形	線形
減衰の評価法	ひずみエネルギー 比例減衰型	ひずみエネルギー 比例減衰型	ひずみエネルギー 比例減衰型	ひずみエネルギー 比例減衰型

② 減衰定数 (等価線形・非線形解析)

上部構造	下部構造	基礎
0.02	0.05	0.3

③ 部材剛性 (等価線形・非線形解析)

部 材	A (m ²)	面内I (m ⁴)	面内I (m ⁴)	J (m ⁴)	E (tf/m ²)	
桁	0.729	0.830	10.3840	0.435	2.1×10 ⁷	
A ₁ , A ₂	上	30.625	15.319	398.763	53.706	2.5×10 ⁶
	中	21.25	1.650	276.693	18.716	2.5×10 ⁶
	下	∞	∞	∞	∞	2.5×10 ⁶
P ₁ , P ₄	上	∞	∞	∞	∞	2.5×10 ⁶
	中	16.20	3.828	8.510	28.222	2.5×10 ⁶
	下	∞	∞	∞	∞	2.5×10 ⁶
P ₂ , P ₃	上	∞	∞	∞	∞	2.5×10 ⁶
	中	16.20	3.785	8.449	28.222	2.5×10 ⁶
	下	∞	∞	∞	∞	2.5×10 ⁶

④ バネ定数 (等価線形・非線形解析)

基 礎	水 平 (tf/m)	鉛 直 (tf/m)	面内回転 (tfm/rad)	面外回転 (tfm/rad)	連 成 (tf/rad)
A ₁ , A ₂	256,300	758,800	6,209,000	12,341,300	469,500
P ₁ , P ₄	256,300	758,800	6,209,000	10,150,800	469,500
P ₂ , P ₃	235,000	688,300	6,066,900	9,727,200	430,300

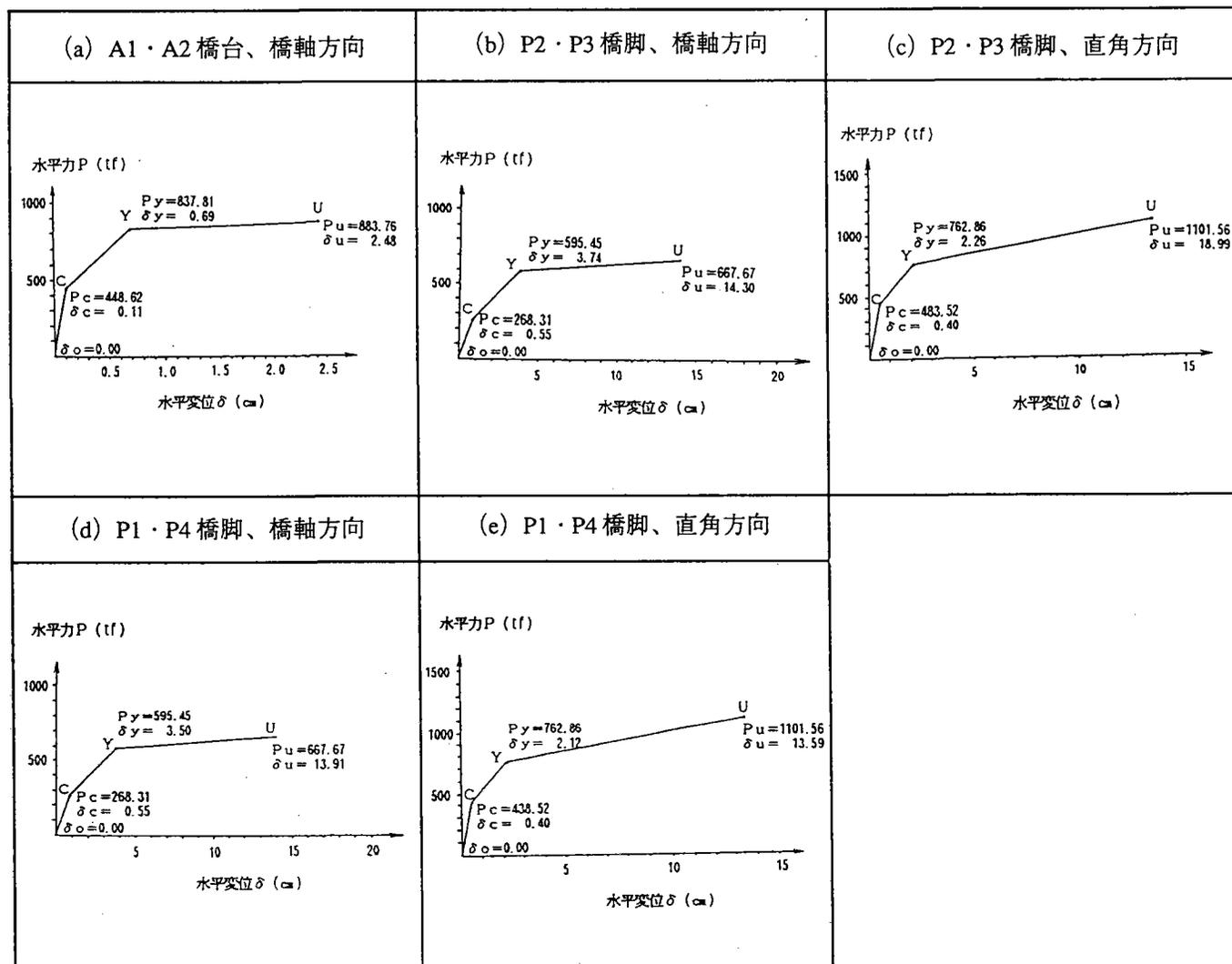
⑤ 重量 (等価線形・非線形解析)

節点	重量 (tf)										
1	267.6	10	535.3	19	0	28	0	37	0	46	0
2	535.3	11	267.6	20	182.3	29	384.8	38	439.6	47	0
3	535.3	12	0	21	0	30	0	39	0	48	218.8
4	535.3	13	218.8	22	384.8	31	439.6	40	0	49	0
5	535.3	14	0	23	0	32	0	41	182.3	50	143.4
6	535.3	15	143.4	24	439.6	33	0	42	0	51	0
7	535.3	16	0	25	0	34	182.3	43	384.8	52	442
8	535.3	17	442	26	0	35	0	44	0	53	0
9	535.3	18	0	27	182.3	36	384.8	45	439.6		

⑥ 支承 (等価線形解析)

支 承		等価剛性 (tf/m)			等価減衰定数		
		A ₁ , A ₂	P ₁ , P ₄	P ₂ , P ₃	A ₁ , A ₂	P ₁ , P ₄	P ₂ , P ₃
X	L1	2990	17090	17090	0.28	0.26	0.26
	L2	750	2910	2910	0.12	0.13	0.13
Y	L1	2940	15440	18710	0.28	0.27	0.27
	L2	750	2900	2910	0.12	0.13	0.13

⑦ 支承 (非線形解析)



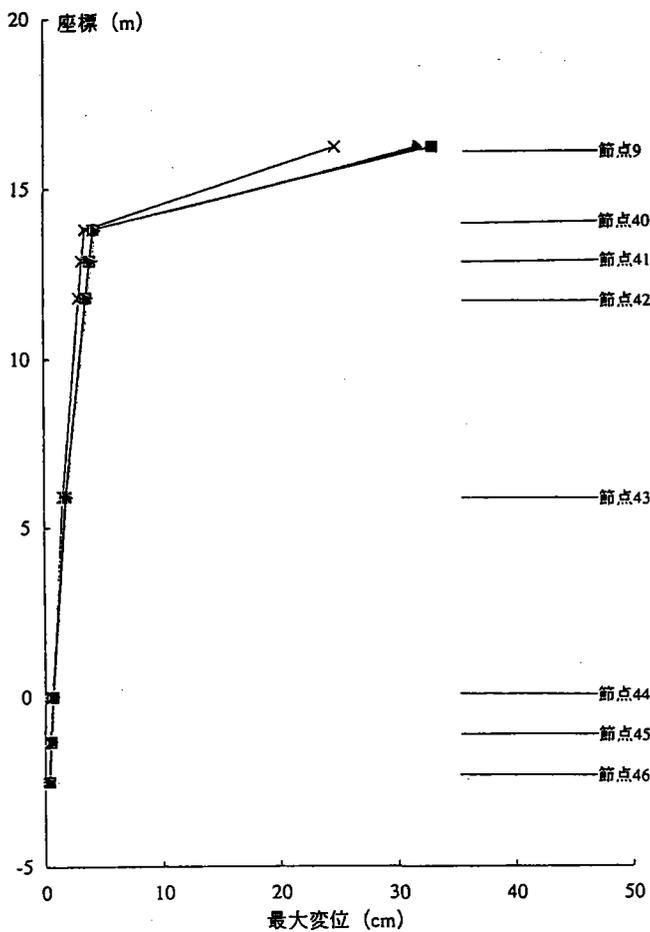


図-3.1.6 例題1の最大変位分布の比較 (モデル1-a)

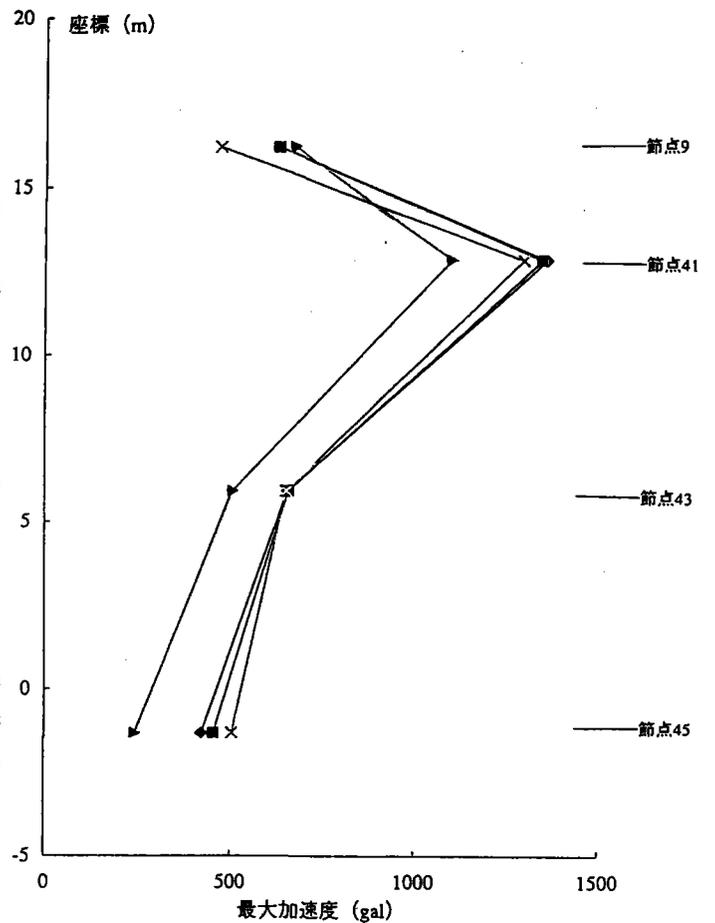


図-3.1.7 例題1の最大加速度分布の比較 (モデル1-a)

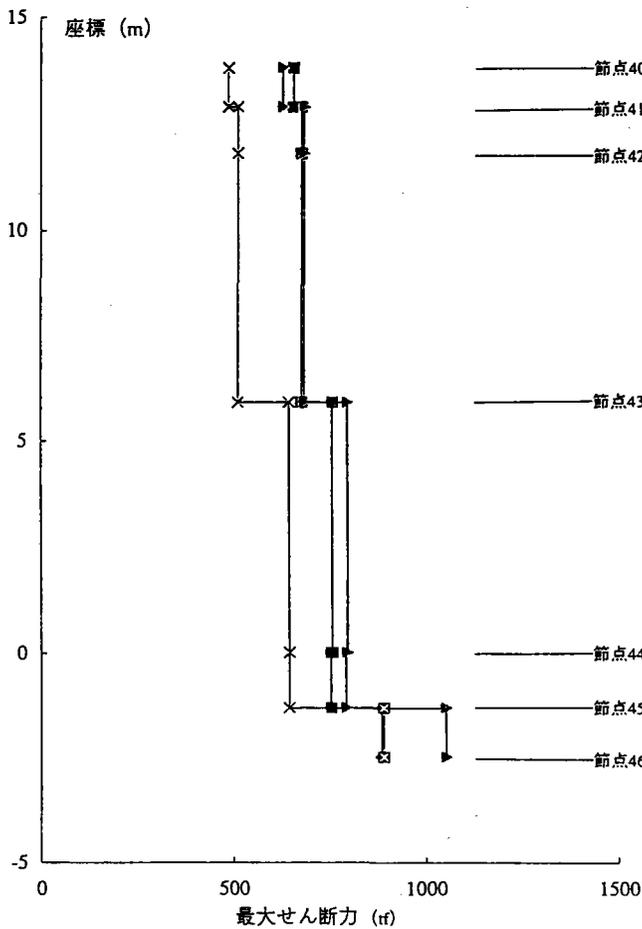


図-3.1.8 例題1の最大せん断力分布の比較 (モデル1-a)

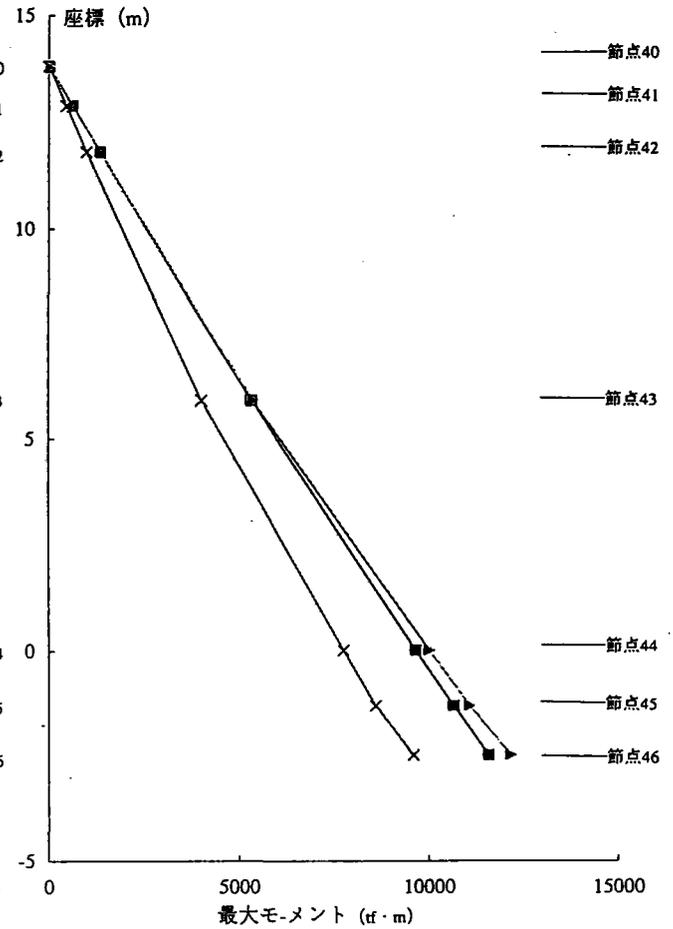


図-3.1.9 例題1の最大モーメント分布の比較 (モデル1-a)

◆ SRSS ■ CQC ▲ 時刻歴モード × 非線形直接積分

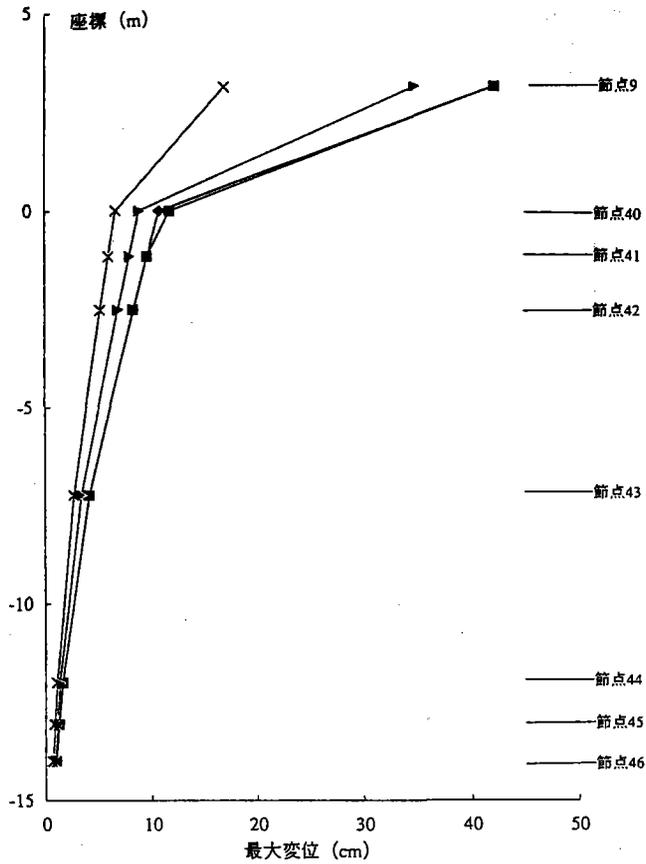


図-3.1.10 例題1の最大変位分布の比較
(モデル1-bの橋軸方向入力)

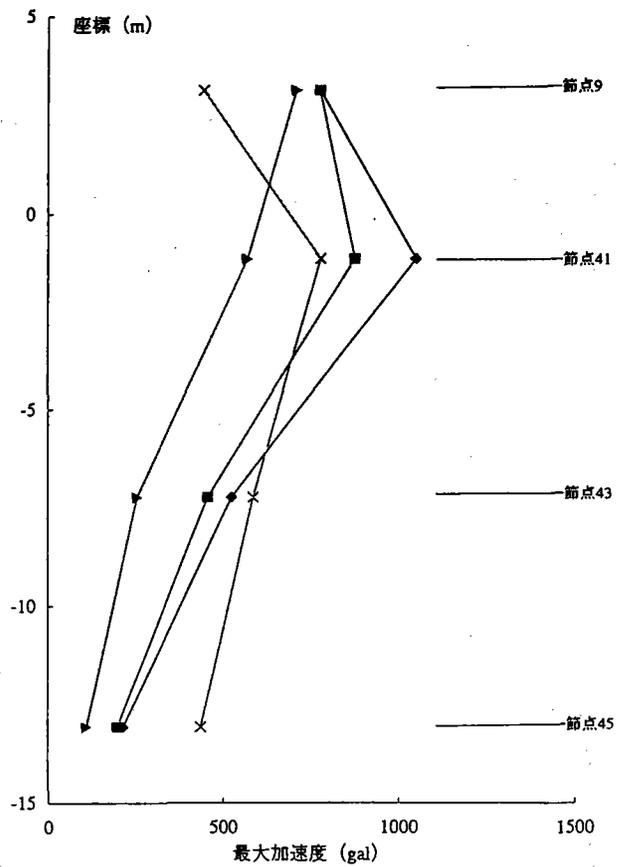


図-3.1.11 例題1の最大加速度分布の比較
(モデル1-bの橋軸方向入力)

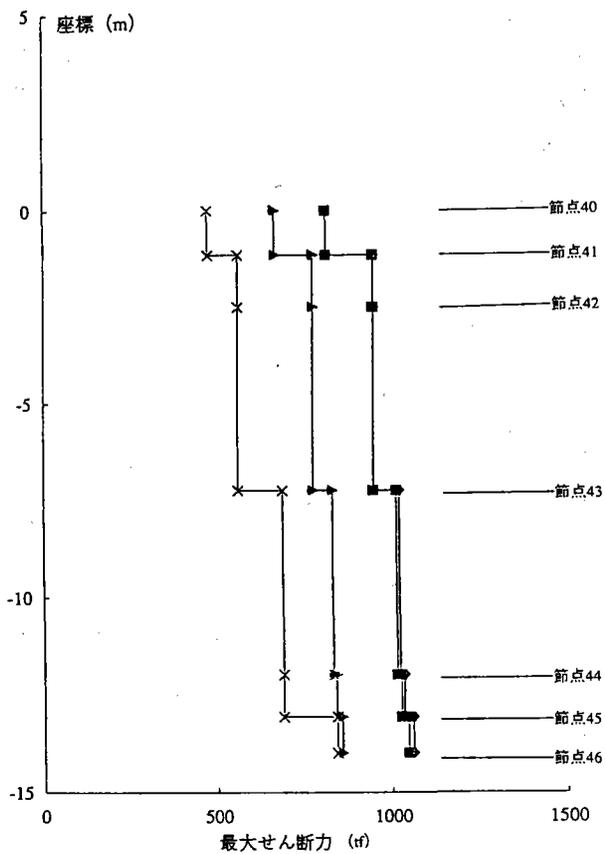


図-3.1.12 例題1の最大せん断力分布の比較
(モデル1-bの橋軸方向入力)

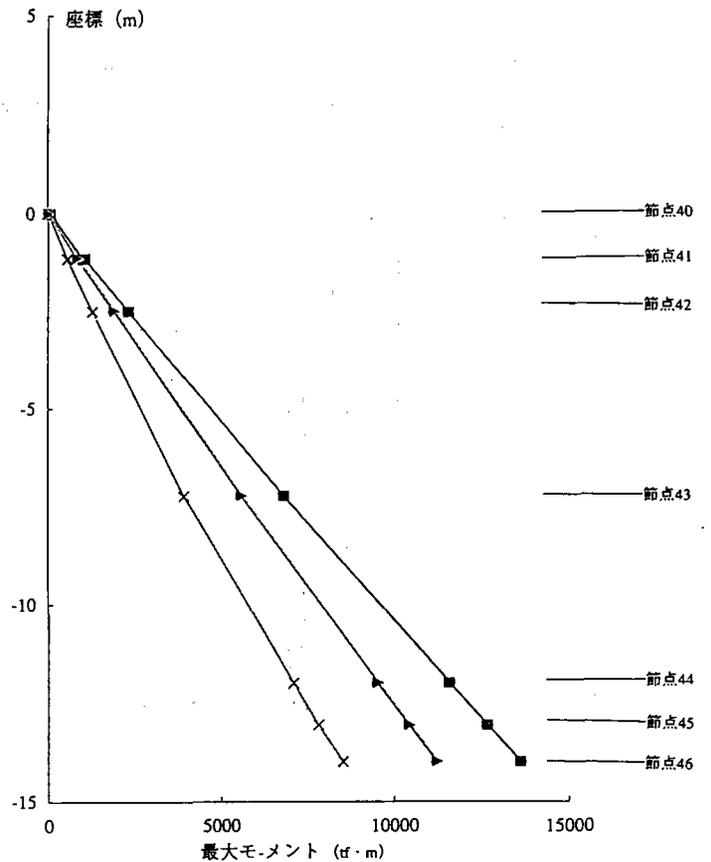


図-3.1.13 例題1の最大モーメント分布の比較
(モデル1-bの橋軸方向入力)

◆ SRSS ■ CQC ▲ 時刻歴モード × 非線形直接積分

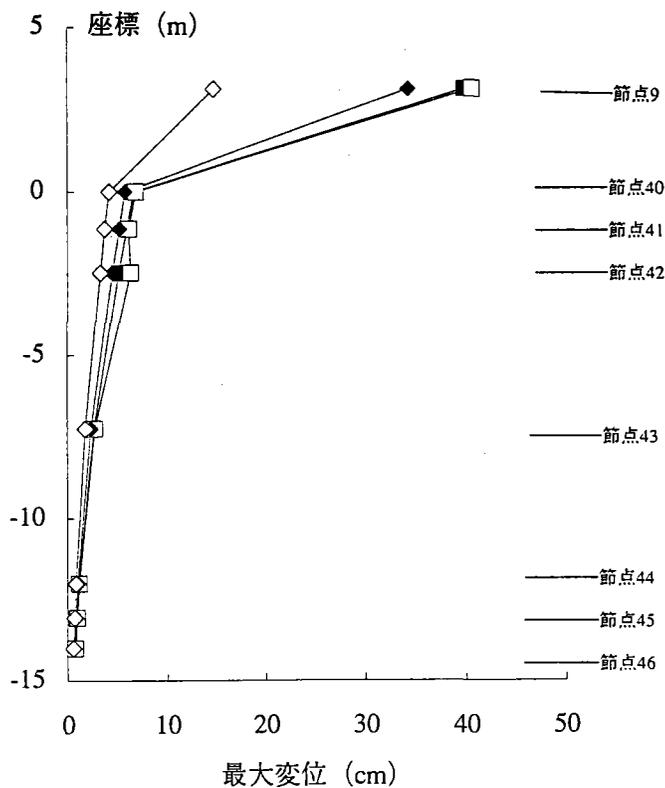


図-3.1.14 例題1の最大変位分布の比較
(モデル1-bの橋軸直角方向入力)

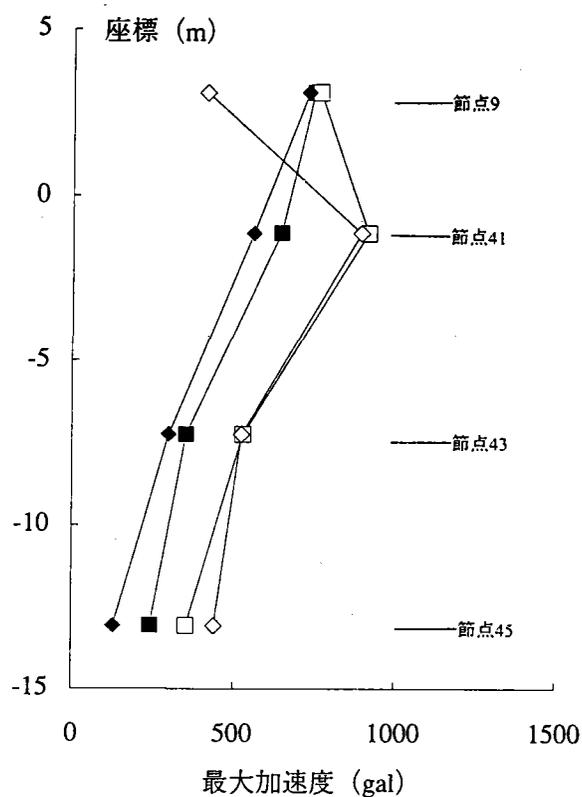


図-3.1.15 例題1の最大加速度分布の比較
(モデル1-bの橋軸直角方向入力)

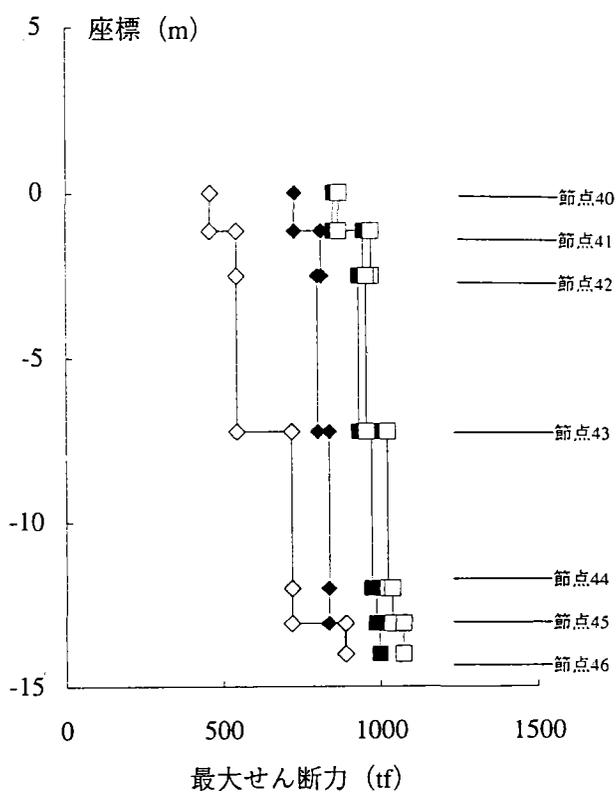


図-3.1.16 例題1の最大せん断力分布の比較
(モデル1-bの橋軸直角方向入力)

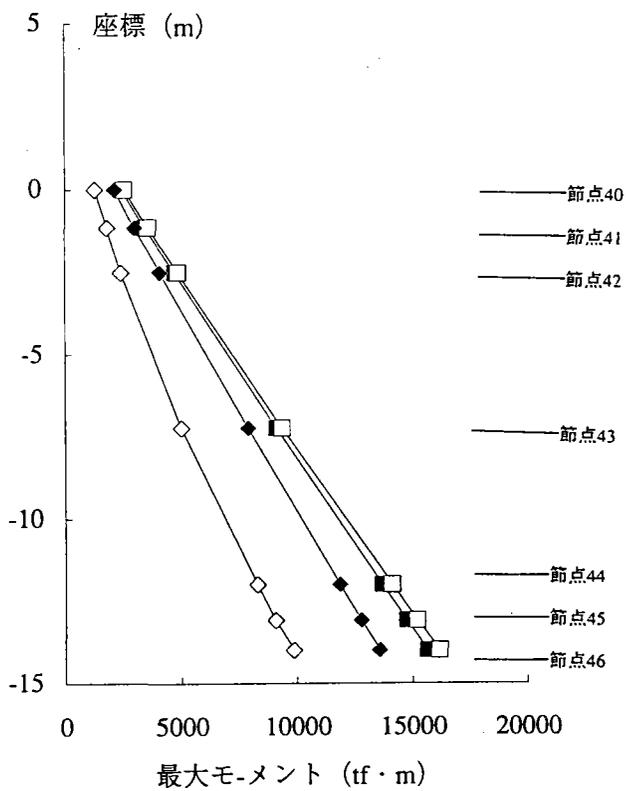


図-3.1.17 例題1の最大モーメント分布の比較
(モデル1-bの橋軸直角方向入力)

SRSS
 CQC
 時刻歴モード
 非線形直接積分

(b) 例題2（材料非線形性の評価方法）

1) 解析条件

例題2において検討項目となるのは、橋脚の材料非線形性の評価方法の違いによる解析結果への影響であり、橋脚を等価線形で扱った場合と材料非線形を考慮した場合で解析結果を比較する。

解析モデルは、図-3.1.1に示す単橋脚モデルで、モデル1-aとし、免震支承を用いるものとする。また、表-3.1.4および表-3.1.5に解析モデルの剛性、質量、内部減衰等のデータ諸元を示す。

入力加速度に対する解析時間は30秒間とし、積分時間間隔は0.01秒で積分法はNewmark- β 法（ $\beta=1/4$ ）を用いるものとする。

2) 解析結果

図-3.1.18～図-3.1.21に、橋脚を等価線形で扱った場合および材料非線形を考慮した場合での、桁から橋脚下端にかけての最大変位、最大加速度、最大せん断力、最大モーメント分布の比較結果を示す。

表-3.1.4 モデル1-aのデータ諸元 (例題2)

橋脚の材料非線形性の評価法		等価線形 (降伏点と原点を結ぶ 弾性剛性を使用)	等価線形 (降伏点と原点を結ぶ 弾性剛性を使用)	非線形 (武田モデルを使用)	
入力する外力		図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅱ種地盤)	図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅱ種地盤)	図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅱ種地盤)	
運動方程式の解法		直接積分法	直接積分法	直接積分法	
減衰の評価方法		ひずみエネルギー 比例減衰型	ひずみエネルギー 比例減衰型	ひずみエネルギー 比例減衰型	
橋脚 の断面 定数	ヤング係数 (tf/m ²)	2.5×10 ⁶	2.5×10 ⁶	2.5×10 ⁶	
	断面積	柱 (m ²)	12.250	12.250	12.250
		フーチング (m ²)	∞	∞	∞
	断面2 次モー メント	柱 (m ⁴)	表-3.1.5に示す降伏点と 原点を結ぶ弾性剛性	表-3.1.5に示す降伏点と 原点を結ぶ弾性剛性	表-3.1.5に示す武田 モデルのM-φ関係
		フーチング (m ⁴)	∞	∞	∞
杭基礎 地盤の バネ 定数	鉛直バネ (tf/m)	830400	830400	830400	
	水平バネ (tf/m)	542100	542100	542100	
	回転バネ (tfm/rad)	11950000	11950000	11950000	
	連成バネ (tf/rad)	-840900	-840900	-840900	
免震装 置の剛 性(図- 3.1.3 参照)	K _B (tf/m)	-	-	-	
	K ₁ (tf/m)	10558.0	10558.0	10558.0	
	K ₂ (tf/m)	1624.0	1624.0	1624.0	
	Q _y (tf)	128.3	128.3	128.3	
内部 減衰 定数	免震装置	0.000	0.000	0.000	
	橋脚	0.050	0.100	0.050	
	フーチング	0.050	0.050	0.050	
	地盤バネ	0.100	0.100	0.100	

表-3.1.5 橋脚の弾性剛性および非線形特性

	線形部材 (降伏点と原点を結ぶ弾性剛性)		非線形部材 (M-φ関係)					
	M (tfm)	φ (1/m)	M _c (tfm)	φ _c (1/m)	M _y (tfm)	φ _y (1/m)	M _u (tfm)	φ _u (1/m)
部材42-43	3200.0	0.00175	1148.4	0.00006301	2549.3	0.0003781	3133.4	0.001717
部材43-44	6800.0	0.00175	2517.2	0.00006301	5587.8	0.0003781	6868.1	0.001717

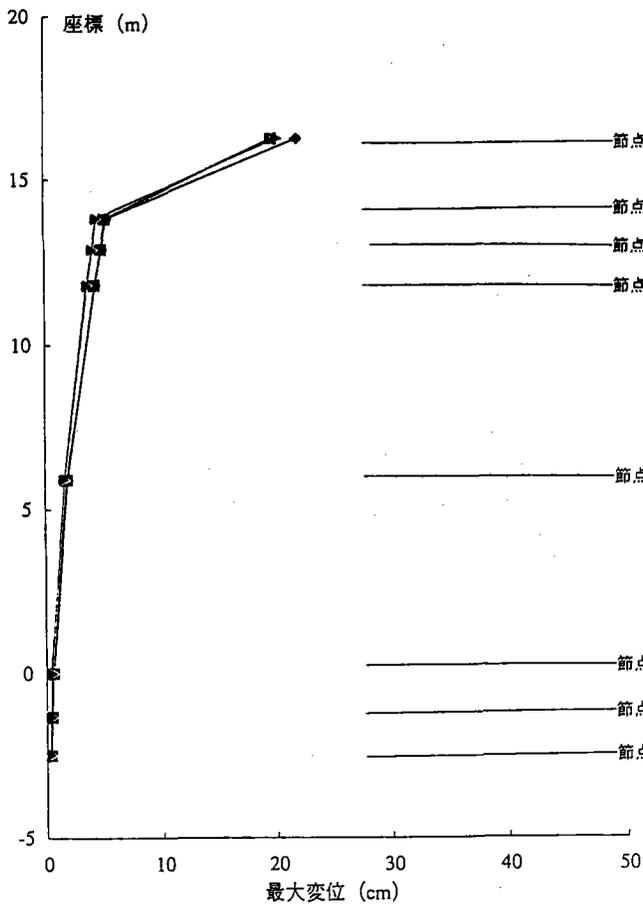


図-3.1.18 例題 2 の最大変位分布の比較

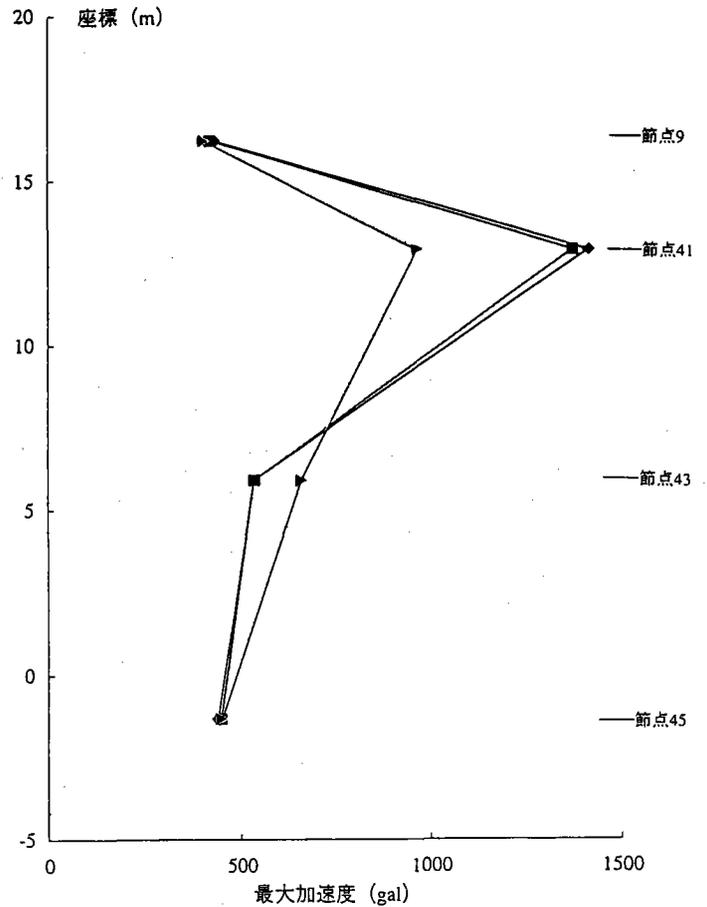


図-3.1.19 例題 2 の最大加速度分布の比較

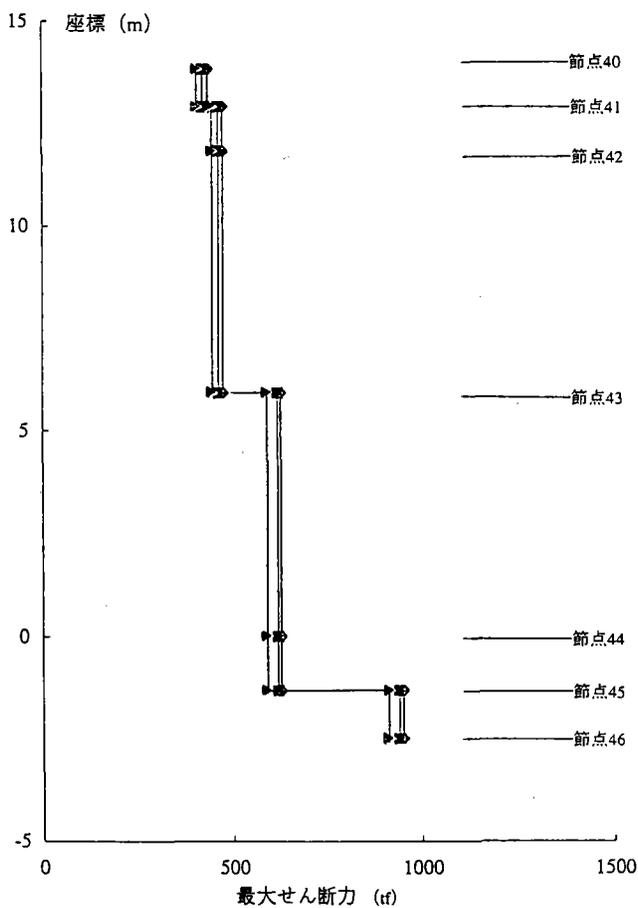


図-3.1.20 例題 2 の最大せん断力分布の比較

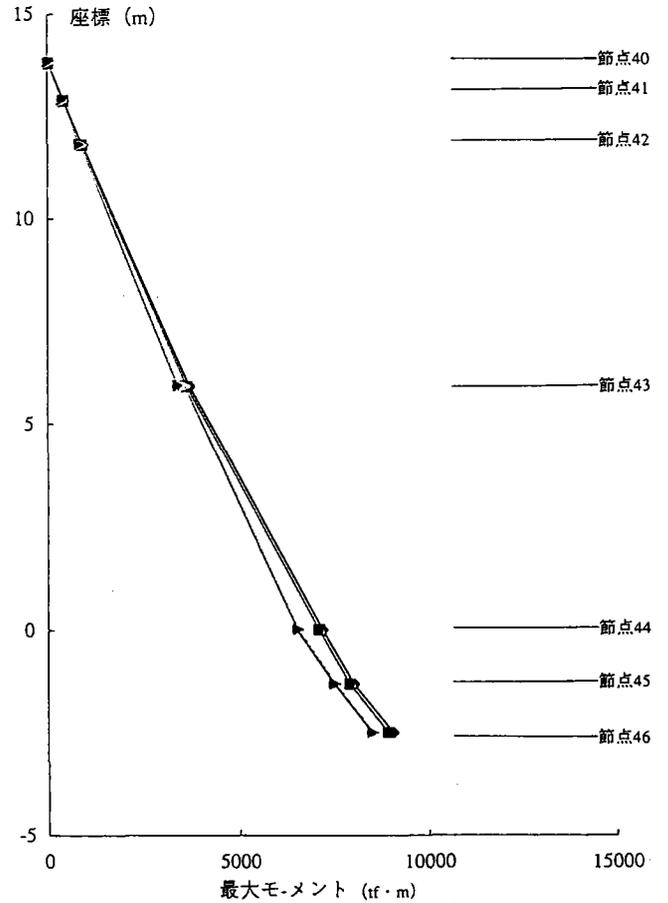


図-3.1.21 例題 2 の最大モーメント分布の比較

◆ 橋脚：線形・内部減衰5% ■ 橋脚：線形・内部減衰10% ▲ 橋脚：非線形

(c) 例題3 (減衰の評価方法)

1) 解析条件

例題3において検討項目となるのは、減衰の評価方法の違いによる解析結果への影響であり、比較する減衰の評価方法は、ひずみエネルギー比例減衰型、剛性比例減衰型、レーリー減衰型、運動エネルギー比例減衰型の4評価法である。

解析モデルは、図-3.1.1に示す単橋脚モデルでモデル1-aとし、免震支承を用いるものとする。また、表-3.1.6に解析モデルの剛性、質量、内部減衰等のデータ諸元を示す。

入力加速度に対する解析時間は30秒間とし、積分時間間隔は0.01秒で積分法はNewmark- β 法 ($\beta = 1/4$) 用いるものとする。

2) 解析結果

図-3.1.22～図-3.1.25に、4つの減衰評価方法の違いによる、桁から橋脚下端にかけての最大変位、最大加速度、最大せん断力、最大モーメント分布の比較結果を示す。

表-3.1.6 モデル1-aのデータ諸元 (例題3)

減衰の評価方法		ひずみエネルギー 比例減衰型	剛性比例減衰型	レーリー減衰型	運動エネルギー 比例減衰型	
入力する外力		図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅱ種地盤)	図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅱ種地盤)	図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅱ種地盤)	図-3.1.5に示す 加速度波形 (Ⅱ種地盤)	
橋脚の剛性		線形	線形	線形	線形	
運動方程式の解法		直接積分法	直接積分法	直接積分法	直接積分法	
橋脚の 断面 定数	ヤング係数 (tf/m ²)	2.5×10 ⁶	2.5×10 ⁶	2.5×10 ⁶	2.5×10 ⁶	
	断面積	柱 (m ²)	12.250	12.250	12.250	12.250
		フーチング (m ²)	∞	∞	∞	∞
	断面2 次モー メント	柱 (m ⁴)	12.250	12.250	12.250	12.250
フーチング (m ⁴)		∞	∞	∞	∞	
杭基礎 地盤の バネ 定数	鉛直バネ (tf/m)	830400	830400	830400	830400	
	水平バネ (tf/m)	542100	542100	542100	542100	
	回転バネ (tfm/rad)	11950000	11950000	11950000	11950000	
	連成バネ (tf/rad)	-840900	-840900	-840900	-840900	
免震装 置の剛 性 (図- 3.1.3 参照)	K _B (tf/m)	—	—	—	—	
	K ₁ (tf/m)	10558.0	10558.0	10558.0	10558.0	
	K ₂ (tf/m)	1624.0	1624.0	1624.0	1624.0	
	Q _y (tf)	128.3	128.3	128.3	128.3	
内部 減衰 定数	免震装置	0.000	0.000	0.000	0.000	
	橋脚	0.050	0.050	0.050	0.050	
	フーチング	0.050	0.050	0.050	0.050	
	地盤バネ	0.100	0.100	0.100	0.100	

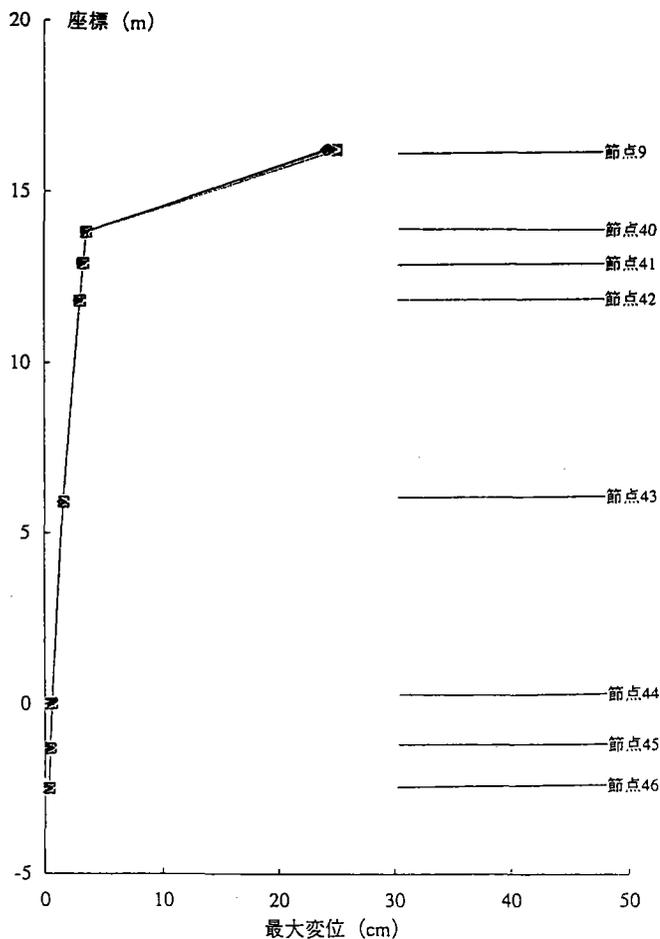


図-3.1.22 例題3の最大変位分布の比較

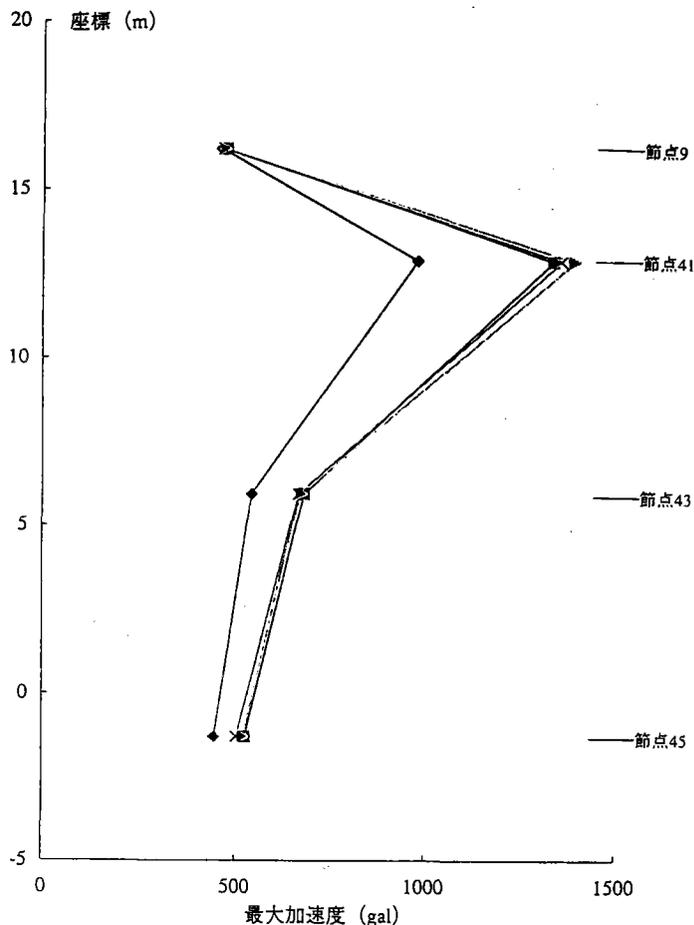


図-3.1.23 例題3の最大加速度分布の比較

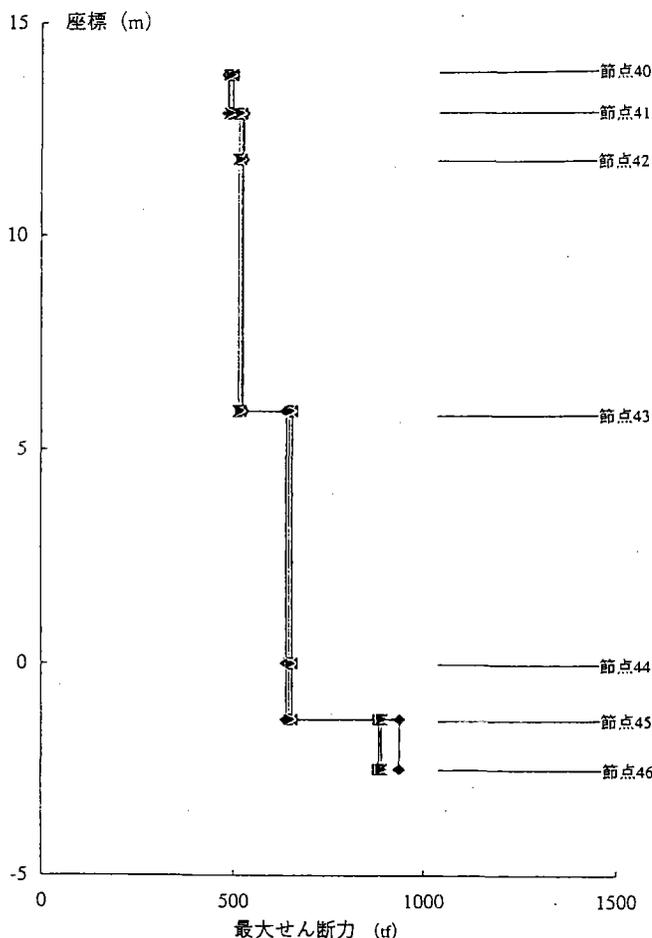


図-3.1.24 例題3の最大せん断力分布の比較

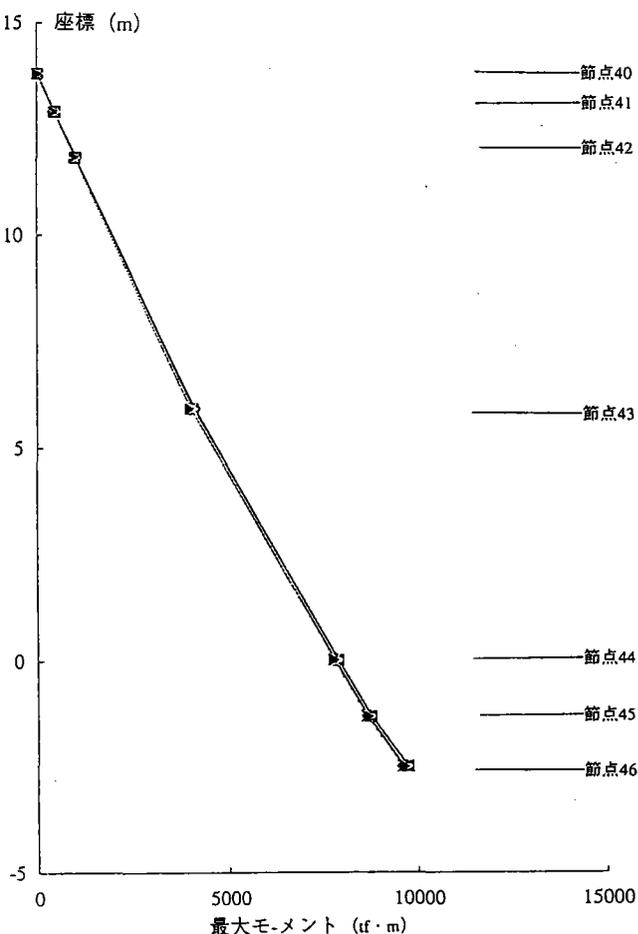


図-3.1.25 例題3の最大モーメント分布の比較

—●— 剛性比例減衰 —■— レーリー減衰 —▲— 運動エネルギー比例減衰 —×— ひずみエネルギー比例減衰

(d) 検討結果

1) 例題1 (運動方程式の解法) に対する検討

SRSS法とCQC法を比較すると、モード間の相関性のあまり無い単橋脚モデルでは差異があまり無いが、多径間モデルの最大加速度分布(図-3.1.14, 図-3.1.18)では差異が生じ、その差異はモード相関性のある橋軸直角方向入力に対して著しい。

単橋脚モデルにおいてスペクトルモード法(SRSS法、CQC法)と時刻歴モード法を比較すると、最大変位は同等の解であるが、最大加速度には差異が生じている。この違いは、入力する外力をスペクトルモード法と時刻歴モード法共に応答スペクトル図で表現した場合、スペクトルモード法の場合は直線で表現されたスペクトルであるのに対して、時刻歴モード法の場合はばらつきのあるスペクトルであるためであると思われる。

線形解析と非線形解析を比較すると、非線形解析の方が小さい応答値を示している。線形解析は免震装置の非線形性を等価な弾性剛性、等価減衰で評価しているので非線形解析とほぼ同等の解析が期待できそうだが、この例題の解析結果については両者は同等な解ではなかった。これは非線形解析が解析上考慮し得る免震装置の履歴減衰効果を線形解析が考慮できていないのではないかと考えられる。

2) 例題2 (材料非線形の評価方法) に対する検討

橋脚の剛性を降伏点での弾性剛性で評価した場合と、非線形性をそのまま評価した場合を比較すると今回のモデルと入力地震動では、解析結果にあまり差異がなかった。これは解析モデルの設定において塑性率(最大モーメント/降伏モーメント)がそれ程大きくない設定になっているのが原因で塑性率が大きくなればなる程解析結果の差異は大きくなるものと思われる。塑性率が大きくなるモデル設定にした場合でも橋脚の剛性を降伏点で評価した線形解析結果の断面力は非線形解析結果より大きくなるため、線形解析を用いた方が断面力照査の点では安全側の計算であるといえる。

3) 例題3 (減衰の評価方法) に対する検討

例題3では単橋脚モデルを解析対象物としてとりあげたが、単橋脚モデルでは1次と2次モードの影響が大であり、減衰の評価の違いによる解析結果の差異はあまり無かった。

例題3で用いた単純な解析モデルではなく、多大な構造自由度を有する問題においても、減衰の評価の違いによる解析結果への影響があまり無いのであれば、レーリー減衰評価法は他の減衰評価法と違い、減衰マトリックスを作るための多大な領域や計算時間を必要としないので、コンピュータによる動的解析を行う上で計算時間の短縮化を考えたときに有効な手段であるといえる。

(4) 動的解析プログラムの調査

(a) 調査の目的

動的解析プログラムの調査の目的は、道路橋の免震設計法マニュアル(案)に基づき動的解析に必要とされる解析機能を整理し、実際の解析作業のための一資料として提供することである。また、市販されている既存の動的解析プログラムがどのような解析機能を提供しているかを調査・整理する。

(b) 調査の方法

市販の汎用構造解析プログラムや、土木構造物の耐震解析専用プログラムの動的解析に関する機能をカタログやプログラムの紹介セミナーを通じて調査し、各プログラムが持つ動的解析機能を整理する。また、この調査は1994年に実施したものであり、各プログラムについて調査後の機能追加や改良整備が十分に考えられる。

(c) 調査の結果

表-3. 1. 7に汎用構造解析プログラムの動的解析機能一覧を示す。また、表-3. 1. 8に土木構造物の耐震解析専用プログラムの動的解析機能一覧を示す。

汎用構造解析プログラムに関しては、減衰、復元力特性についてカタログからでは十分な情報が得られなかった。また、土木構造物の耐震解析専用プログラムに関しては、FLSH以外は匿名とした。

表-3. 1. 7 汎用構造解析プログラムの動的解析機能一覧 (1994年調査)

名 称		ABAQUS	ADINA	ANSYS	COSMOS	DIANA	DYNA3D	FINAS	MARC	NASTRAN	NISA		
要素の種類	トラス	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	はり	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	平面要素	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	ソリッド	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	シェル	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	剛体要素	○		○	○								
	複素剛性要素	○	○	○	-				○	○			
質 量	集中質量	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	分布質量												
境界条件	固定支持	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○		
	弾性支持							○		○			
	多自由度拘束条件		○		○			○					
固有値解析	実固有値	○	○	○	○	○	-	○	○	○	○		
	複素有値	-			○		-	-		○			
地震応答解析	線 形	スペクトル モーダル法	SRSS法	○	○	○	○	-	○	○	○	○	
		時刻歴モーダル法	CQC法								○	○	
		時刻歴モーダル法		○	○	○	○		-	○	○	○	
		周波数応答法		○	○	○	○		-	○	-	○	○
		ランダム応答法		○	○	○	○		-	-	-	○	○
		直接積分法		○	○	○	○		○	○	○	○	-
		非線形	直接積分法		○	-	-			-	○	○	-
	減 衰	エネルギー比例減衰		-	-			-				○	
構造減衰			-	-			-				○		
モーダル減衰			-	○		○		-					
要素剛性比例			-	-				-					
一般行列				○				-		○			
節点ダンパー/減衰要素		○	○	○	○	○		-	○				
レイリー型減衰			○		○			-		○			
復 元 力 特 性	弾性対称		○	○	○				○	○	○		
	弾性非対称		-		○				-	-			
	バイリニア		○	○					○	○	○		
	トリリニア		○	○					○	○			
	Ramberg-Osgoodモデル	-	-						-	-	○		
	Hardin-Drnevich型	-	-						-	-			
	Davidenkov型												
	ひずみ依存型バイリニア												
	高減衰積層ゴム												

○：対応、-：非対応、空白：不明

表-3. 1. 8 土木構造物の耐震解析専用プログラムの動的解析一覧（1994年調査）

名 称			A	B	C	D	FLUSH
要素の種類	はり/トラス		○	○	○	○	○
	平面要素		—	—	○	○	—
	ソリッド		—	—	○	○	—
	シェル		—	○	○	○	—
	複素剛性要素		○	—	○	○	—
	剛体要素		—	○	○	○	—
境界条件	固定支持		○	—	○	○	○
	弾性支持		○	—	○	○	—
	多自由度拘束条件		○	—	○	○	—
	粘性境界		○	—	○	—	○
	エネルギー伝達境界		—	—	○	—	○
加速度応答スペクトル	単一入力		○	○	—	○	—
	多点入力		○	—	—	—	—
入力地震動	多点入力		○	○	○	○	—
固有値	実固有値	Householder-Bisection法	○	—	—	—	—
		Subspace Iteration法	○	○	—	○	—
	複素固有値	Hessenderg-QR法	○	—	—	—	—
地震応答解析	線形	スペクトルモーダル法	○	○	—	○	—
		SRSS法	○	○	—	○	—
		CQC法	○	○	—	○	—
		時刻歴モーダル法	○	○	—	○	—
		周波数応答法	○	—	○	—	—
		ランダム応答法	○	—	—	—	—
		直接積分法	○	○	—	○	—
	非線形解析	複素応答法	○	—	○	—	○
		直接積分法	○	○	—	○	—
		等価線形化法	—	—	○	—	○
減衰	エネルギー比例減衰		○	○	○	○	—
	構造減衰		○	—	○	○	—
	モーダル減衰		○	○	○	○	—
	要素剛性比例		—	○	○	○	—
	一般行列		○	○	○	○	—
	節点ダンパー		○	—	○	○	—
	レイリー型減衰		○	○	—	—	—
復元力特性	弾性対称		○	○	—	○	—
	弾性非対称		○	○	—	○	—
	バイリニア		○	○	—	○	—
	トリリニア		○	○	—	○	—
	Ramberg-Osgoodモデル		○	○	—	○	—
	Hardin-Drndvich型		○	—	—	○	—
	Davidenkov型		○	—	—	—	—
	ひずみ依存型バイリニア		○	○	—	—	—
	高減衰積層ゴム (HDR)		○	○	—	—	—

○：対応、—：非対応、空白：不明

(5) 文献の調査

(a) 調査の目的

文献の調査の目的は、動的解析法WGが提案する免震設計のための簡易な解析手法に関する資料にすることである。

(b) 調査の方法

耐震・免震に関する動的解析または実験を主題とした文献を土木学会の図書館、キーワードによる検索システム等で調査した。

(c) 調査の結果

表-3.1.9～表3.1.12に収集文献リストを示す。

また、調査した文献を発表年度別にみると、1990年から1994年に発表された文献が最も多く収集できたが、調査の方法を文献の発表年度を限定しなかったので、1990年以前の文献も少しだが収集できた。ただし1995年以降に発表された文献については調査はできなかった。

表-3.1.9 耐震・免震に関する収集文献リスト (1/4)

著者	論文名	雑誌(書名)	発行所	発行年月日	巻号
川島 一彦 長島 博之 池内 武文	等価線形化法による免震橋の地震 応答解析	第45回年次学術 講演会講演 概要集	土木学会	1990.9	
福崎 博彰 松尾 芳郎 原 広司	免震橋梁、宮川橋の振動及び走行 試験	第45回年次学術 講演会講演 概要集	土木学会	1991.9	
吉村 隆 新宅 正道 後藤 洋三 徳永 正博	位相差入力による超多径間連続 免震橋の応答特性の検討	第46回年次 学術講演会講演 概要集	土木学会	1991.9	
田中 元章 桜井 朋樹	免震橋における入力位相差による 影響の検討	第46回年次 学術講演会講演 概要集	土木学会	1991.9	
平井 卓 杉本 三千雄 田中 芳行 瀬尾 正志	橋脚の非線形性が免震橋梁の地震時 挙動に及ぼす影響について	第46回年次 学術講演会講演 概要集	土木学会	1991.9	
三藤 正明 田村 保 中田 雅章	地盤の非線形性を考慮した免震橋の 地震応答解析	第46回年次 学術講演会講演 概要集	土木学会	1991.9	
高久 達将 嶋田 正大 中村 公信 川畑 篤敬	曲線橋と鋼製橋脚への免震構造の適 用について	第46回年次学術 講演会講演 概要集	土木学会	1991.9	
金子 誉 細田 信道 黒田 孝貴	曲線免震連続橋の地震応答の方向性 について	第46回年次学術 講演会講演 概要集	土木学会	1991.9	
黒田 孝貴 細田 信道 金子 誉	曲線免震連続橋の地震応答の分散性 について	第46回年次学術 講演会講演 概要集	土木学会	1991.9	
頭井 洋 大谷 修 浜崎 義弘 櫛田 賢一	鋼免震橋の耐震解析における解析手 法の違いが応答特性に及ぼす影響	第46回年次学術 講演会講演 概要集	土木学会	1991.9	
鈴木 祐二 佐藤 雅則	大反力ゴム支承のせん断バネ係数道 央自動車道石狩川橋の振動実験 (その1)	第46回年次学術 講演会講演 概要集	土木学会	1991.9	
細田 信道 金子 誉 黒田 孝貴	曲線免震連続桁橋の等価線形化手法 による地震応答解析	第47回年次学術 講演会講演 概要集	土木学会	1992.9	
味好 涉 島田 功 宮崎 平和	ゴム支承を用いた連続曲線高架橋の 地震応答解析	第47回年次学術 講演会講演 概要集	土木学会	1992.9	

表-3.1.10 耐震・免震に関する収集文献リスト (2/4)

著 者	論 文 名	雑誌 (書名)	発行所	発 行 年 月 日	巻 号
森下 日出喜 渡辺 孝英 奈良岡 浩二 高田 毅士	免震建屋の不確定性の研究 その1 入力地震波の非定常性と 非線形応答	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1990.10	
森下 日出喜 小柳 義雄 渡辺 孝英 高田 毅士	免震建屋の不確定性の研究 その2 位相差を有する入力地震波 とねじれ応答	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1990.10	
森下 日出喜 外狩 吉隆 渡辺 孝英 高田 毅士	免震建屋の不確定性の研究 その3 入力地震波の多次元性と 免震装置の応答	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1990.10	
柏瀬 孝子 宮本 明倫 関 松太郎 竹内 義高 白浜 健二	免震要素の水平変位による剛性変化 を考慮した上下応答解析	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1990.10	
菊地 優 田村 和夫 前林 和彦 金子 美香	高減衰積層ゴムの復元力特性に関する 研究	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1990.10	
洪 忠憲 荒川 利治 河本 克己	免震支持された均等フレームの周波 数伝達特性 その1 周波数伝達関 数の誘導	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1990.10	
洪 忠憲 荒川 利治 河本 克己	免震支持された均等フレームの周波 数伝達特性 その2 周波数伝達特 性と地震応答	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1990.10	
坂本 信一郎 馬場 研介 橘 英三郎 井上 豊	免震構造物系の確率等価線形化法に よる地震応答解析について (その3)	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1990.10	
竹中 康雄 吉川 和秀 酒向 裕司	積層ゴムにおける鉛直挙動のせん断 変形依存性に関する定式化	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1991.9	
中村 佳也 平澤 光春 大山 秀美 石黒 康弘	複合型免震装置 (HLRB) の開発	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1991.9	
酒向 裕司 本橋 章平 石田 雅利 竹中 康雄 瀬戸 裕 下田 郁夫	中小地震対応型プラグ入り積層ゴムの 開発	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1991.9	

表-3.1.11 耐震・免震に関する収集文献リスト (3/4)

著 者	論 文 名	雑誌 (書名)	発行所	発 行 年 月 日	巻 号
伊藤 祥二 坂本 信一郎 馬場 研介 橋 英三郎 井上 豊	免震構造物系の確率等価線形化法による地震応答解析について (その4)	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1991.9	
坂本 信一郎 馬場 研介 橋 英三郎 井上 豊	免震構造物系の確率等価線形化法による地震応答解析について (その5)	日本建築学会 大会学術講演 梗概集	日本建築学会	1991.9	
岡本 晋 深沢 泰晴	すべり方式免震システムを有する橋梁の振動特性	第22回地震工学 研究発表会講演 概要	土木学会		
井嶋 克志	バイリニア復元力特性を有する1自由度系の定常応答特性に基づく免震支承の合理的特性値	第22回地震工学 研究発表会講演 概要	土木学会		
堀松 正芳 小松 郁夫 佐々木 伸幸	湾岸線松の浜工区高架橋で実施した振動実験と動的解析	土木技術	土木技術社	1993	VOL.48
鹿内 茂美 御岳 讓 藤原 保久	東扇島高架橋 (仮称) の設計と施工 9径間連続PC箱桁橋の免震設計と施工	土木技術	土木技術社	1993	VOL.48
川上 和彦 熊倉 一臣 谷 英夫	山あげ大橋の設計と振動試験 高減衰積層ゴム支承を用いた免震橋梁	土木技術	土木技術社	1993	VOL.48
成井 信 山根 哲雄 松下 貞義 八田 政仁	櫃石島・岩黒島道路鉄道併用斜張橋の設計 (3)	橋梁と基礎	建設図書	1981	NO.15
高屋 健二 池沢 昭和 中西 新之助 田村 章	野田川橋梁 (仮称) の設計と施工 (下)	橋梁と基礎	建設図書	1985	NO.19
山村 信道	支点別入力時の地震応答解析	橋梁と基礎	建設図書	1986.12	
松尾 芳郎 原 広司 大石 昭雄 山下 幹夫	宮川橋の設計と施工 我が国初の免震橋梁	橋梁と基礎	建設図書	1991	NO.25
常田 賢一 田村 敬一 宇佐美 淳 大塚 久哲	超多径間連続橋の地震応答特性に及ぼす空間相関入力地震動の影響	構造工学論文集	土木学会	1994.3	VOL.40A
鈴木 祐二 田村 陽司 池田 隆 久保 明英	大反力ゴム支承を用いたPC多径間連続橋の振動試験	プレストレスト コンクリート 技術協会研究発 表会講演概要		1989	VOL.29

表-3.1.12 耐震・免震に関する収集文献リスト (4/4)

菊地敏男 後藤洋三 伊奈義直 榊原直樹	免震構造を採用したPC道路橋とその振動実験	大林組技術 研究所報		1993	VOL.46
迎邦博 藤田学 本間秀世 近藤真一	一面吊りPC斜張橋の振動実験について	住友建設株式会 社技術研究所 所報		1992	NO.19
川島一彦 運上茂樹 吾田洋一	斜張橋の耐震性に関する研究Ⅰ 振動実験から見た斜張橋の振動特性	土木研究所資料	土木研究 センター	1986	NO.2388
堀松正芳 伊藤和利 小松郁夫	免震支承を用いた鋼橋の現場振動 実験	阪神高速道路 公団技法		1992	NO.12
松尾芳郎 原広司 大石昭雄 山下幹夫	免震橋梁“宮川橋”の設計・施工	橋梁	橋梁編集 委員会	1991	NO.27
小坪清真	各支点で異なる地震波を受ける橋梁 の応答解析	土木学会 論文 報告書	土木学会	1970.3	

(6) まとめ

動的解析法WGが発足して2年、その間に1995年1月の兵庫県南部地震が発生し、6000余名の痛ましい人命を失い、また構造物に多大な損害が生じた。耐震解析の重要性が非常に増大したわけで、この被災を教訓にして動的解析法の位置付けを構造物の設計の中で重要視する必要がある。しかしながら、動的解析は種々の手法があり、どの手法を使うかによって解析結果が左右されるという危険性もあることも否めない。未だ、動的解析手法が完全に確立化、統一化されているとは言えず、解析手法の違いにより、どの位の差異が生じるかを知ることは設計する上で重要な問題の一つであるといえる。動的解析法WGの研究活動は、地震動が与える免震橋への影響を簡易的に解析する手法の確立を研究目的にし、その目的達成のために従来から使われている解析手法の特徴を把握しようとしたが、残念ながら、十分な研究結果を与えるには至らなかった。今後の課題としては、①多径間モデルで入力地震動の位相差を考慮する②今回の例題解析では、解析手法の違いによる解析結果への影響の理由が、一般的にいえることとして説明ができなかったので、その点をさらに明らかにする③兵庫県南部地震以降、とくに橋脚や地盤の材料非線形性を考慮した解析が重要視されていることもあり、材料非線形性の評価方法が与える解析結果への影響を多様な非線形モデルで比較するなどが挙げられる。

参考文献

- 1) 道路橋の免震設計マニュアル(案) 財団法人 土木研究センター
平成4年12月発行 P.49, 204

3. 2 免震装置WGの研究成果

(1) 目的

近年、わが国の橋梁においても免震化が注目されはじめ、実績も次第に多くなりつつあり、建設省からも「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」¹⁾(以下免震マニュアルとよぶ)が出され、設計方法も示されている。

しかしながら実際には、どのような橋梁にどのような免震装置が使われ、どのような効果や問題点があるのか、まだあまり明確にされていないのが現状である。

また、免震装置は標準がないために、そのつど橋梁に合わせて設計をするのが現状であり、その大きさや諸特性値が分からず、免震橋梁を設計する時のネックともなっている。

そこで本W/Gでは、多径間連続橋や長大橋等において、免震装置の使用実績等を調べ、その特徴、効果、問題点などを検討し、その結果を基にして、免震装置の試設計を行い、実際の免震橋梁の設計時に、活用出来る免震装置の標準、あるいは免震装置の諸特性値データを作成する事を目的として研究を行った。

活動は上半期と下半期に分け、原則として月1回会合を開くというスケジュールで行った。上半期は各社の設計、使用実績、あるいは文献等からどのような免震装置が実際に使われているかを調査し、特徴、効果、問題点などを検討した。

下半期は、上半期の調査結果の中から、橋梁で多く使われている免震装置の一つである積層高減衰ゴム支承を選び、試設計を行った。

(2) 事例調査(上半期)

(a) 調査方法

各社の免震装置の使用、製造実績、および文献^{1)、4)}等をもとに調査した。調査は橋梁だけでなく、建物用の免震装置も含めて行い、調査結果を装置の構造図、概要、性能特性、特徴、使い勝手等の項目に分けて一覧表に整理し、それぞれの装置を比較できるようにまとめた。

(b) 調査結果

調査結果を表-3.2.1、表-3.2.2に示す。

表-3.2.1 各種免震装置一覧(その1)

種類	構造図	概要	性能(特性)	特徴	使い勝手、メンテナンス												
高減衰積層ゴム支承		<p>天然ゴムを主成分として特殊配合することにより減衰機能を付加したゴムによる積層ゴム支承で、一つの装置で荷重支持機能、ばね機能およびエネルギー吸収機能を合わせ持つ。</p>	<p>装置のばね剛性、減衰定数は変位に依存し、履歴曲線はほぼ完全なバイリニア型である。ばね剛性はゴムの支圧面積AR、せん断弾性係数G(γ)およびゴム高さΣteから $KB=AR \cdot G(\gamma) / \Sigma te$ の式で求められる。G(γ)は免震装置のせん断歪みγの3~5次の関数で表され、変形が大きくなるほど柔らかくなる。減衰定数はせん断歪みの3次の関数で表され、変形が大きくなるほど柔らかくなる。</p>	<p>小変形時にはゴムのばね剛性が高いためトリガー機能として働き振動を抑える。地震による大変形時には剛性が下がり固有周期を長周期化すると共にゴム自体の履歴減衰により免震効果を発揮する。</p>	<p>荷重支持、ばね、減衰を合わせ持つため取り扱いが容易。残留変形が少なく大地震後の取替えが少ない。ゴムの表面には被覆ゴムが設けて有り、機構が単純で機械的に擦れ合う部分が無いので長期間メンテナンス無しで安定した性能を維持する事が可能。橋梁での使用実績有り。</p>												
鉛プラグ積層ゴム支承	<table border="1" data-bbox="509 894 780 1088"> <tr><td>①</td><td>LRB本体</td></tr> <tr><td>②</td><td>フランジ・プレート</td></tr> <tr><td>③</td><td>鉛プラグ</td></tr> <tr><td>④</td><td>ベース・プレート</td></tr> <tr><td>⑤⑥</td><td>せん断キー</td></tr> <tr><td>⑦</td><td>アンカー・プレート</td></tr> </table>	①	LRB本体	②	フランジ・プレート	③	鉛プラグ	④	ベース・プレート	⑤⑥	せん断キー	⑦	アンカー・プレート	<p>積層ゴムの中央部に鉛プラグを挿入したゴム支承である。荷重支持機能、ばね機能は積層ゴムが受け持ち、エネルギー吸収機能は鉛プラグが受け持つ。</p>	<p>装置のばね剛性、減衰定数は変位に依存し、履歴曲線はほぼ完全なバイリニア型である。ばね剛性はゴムの面積およびせん断弾性係数に比例しゴム高さに反比例するゴムのばね剛性と鉛のせん断剛性の和である。等価減衰定数は鉛の降伏荷重、免震支承の二次剛性および実効変位の関数で表され、最大で約25%の等価減衰定数を得る事が出来る。</p>	<p>小変形時にはゴムのばね剛性と鉛の高い剛性のため、トリガー機能として働き振動を抑える。地震による大変形時には鉛の剛性が下がり固有周期を長周期化すると共に鉛の高い減衰により免震効果を発揮する。</p>	<p>荷重支持、ばね、減衰が一つの装置に組み込まれるため取り扱いが容易。鉛は耐食性に優れ、また常温で再結晶するために耐疲労性に優れている。橋梁での使用実績有り。</p>
①	LRB本体																
②	フランジ・プレート																
③	鉛プラグ																
④	ベース・プレート																
⑤⑥	せん断キー																
⑦	アンカー・プレート																
ダ積層ゴム+支鉛承ダン鋼棒製		<p>積層ゴム支承と鋼棒を円形状に加工した鋼棒製ダンパーおよび鉛の円柱からなる鉛ダンパーを併用したもの。積層ゴム支承で鉛直力を支持し、主に積層ゴムと鋼棒製ダンパーでばね機能を受け持ち、鋼棒の弾塑性変形と鉛の塑性変形によりエネルギーを吸収する。</p>	<p>履歴曲線はバイリニア型でモデル化出来る。免震装置のばね剛性はゴム支承のばね剛性、鋼棒製ダンパーのばね剛性および鉛ダンパーのせん断剛性の和である。減衰は中小地震時には鉛ダンパーの塑性変形により、大地震時には鋼棒製ダンパーの塑性変形による。</p>	<p>小さな水平力には、鋼棒製ダンパーと鉛ダンパーの初期剛性により抵抗する。中小地震時には鉛ダンパーが塑性変形し減衰効果を発揮する。大地震時には鉛ダンパーは破断するが鋼棒製ダンパーが塑性変形し減衰効果を得る。よって中小地震時から大地震時まで安定した効果が得られる。</p>	<p>積層ゴム支承と減衰装置が分離しているために、上部構造の荷重、剛性に合わせた配置が可能である。また、減衰装置は鉛直反力を支持していないため取替えが容易である。建築での使用実績は有る。</p>												
積層ゴム鋼棒支承ダンパー		<p>積層ゴム支承と鋼棒製ダンパーを併用したもの。積層ゴム支承で鉛直力を支持し、積層ゴムと鋼棒製ダンパーでばね機能を受け持ち、鋼棒の塑性変形により、エネルギーを吸収する。鋼棒ダンパーにはリング状の物、一端固定、一端ヒンジの棒状の物ループ等がある。</p>	<p>履歴曲線はバイリニア型でモデル化出来る。免震装置のばね剛性はゴム支承のばね剛性、鋼棒製ダンパーのばね剛性の和である。減衰はほぼ鋼棒製ダンパーの塑性変形による。</p>	<p>鋼棒の弾性領域内程度の小変形時には減衰はほとんどなく、鋼棒の剛性によりトリガーとして働き振動を抑える。大地震時には鋼棒が塑性変形することにより剛性が下がり固有周期を長期化するとともに、高い減衰性能を発揮する。</p>	<p>積層ゴム支承と減衰装置が分離しているために、上部構造の荷重、剛性に合わせた配置が可能である。また、減衰装置は鉛直反力を支持していないため取替えが容易である。建築での使用実績はある。</p>												

表-3.2.2 各種免震装置一覧(その2)

種類	構造図	概要	性能(特性)	特徴	使い勝手、メンテナンス
積層ゴム摩擦支承ダンパー		<p>積層ゴム支承と摩擦式ダンパーを併用したものの。荷重支持機能、ばね機能は積層ゴム支承が受け持ち、摩擦ダンパーがエネルギー吸収を行う。摩擦ダンパーは皿ばねのばね力で面圧を調整し摩擦力をコントロールする。摩擦材として焼結金属(銅、錫、鉄、鉛、亜鉛、シリカの粉末を焼結)を用い、相手面にはSUS316を用いる。</p>	<p>履歴形状は、ほぼ剛塑性型である。装置のばね剛性は積層ゴム支承の面積およびせん断弾性係数に比例しゴム高さに反比例する。摩擦力は摩擦板の面圧と摩擦係数の積である。桁の併進運動を回転運動に変えることにより変位依存性を持つ。</p>	<p>ゴム支承の柔らかいせん断剛性で固有周期を長期化させる。摩擦ダンパーは吸収エネルギーが大きく、摩擦力の温度依存性が小さく繰り返し荷重に対する耐久性が高い。また、ダンパーに作用するせん断力を規定出来る。</p>	<p>摩擦力の変位依存特性は摩擦面中心と固定ピンの距離に寄るため調整が可能である。取り替え、調整が容易である。摩擦面の磨耗・腐食・ごみ等に関するメンテナンスが必要。建築での使用実績はある。</p>
弾性すべり支承 水平ばね		<p>上面に張られたテフロン板と桁側に埋め込まれたステンレス板との間で滑らせる様にした積層ゴム支承と、合成ゴムによる水平ばねを併用したもの。荷重支持は積層ゴム支承で行い、テフロン板と桁側のステンレス板の間で摩擦力を伴いながら撓動する事によりエネルギーを吸収する。水平ばねは鉛直力を支持せず水平変位を抑制し、変位を復元する機能を有する。</p>	<p>滑りが生じる前の装置のばね剛性はすべり弾性支承と水平ばねの和で、滑りが発生するとほぼ水平ばねのみのばね剛性となる。減衰力はすべり面の摩擦係数と死荷重の積となる。すべり面の摩擦係数は死荷重による面圧および滑り速度に依存するが、作用面圧に対しては30kgf/cm²~80kgf/cm²の範囲で、また速度に対しても5cm/s~50cm/sの間でほぼ一定となる。</p>	<p>小変位ではばね剛性が高く滑りが発生する様な大変位ではばね剛性が下がり長周期化する。吸収エネルギーが大きく、摩擦力の温度依存性が小さく繰り返し荷重に対する耐久性も高い。また、摩擦力は変位量によらず一定である。作用する摩擦力を規定出来る。</p>	<p>すべり支承と水平ばねが分離しているために、上部構造の荷重、剛性に合わせた配置が可能である。また、水平ばねの剛性は鉛直反力によらず自由に決められる。すべり面の磨耗・腐食・ごみ等に関するメンテナンスが必要。建築での使用実績はある。</p>
塑性積層ゴム高減内蔵ゴム支承		<p>積層高減衰ゴム支承の内部に塑性ゴムを挿入したもの。塑性ゴムとはエネルギー吸収機能を持たせた特殊配合のゴム。</p>	<p>履歴曲線はほぼ完全なバイリニア型であり、理想化した履歴曲線にモデル化出来る。小変位に比べ大変位になるほど柔らかいばね剛性を持つ。高減衰ゴムよりも大きな履歴曲線を描く。</p>	<p>小変形時にはゴムのばね剛性が高いためトリガー機能として働き振動を抑える。地震による大変形時には剛性が下がり固有周期を長周期化すると共に高減衰ゴムと内部に充填された塑性ゴムの減衰により免震効果を発揮する。</p>	<p>荷重支持、ばね、減衰を合わせ持つため取扱いが容易である。残留変位が少ない。内部ゴムの充填率を変えることにより、減衰量を制御でき設計の自由度が大きい。</p>
高減衰ゴムラ付き型支承		<p>鋼板もしくは鋳鋼品からなる上蓋、下蓋および底板、合成ゴムからなる積層ゴム、マルテンサイト系ステンレス鋼からなる高硬度ローラーならびに高減衰ゴムからなる復元ゴムによって構成される。荷重支持機能は高硬度ローラー支承により、ばね機能および減衰機能は復元ゴムが受け持つ。</p>	<p>履歴曲線はほぼ完全なバイリニア型である。装置のばね剛性はゴムの面積およびせん断歪みの4次の関数で表されるせん断弾性係数に比例し、ゴム高さに反比例し、変形が大きくなるほど柔らかくなる。等価減衰定数は免震装置のせん断歪みの3次の関数で表される。</p>	<p>常時の支承の機能は道路橋に実績のある高硬度ローラー支承が受け持つ。小変形時には復元ゴムのばね剛性が高いためトリガー機能として働き振動を抑える。地震による大変形時には剛性が下がり固有周期を長周期化すると共に復元ゴムの履歴減衰により免震効果を発揮する。</p>	<p>高減衰ゴムによる復元力と減衰力は、鉛直力と無関係に決められる。高減衰ゴムは取り替えることが出来る。ローラー支承部のメンテナンスは通常のメタル支承に準ずる。</p>

(3) 免震装置（高減衰ゴム支承）の試設計（下半期）

(a) 試設計方法

試設計する免震装置は高減衰ゴム支承とし、実際の免震橋梁の設計時に活用しやすいように、支承として実績の多い、鉛直反力で50tfから1500tfまでの範囲で、8種類の反力を選んだ。免震装置の設計は、常時、震度法レベル（以下L1と呼ぶ）および地震時保有水平耐力レベル（以下L2と呼ぶ）について、「免震マニュアル」²⁾および「道路橋支承便覧」³⁾（以下支承便覧と呼ぶ）に準拠した方法で、静的解析で行なった。

(b) 試設計パラメーター

実際の免震橋梁設計時の、諸条件の違いによる影響を調べる為に、径間数、橋長、上部工形式、地盤種別、下部工の剛性、免震装置の等価剛性（固有周期）、装置の減衰定数（NRとの比較）等を設計パラメーターとして変化させ試設計した。パラメーターは、実際の橋梁の設計実績などを考慮して、以下のように設定した。

a) 全反力

全反力の範囲は鋼製支承の標準設計と同じ程度の50tfから1500tfとし、その間で8通りの全反力を設定した。

b) 死荷重の割合

支承の設計実績より一律全反力の7割とした。

c) スパン

全反力に応じて実績より設定した。

d) 径間数

比較のため、5径間と10径間の2通り行った。

e) 上部工

全反力に応じて5主鈹桁と2主箱桁を想定し、境目になる300tfと400tfは5主鈹桁と2主箱桁の両方試設計した。

f) 地盤種別

「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」中に不適とある3種地盤を除いて、1種地盤と2種地盤を設定した。

g) 固有周期

震度法レベルで免震装置を用いない場合の2倍以上とし、固有周期による影響をみるために、あえてゴム厚を厚くしてゴムを柔らかくし、長周期化する設計も行った。

h) 下部工の剛度

下部工の剛度は橋脚と基礎部分を分けて考えずに、両方を合わせたものとして設定した。また、当初ゴム支承の設計実績よりゴムのバネ値の5倍としたが、試設計途中で検討した結果、一律に決めてもあまり影響はないことが分かり、全て50,000tf/mとした。また、比較のために10,000tf/mも設定した。

i) 下部工の減衰定数

橋の減衰定数の算出に使用する下部工の減衰定数は、5%とした。

j) ゴムの許容支圧応力度

許容支圧応力度は当初、80 kgf/cm²と120 kgf/cm²の2通り設定する予定であったが、試設計途中で検討した結果、許容支圧応力度を80 kgf/cm²以上にしても他の要因で決まってしまうことが分かり、一律80 kgf/cm²にした。

試設計に用いたパラメーターの一覧を表-3.2.3に示す。

表-3.2.3 免震装置の試設計におけるパラメーター一覧

全反力 R (tf)	50	100	200	300	400	300	400	500	750	1000	1500
死荷重 Rd (tf)	0.7R										
スパン (m)	20	30	40	50	60	30	40	50	60	70	100
径間数	5	5,10	5	5,10	5	5	5	5,10	5	5,10	5
上部工の種類	5 鈹桁	2 箱桁									
地盤種別	I, II										
固有周期 (注1)	短	短、長	短	短、長	短	短	短	短、長	短	短、長	短
下部剛性 (注2)	標準	標、低	標準	標、低	標準	標準	標準	標、低	標準	標、低	標準
橋脚減衰定数	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%
ゴム減衰定数	高	高、低	高	高、低	高	高	高	高、低	高	高、低	高
許容支圧応力度	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80

注1 固有周期短の場合も原則として非免震時の2倍以上とする。

長周期化する時のゴムの総厚さは1辺の1/5までとする。

また長周期化は保有耐力時の設計水平震度が0.3になるまでとする。

注2 標準：50,000tf/m、低：10,000tf/m

2. その他の事項

- 1) 温度範囲 ±25℃とする。施工誤差による影響は考えない。
- 2) 死荷重割合は一律全反力の7割とする。
- 3) ゴムの平面形状は正方形とし平面寸法は5cm単位とする。
- 4) ゴム層の数は最低3層とする。
- 5) 1層厚さは最低8mm、最大36mmとし、1mm単位で決定する。
但し、形状係数は6以上とする。
- 6) 外側被覆厚さは5mmとし、平面寸法に含める。

(c) 橋梁モデル

試設計は図-3.2.1に示す橋梁モデルを想定して行った。

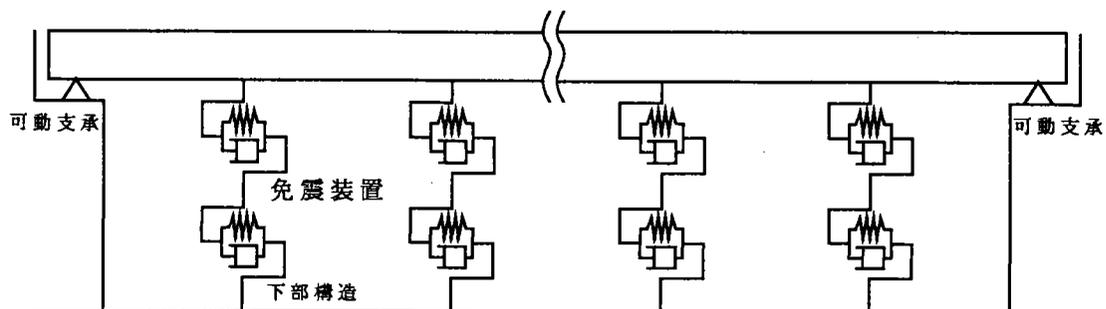


図-3.2.1 試設計における橋梁のモデル

(d) ゴム支承の形状

免震装置の本体となる、積層高減衰ゴム支承の形状図を、図-3.2.2に示す。

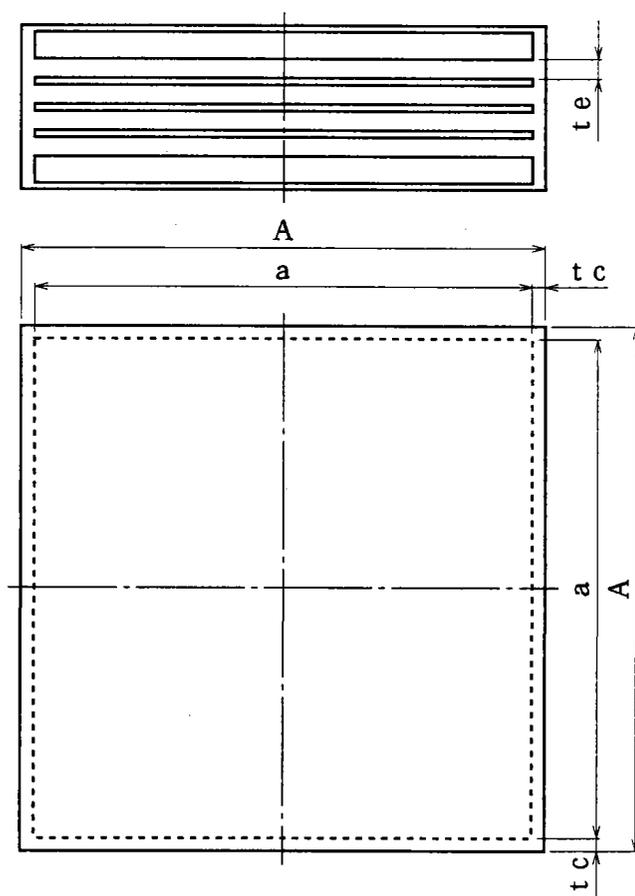


図-3.2.2 免震装置のゴム支承の形状図

t_e : 一層厚さ ($8\text{ mm} \leq t_e \leq 36\text{ mm}$)
 n : 層数 ($3 \leq n$)
 t_c : 被覆厚さ (= 5 mm)
 A : 製品寸法 (50 mm 単位)
 a : 有効寸法 ($A - 2 \cdot t_c$)
 Σt_e : 総厚さ (= $t_e \times n$)
 S : 形状係数 ($6 \leq n$)

$$S = \frac{\text{有効支圧面積}}{\text{1層当たり自由側面積}} = \frac{a^2}{2 \times (a + a) \times t_e}$$

(e) 使用ゴムの特性

高減衰ゴムのせん断弾性係数および減衰定数などの特性値は、非線形であり、せん断ひずみ (γ) に依存する。またこれらの特性値は、ゴムに混入する添加物の配合割合により、ある程度の範囲で変えることが出来る。

今回の試設計で使用した、高減衰ゴムのせん断弾性係数 $G(\gamma)$ は、一般的に水平力分散支承として使われるゴムに合わせて、震度法レベルでのせん断ひずみの許容値 ($\gamma_a = 150\%$ 、有効値 $\gamma_B = 105\%$) において、ほぼ 10 kgf/cm^2 になるものを選定した。その結果、減衰定数は、比較的高いものとなった。

また、減衰定数による効果を比較するために用いた、天然ゴム (NR) のせん断弾性係数 (G) は、 10 kgf/cm^2 とした。

試設計で使用した高減衰ゴムの、せん断弾性係数および減衰定数の設計式を以下に、せん断ひずみごとのせん断弾性係数および減衰定数の値を、図-3.2.3、図-3.2.4に示す。

・せん断弾性係数

$$G = (1 - \alpha(\gamma)) \cdot G(\gamma)$$

γ : ゴムのせん断ひずみ

$\alpha(\gamma)$: 応力緩和率

$$= 0.576 - 0.8847\gamma + 0.88\gamma^2 - 0.3093\gamma^3 : \text{温度時}$$

$$= 0 : \text{地震時}$$

$$G(\gamma) = 30.1805 - 40.7723\gamma + 28.8586\gamma^2 - 9.4735\gamma^3 + 1.2067\gamma^4$$

$$(0.25 \leq \gamma \leq 2.5)$$

・減衰定数

$$h_B = 0.1552 + 0.1066\gamma - 0.0598\gamma^2 - 0.005\gamma^3 + 0.0006\gamma^4$$

$$(0.25 \leq \gamma \leq 2.5)$$

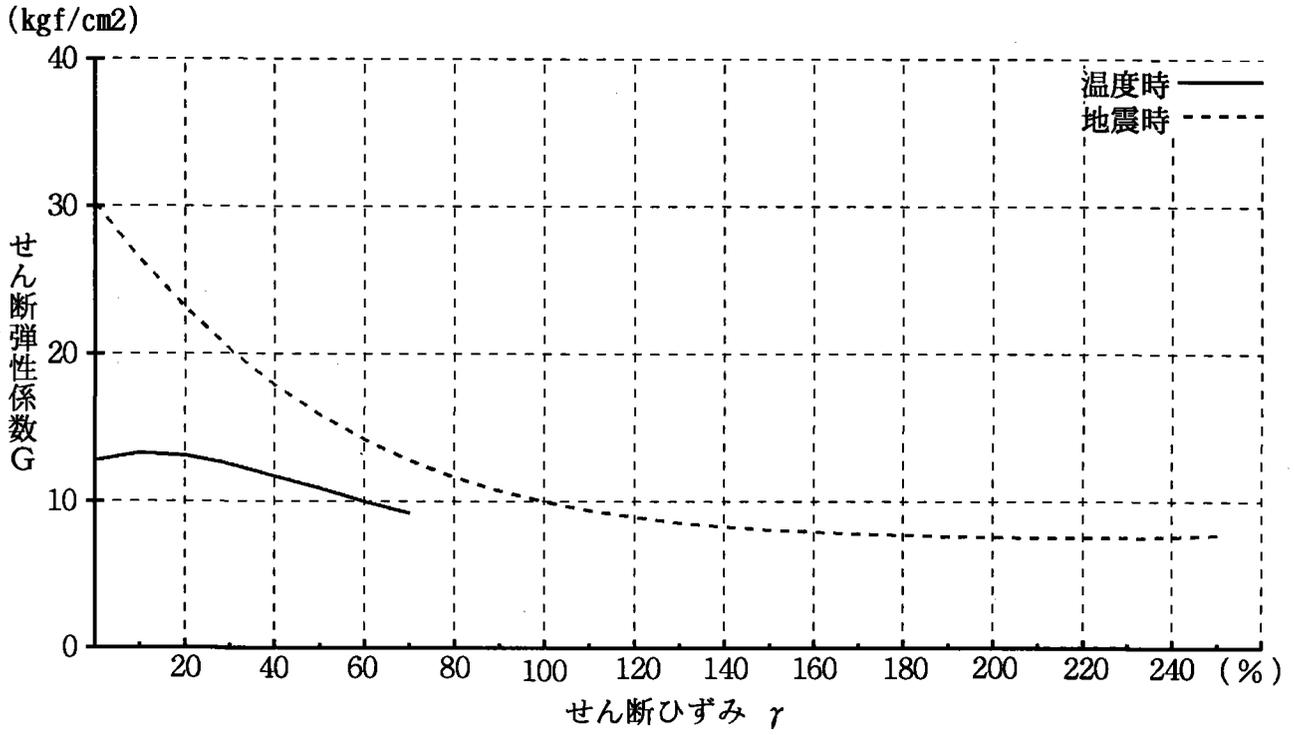


図-3.2.3 ゴムのせん断弾性係数

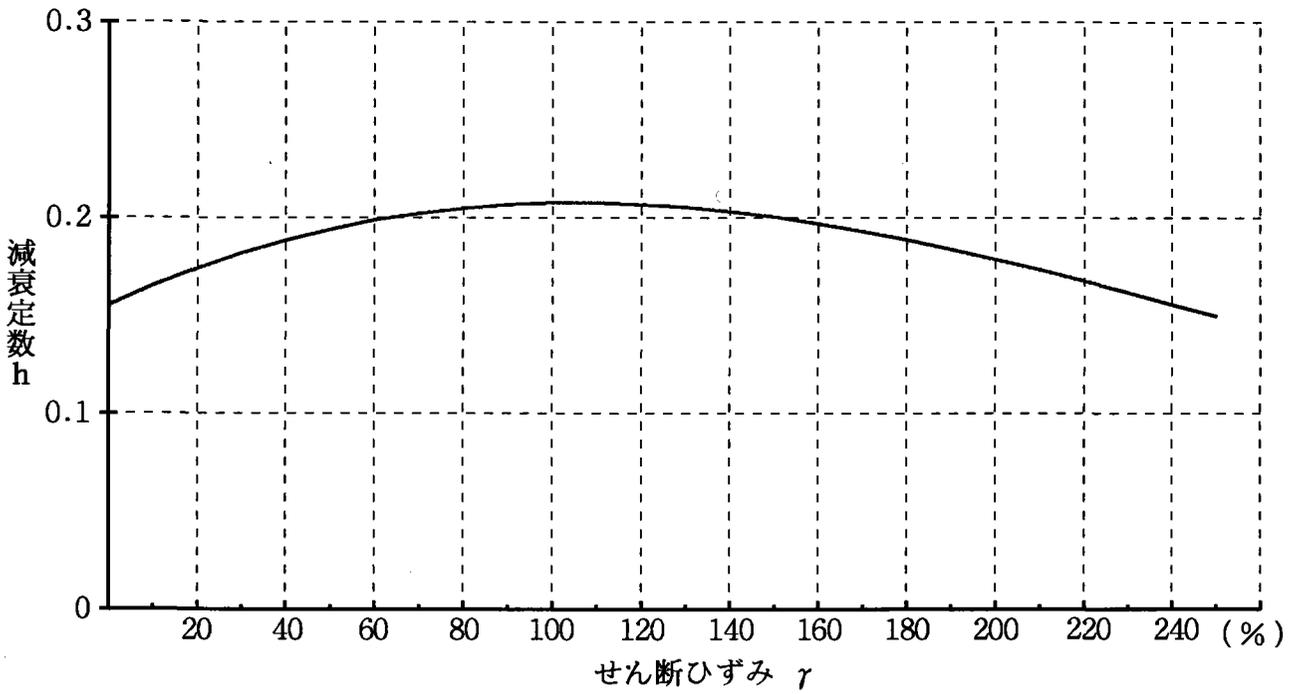


図-3.2.4 ゴムの減衰定数

(f) 免震装置の特性値

免震装置の特性値、および橋の減衰定数、固有周期は以下のとおりに計算した。

a) 免震装置の等価剛性

$$K_s = G \cdot AS / \Sigma t_e$$

AS : ゴム平面積 (= A × B)

Σte : ゴム総厚さ

G : ゴムのせん断ひずみから求めたせん断弾性係数

ここで地震時は有効設計変位 (U_{Be} = 設計変位 (UB) × 0.7) により求めたせん断ひずみを使用する。

b) 免震装置の設計変位

$$U_o = \Delta L_t \times K_m / \Sigma K_s \quad (\text{温度時})$$

$$U_B = \Delta L_e \times K_m / \Sigma K_s \quad (\text{地震時})$$

ΔLt : 温度時の上部構造変位

ΔLe : 地震時の上部構造変位 (= Σ Rd × KH / Σ Km)

Km : 合成等価剛性 (= 1 / [(1 / Σ Ks) + (1 / Kp)])

Kp : 下部工のばね剛度

Ks : 一橋脚上の支承のばね剛度の合計

c) 橋の減衰定数

基礎のバネ、減衰定数は考慮しないで、以下の式で計算した。

$$h = \frac{\Sigma K_{Bi} \cdot U_{Bi}^2 \left(h_{Bi} + \frac{h_{Pi} \cdot K_{Bi}}{K_{Pi}} \right)}{\Sigma K_{Bi} \cdot U_{Bi}^2 \left(1 + \frac{K_{Bi}}{K_{Pi}} \right)}$$

h_{Bi} : i 番目の支承の減衰定数

h_{Pi} : i 番目の下部構造の減衰定数 (= 0.05)

K_{Bi} : i 番目の支承のせん断ばね剛度

K_{Pi} : i 番目の下部構造のばね剛度

U_{Bi} : i 番目の支承の設計変位

H : フーチング上面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ
(= 10 m)

d) 橋の固有周期

下部工の重量は考慮しないで、以下の式で計算した。

$$T = 2.01 \cdot (\Sigma R_d / \Sigma K_m)^{1/2}$$

(g) 免震装置の設計フロー

免震装置の設計フローを図-3.2.5に示す。

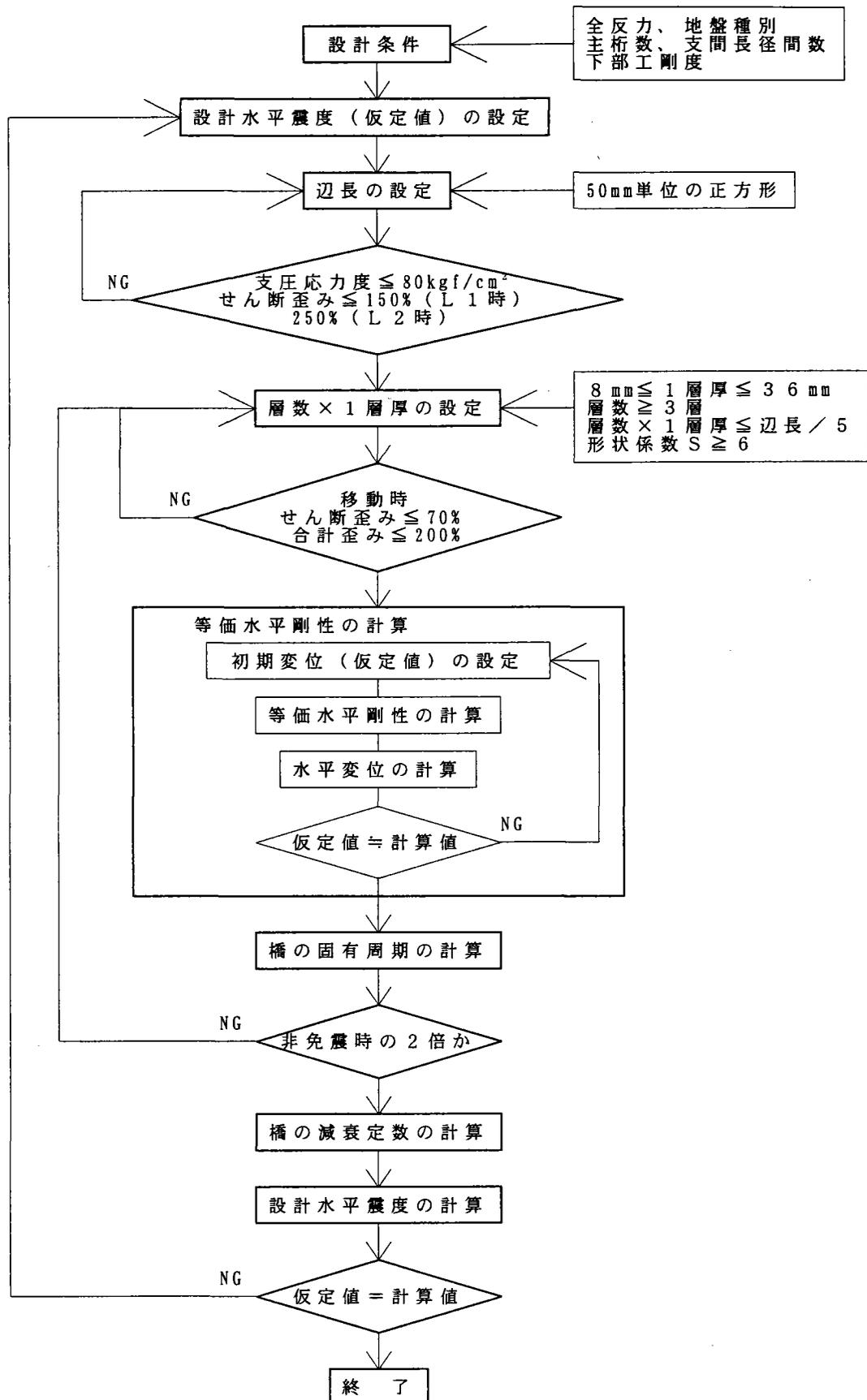


図-3.2.5 免震装置の設計フロー

(h) 試設計の結果および考察

辺長、ゴム厚および免震装置の諸特性値について下部工の剛性、地盤種等のパラメータの違いによる影響を比較した。

a) 辺長および総ゴム厚に対する各パラメーターの影響

辺長は反力とともに大きくなり、その増え方は反力が大きくなるほど緩やかになった。辺長は全ての場合で支圧応力度ではなく、地震時（保有水平耐力時）のせん断ひずみを抑えるために必要な面積から決まった。

総ゴム厚の増え方は辺長の増え方より直線的であった。総ゴム厚は、常時の局部せん断ひずみを抑えるために必要な厚さから決まった。（図-3.2.6）

下部工の剛性が低くなると、固有周期を免震装置を用いない場合の2倍以上にするために、総ゴム厚を厚くする必要があった。このため、固有周期が長くなり水平震度が下がって辺長はやや小さくなった。（図-3.2.7）

長周期化は総ゴム厚を厚くして、ゴムのばね剛度を柔らかくすることにより行った。辺長は下部工の剛性が低い場合とほぼ同じで、長周期化する事により水平震度が下がりやや小さくなった。（図-3.2.8）

下部工の剛性が低い場合にさらに長周期化を行っても、総ゴム厚を辺長の5分の1以下に抑えたためにあまり変わらなかった。（図-3.2.9）

Ⅱ種地盤の場合は、辺長は地震で決まるためⅠ種地盤に比べてかなり大きくなった。

（図-3.2.10）

これに対して総ゴム厚は、常時で決まるので地盤種によらずほぼ同じであった。

径間数が多くなると常時の局部せん断ひずみが増えるため、これを抑えるために総ゴム厚が厚くなった。その反面、水平震度が下がり辺長はやや小さくなった。（図-3.2.11）

設計上減衰の無い天然ゴム（NR）との比較では、平面寸法およびゴム厚は、高減衰ゴムの場合とほぼ同じになった。（図-3.2.12、図-3.2.13）

b) 免震装置の等価剛性に対する各パラメーターの影響

全体的な傾向として、全反力が大きくなるに従って等価剛性も緩やかに増えており、全反力が500tf以上ではほぼ一定値となった。L2時は、ゴムのせん断弾性係数がせん断ひずみが大きくなるほど小さくなるため、L1時の半分以下になった。（図-3.2.14）

等価剛性は平面積（辺長の2乗）に比例しゴム厚に反比例するため、平面積の増え方と総ゴム厚の増え方が一緒であると一定になり、平面積の増え方の方が大きいと増加傾向になる。5径間のⅠ種地盤で短周期、下部ばねが硬い場合を標準として、比較してみると、下部工の剛性が低い場合、長周期化を図った場合、径間数が長い場合はそれぞれ等価剛性は小さくなり、Ⅱ種地盤の場合は逆にかなり大きくなった。

（図-3.2.15～図-3.2.19）

c) 免震装置の設計変位に対する各パラメーターの影響

設計変位は全反力とともに増えるが、一方等価剛性に反比例するので、パラメーター間の比較では、等価剛性の場合と逆になった。またL2時ではL1時に比べ、等価剛性の違いと水平震度の違いが重なって、変位は5倍程度になった。(図-3.2.20~図-3.2.25)

d) 免震装置の等価減衰定数に対する各パラメーターの影響

免震装置の減衰定数については、パラメーターの違いによる差異は認められなかった。(図-3.2.26~図-3.2.31)

e) 橋の減衰定数に対する各パラメーターの影響

橋の減衰定数は、長周期化や地盤種、径間数によらず免震装置の減衰定数とほぼ同じ値となったが、下部工の剛性が低い場合は、免震装置の減衰定数よりやや小さな値となった。(図-3.2.32~図-3.2.37)

f) 橋の固有周期に対する各パラメーターの影響

固有周期は、反力が大きくなるほど長くなる傾向であった。(図-3.2.38)

また、下部工剛性が低い場合および長周期化した場合は、反力が大きくなると、ほぼ一定値になった。(図-3.2.39~図-3.2.41)

Ⅱ種地盤の場合は、グラフの形はⅠ種地盤の場合と似ているが、固有周期の値そのものは、全体的に短くなった。(図-3.2.42)

径間数による違いをみると、径間数が多い方が固有周期は長くなった。(図-3.2.43)

辺長および総ゴム厚 ①

- 凡例
 -○- 5主鈹桁 辺長
 -△- 2主箱桁 辺長
 -●- 5主鈹桁 総ゴム厚
 -▲- 2主箱桁 総ゴム厚

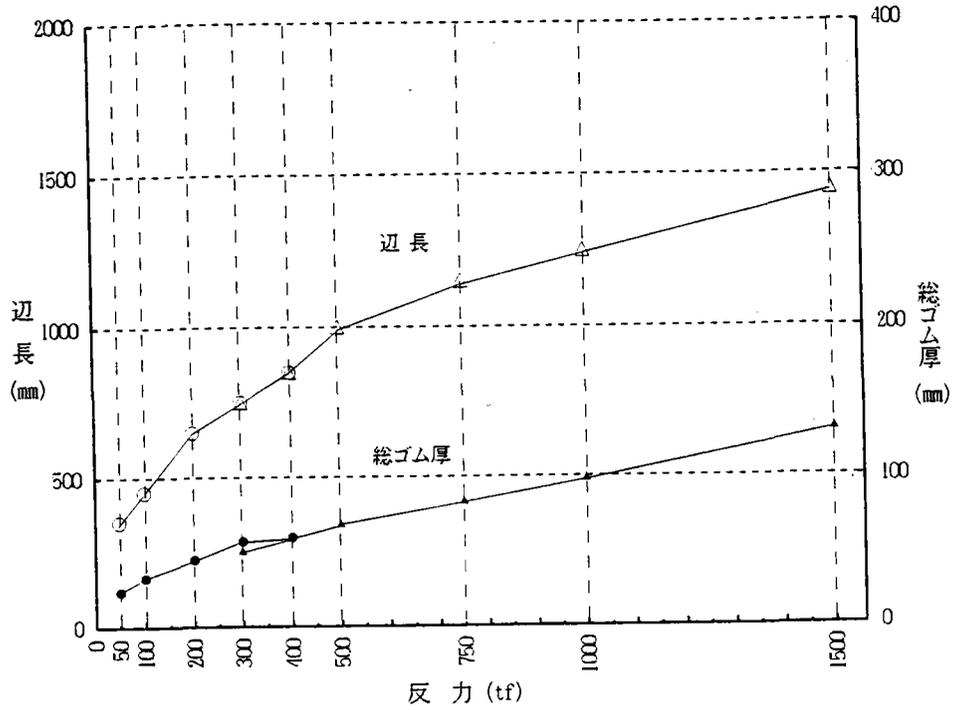


図-3.2.6 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

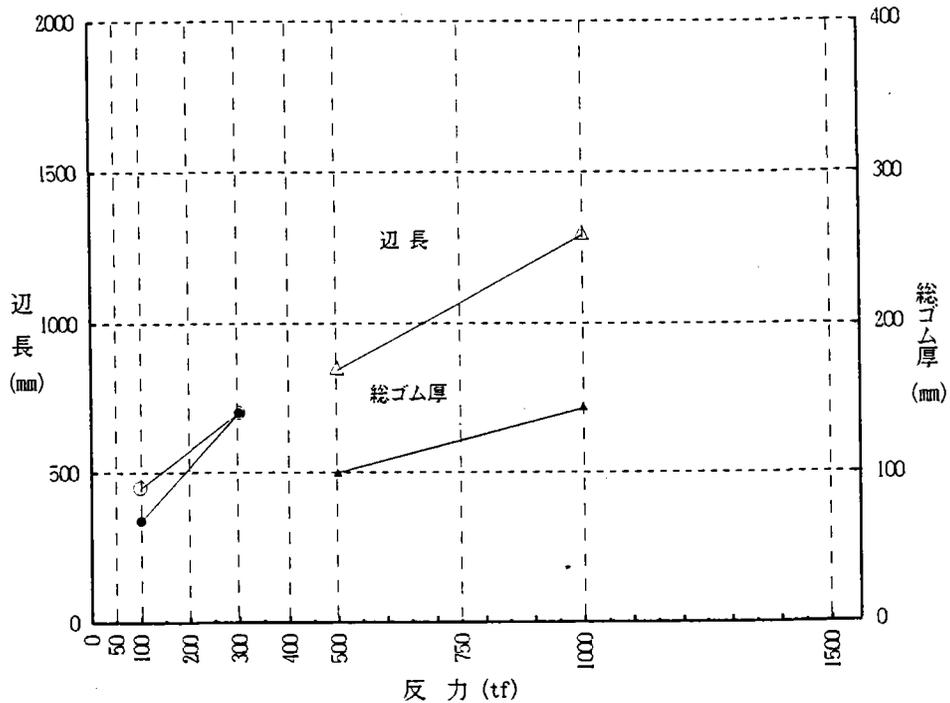


図-3.2.7 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が低い場合

辺長および総ゴム厚 ②

- 凡例
 -○- 5主板桁 辺長
 -△- 2主箱桁 辺長
 -●- 5主板桁 総ゴム厚
 -▲- 2主箱桁 総ゴム厚

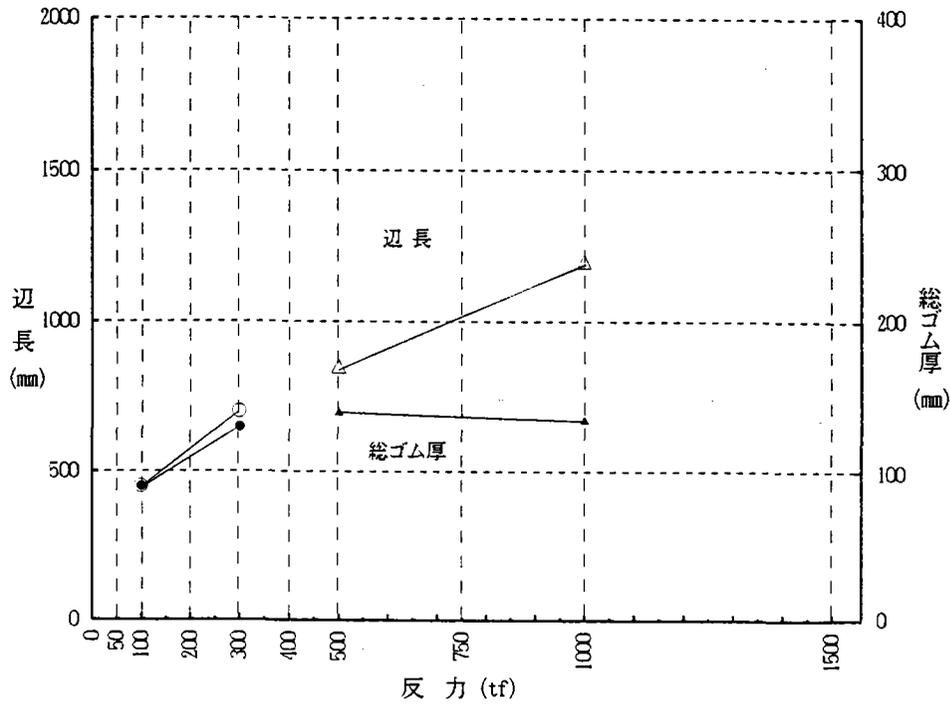


図-3.2.8 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が高い場合

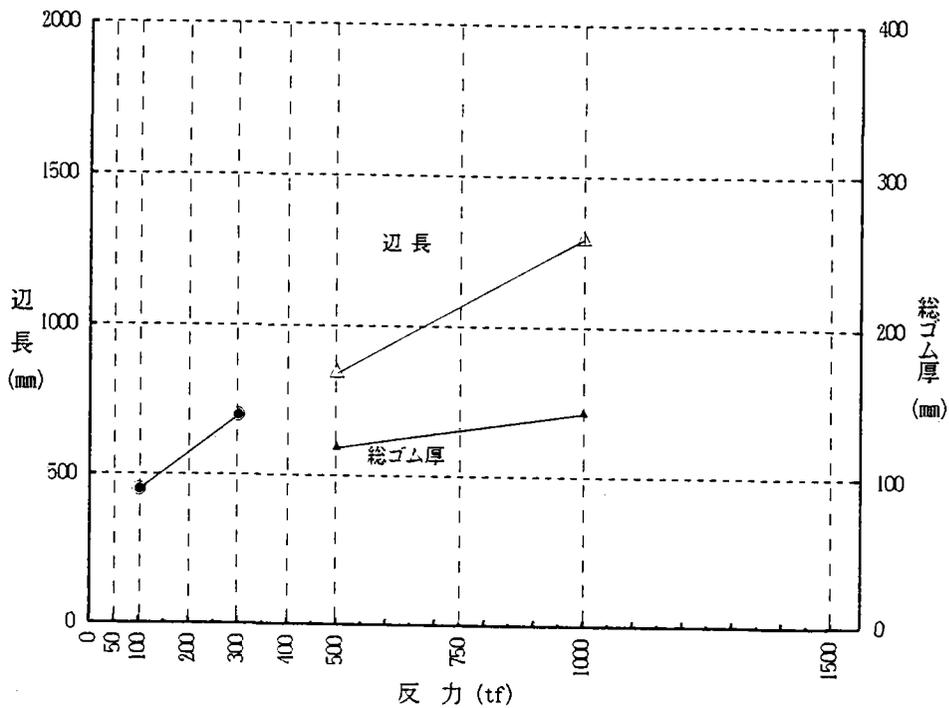


図-3.2.9 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が低い場合

辺長および総ゴム厚 ③

- 凡例
 -○- 5主鋼桁 辺長
 -△- 2主箱桁 辺長
 -●- 5主鋼桁 総ゴム厚
 -▲- 2主箱桁 総ゴム厚

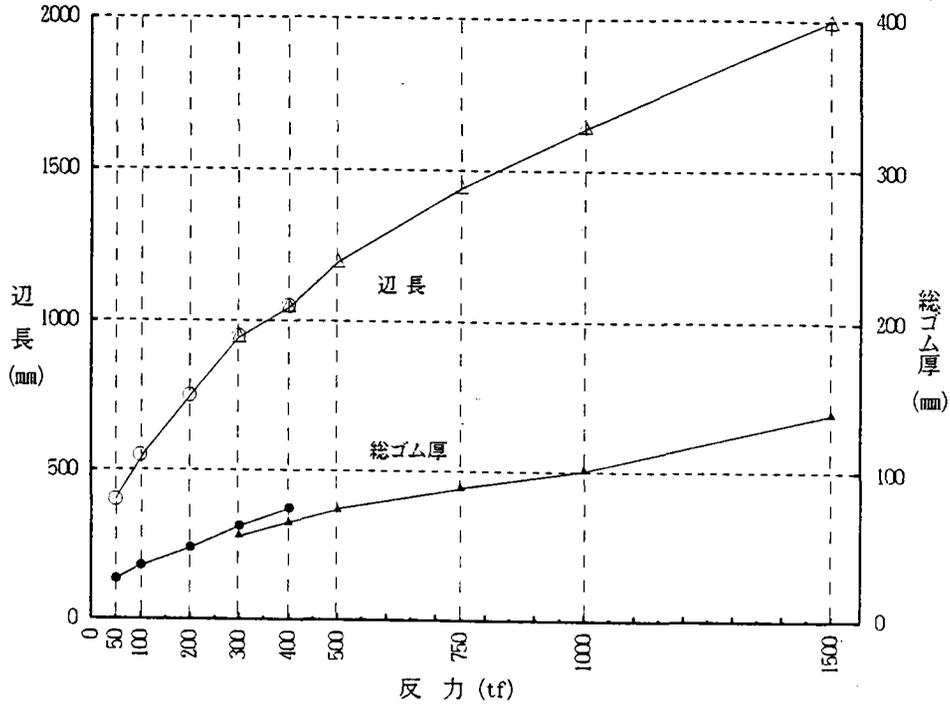


図-3.2.10 5径間-II種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

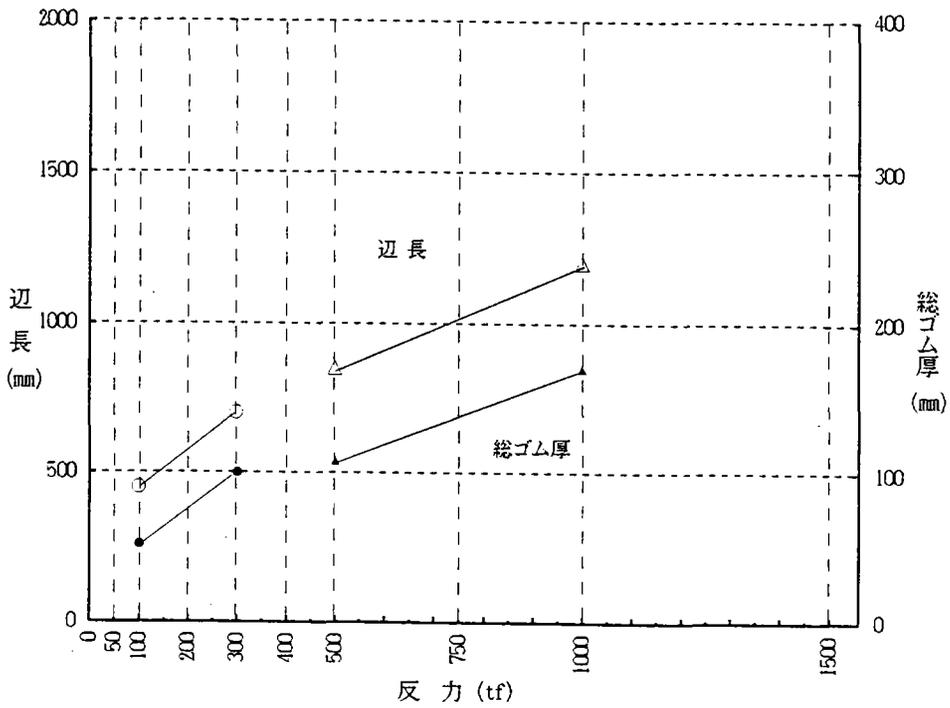


図-3.2.11 10径間-I種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

辺長および総ゴム厚 ④ (天然ゴムの場合)

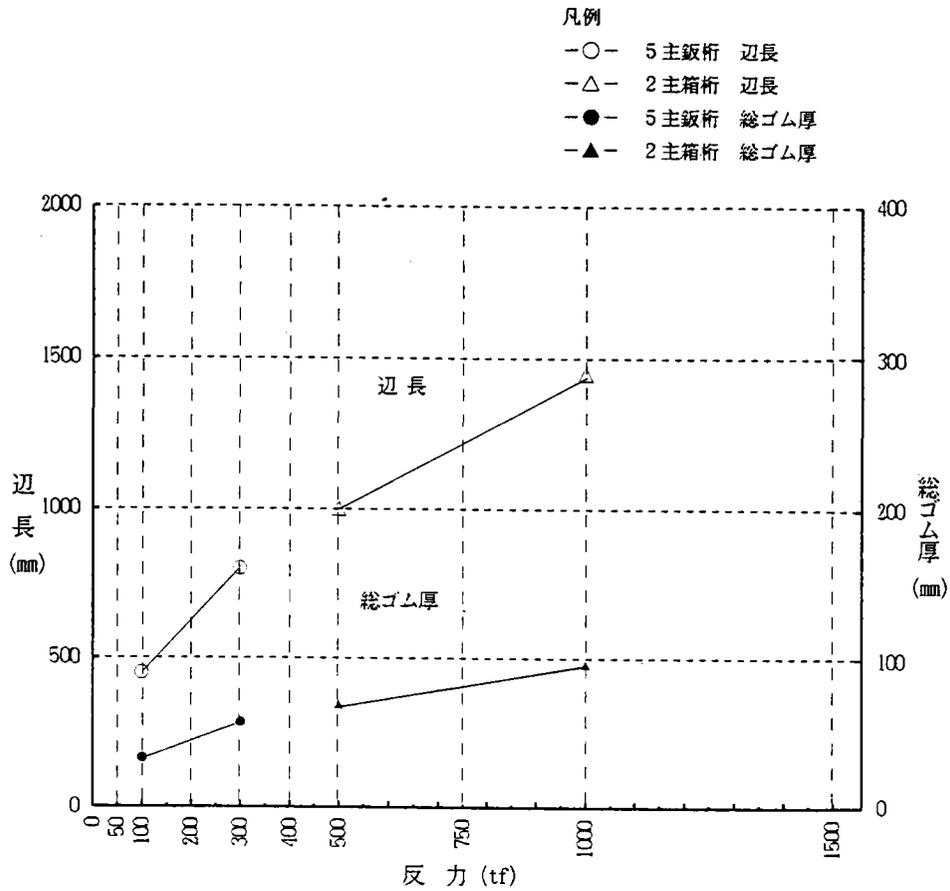


図-3.2.12 5径間-I種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

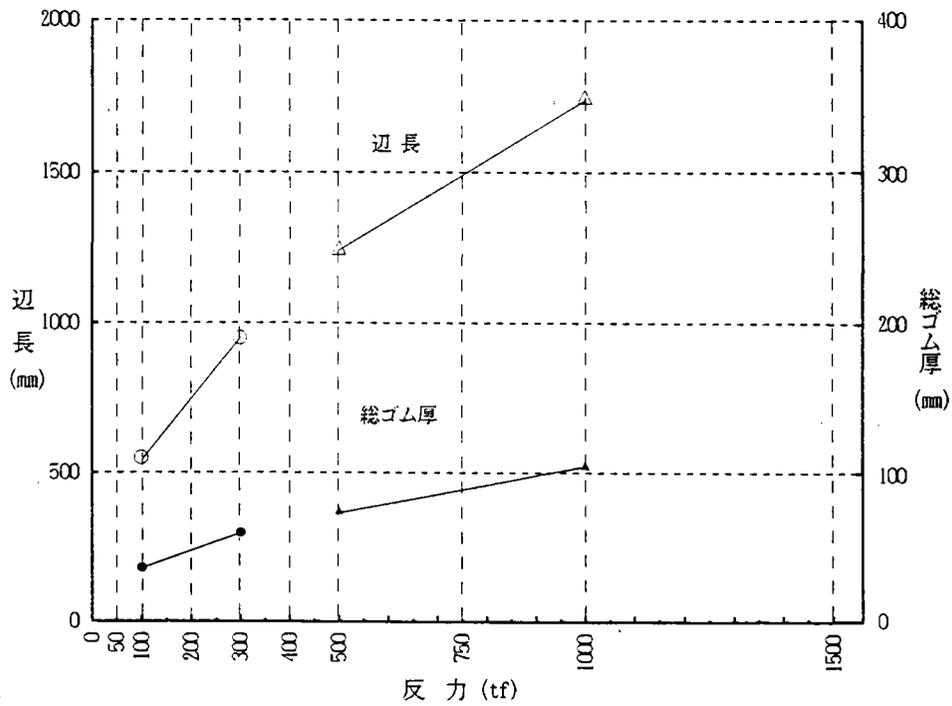


図-3.2.13 5径間-II種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

免震装置の等価剛性 ①

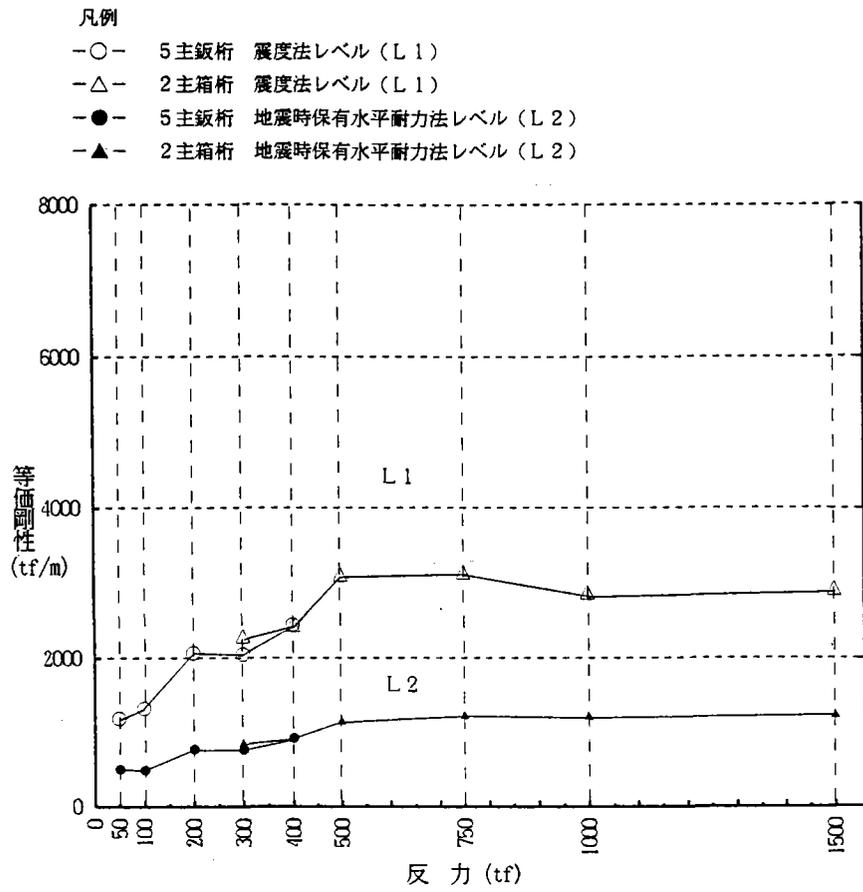


図-3.2.14 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

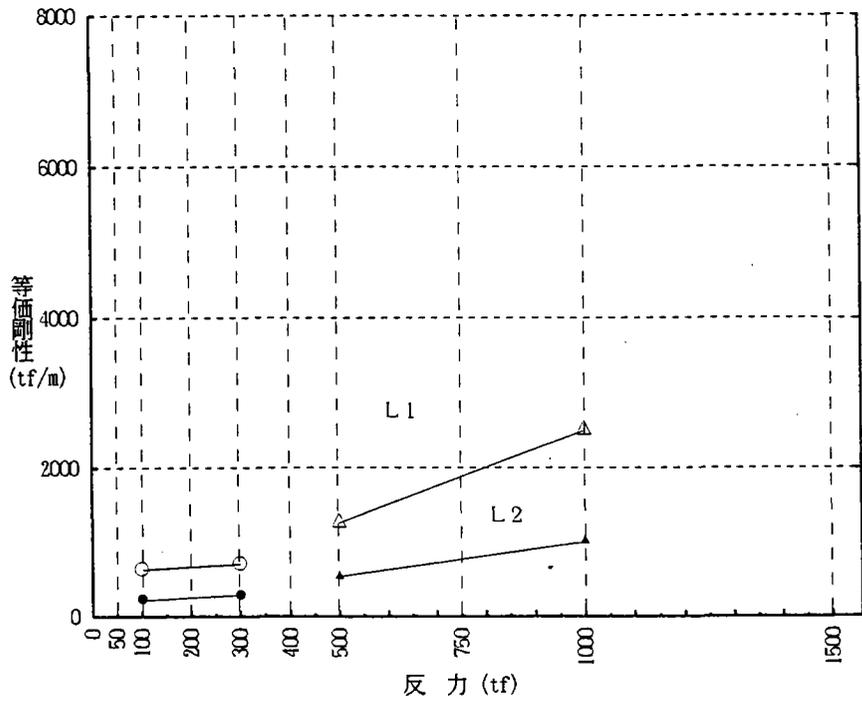


図-3.2.15 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が低い場合

免震装置の等価剛性 ②

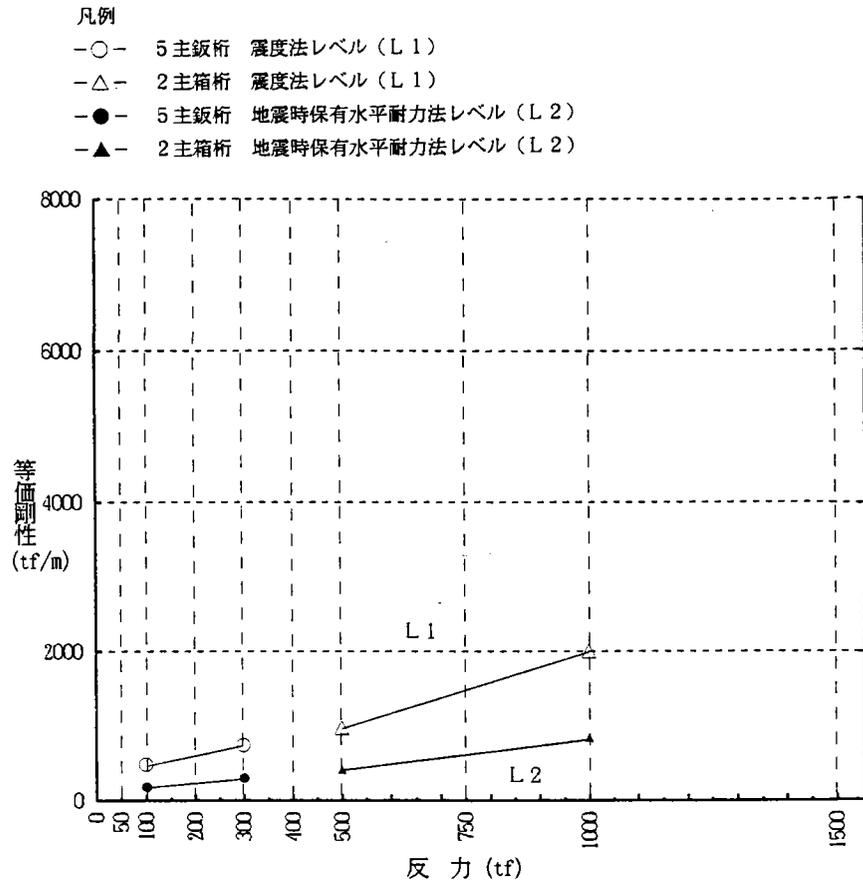


図-3.2.16 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が高い場合

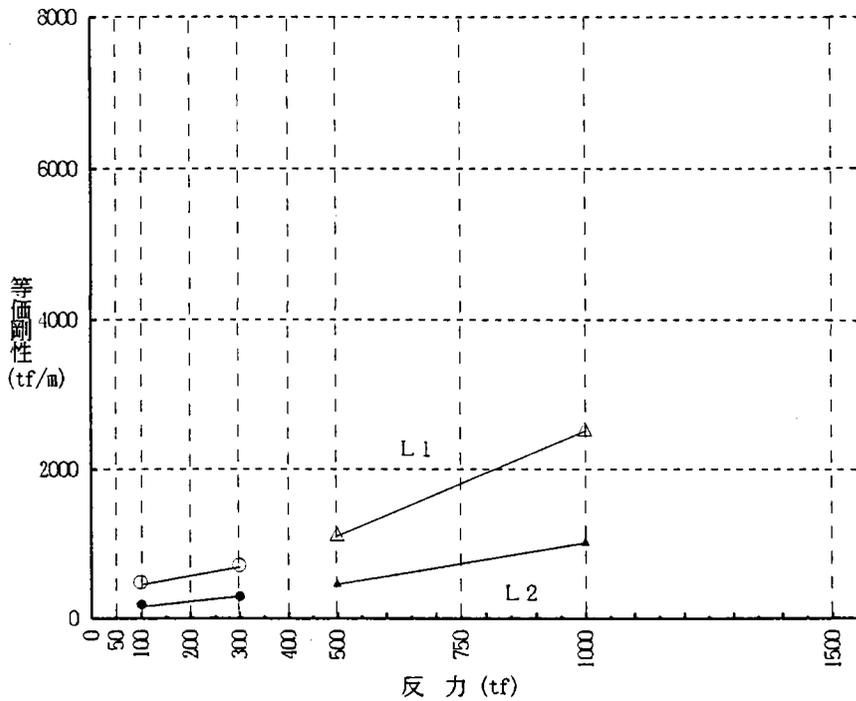


図-3.2.17 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が低い場合

免震装置の等価剛性 ③

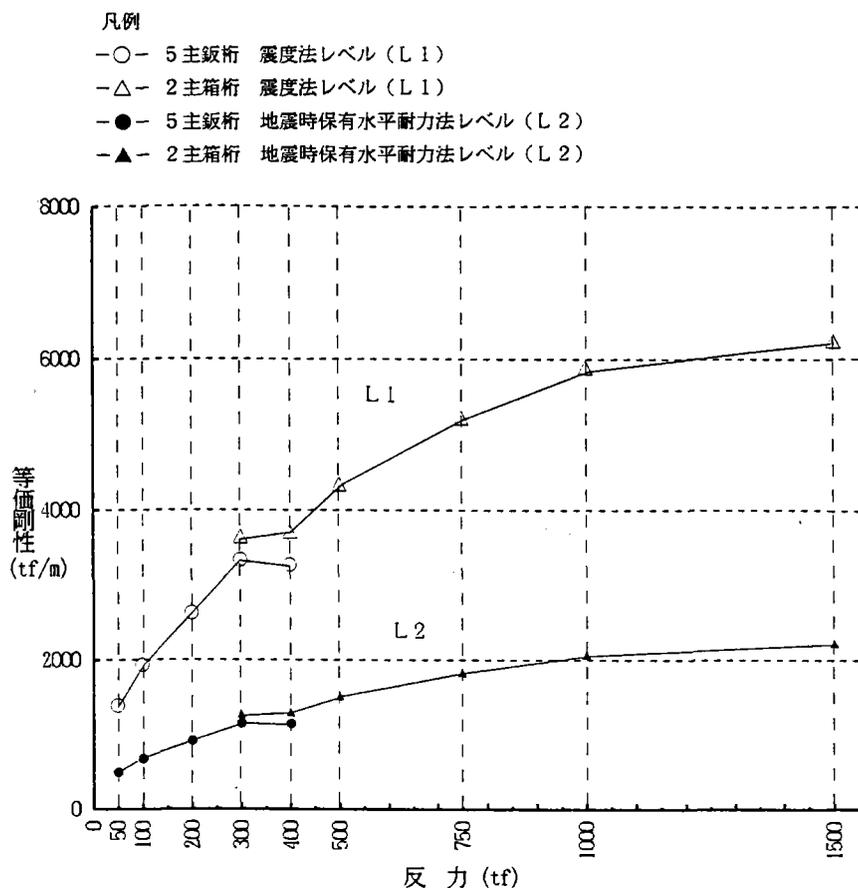


図-3.2.18 5径間-Ⅱ種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

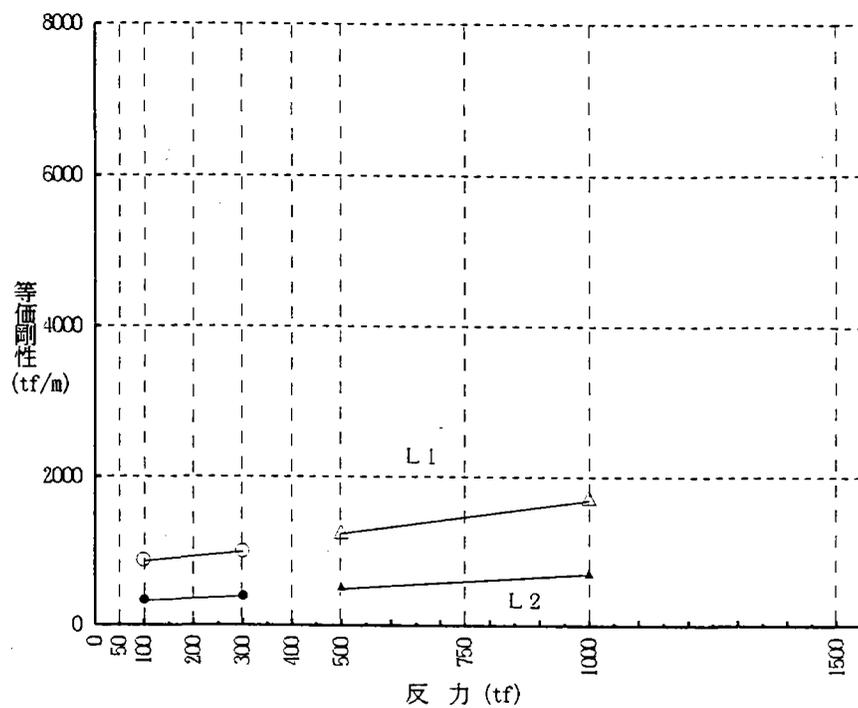


図-3.2.19 10径間-Ⅰ種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

免震装置の設計変位 ①

凡例

- 5主鈹桁 震度法レベル(L1)
- △- 2主箱桁 震度法レベル(L1)
- 5主鈹桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)
- ▲- 2主箱桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)

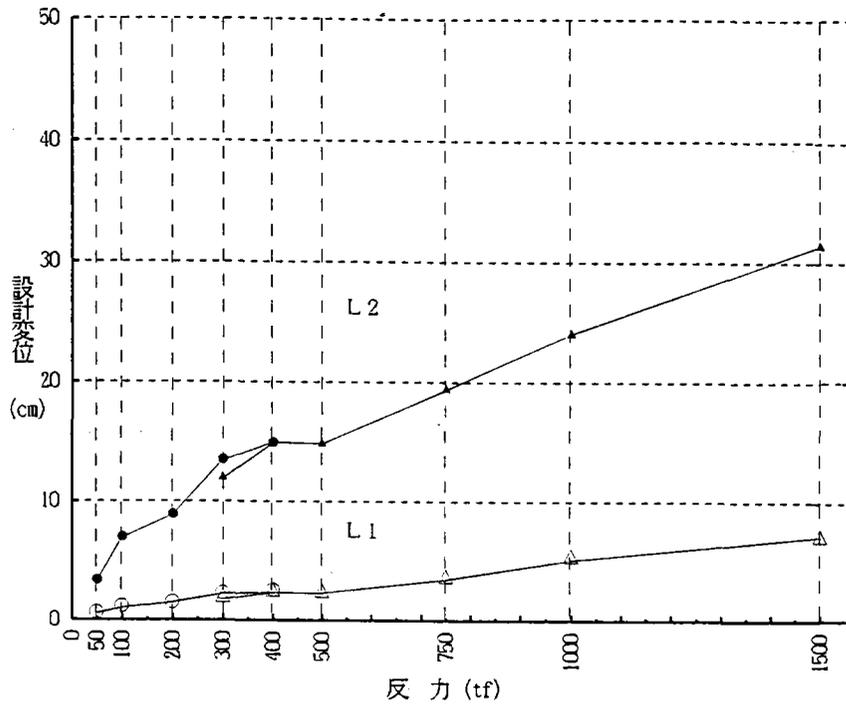


図-3.2.20 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

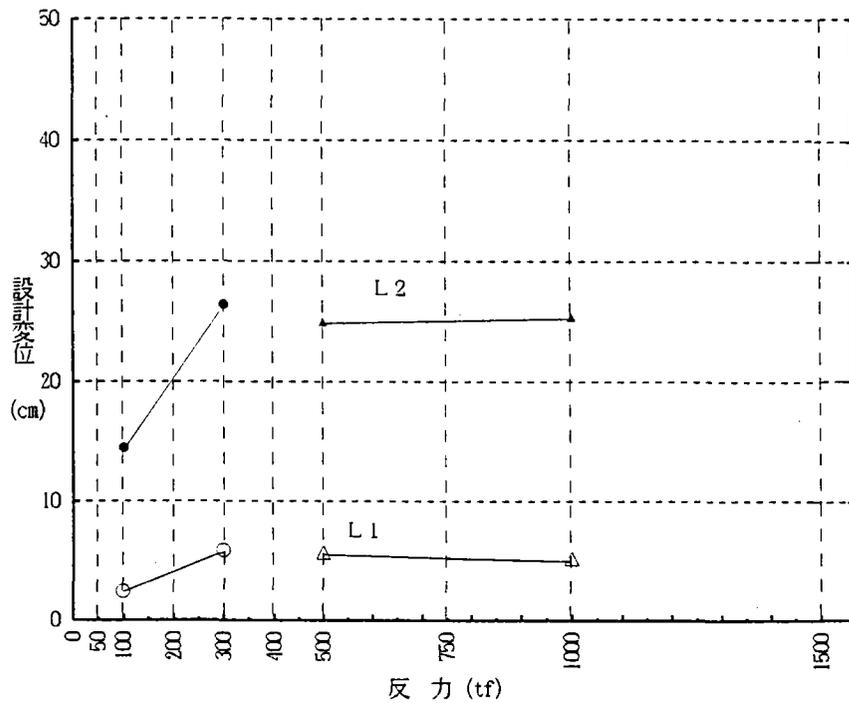


図-3.2.21 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が低い場合

免震装置の設計変位 ②

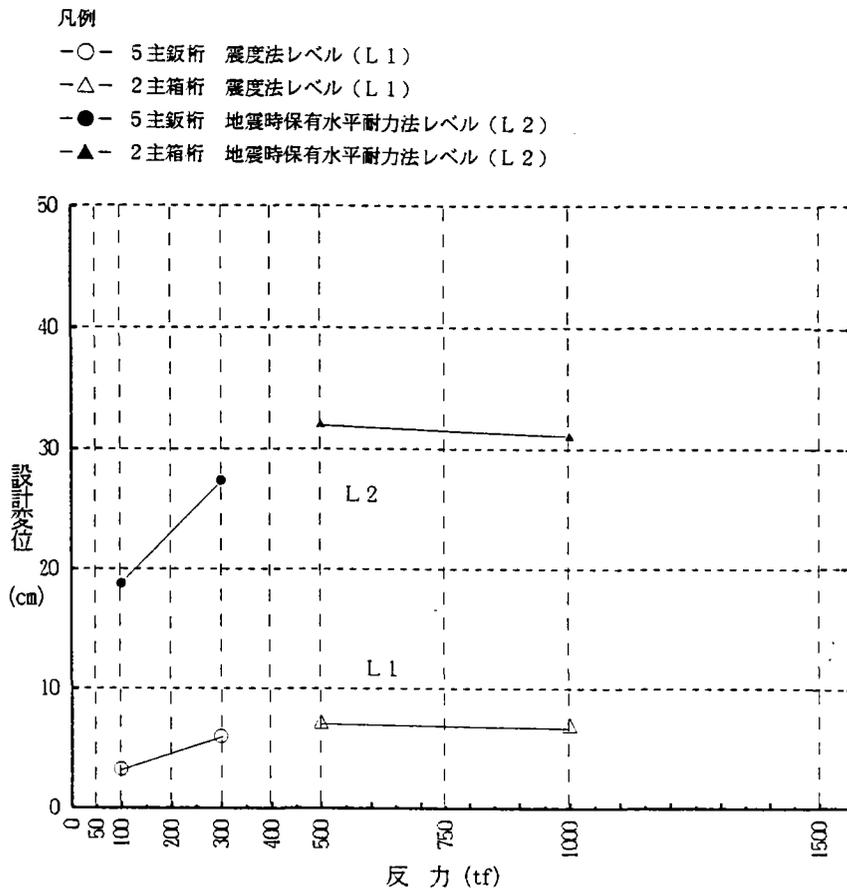


図-3.2.22 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が高い場合

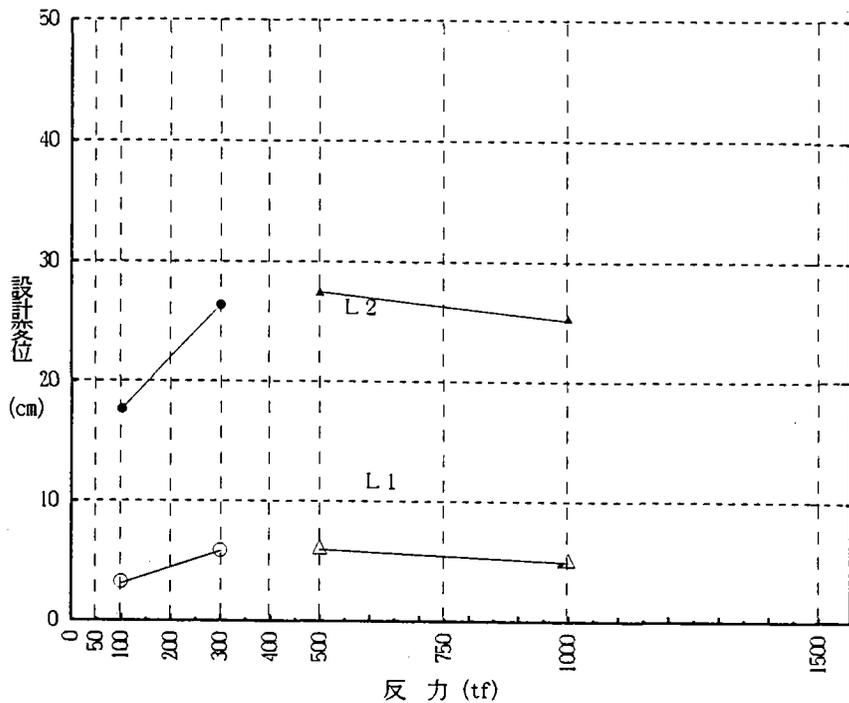


図-3.2.23 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が低い場合

免震装置の設計変位 ③

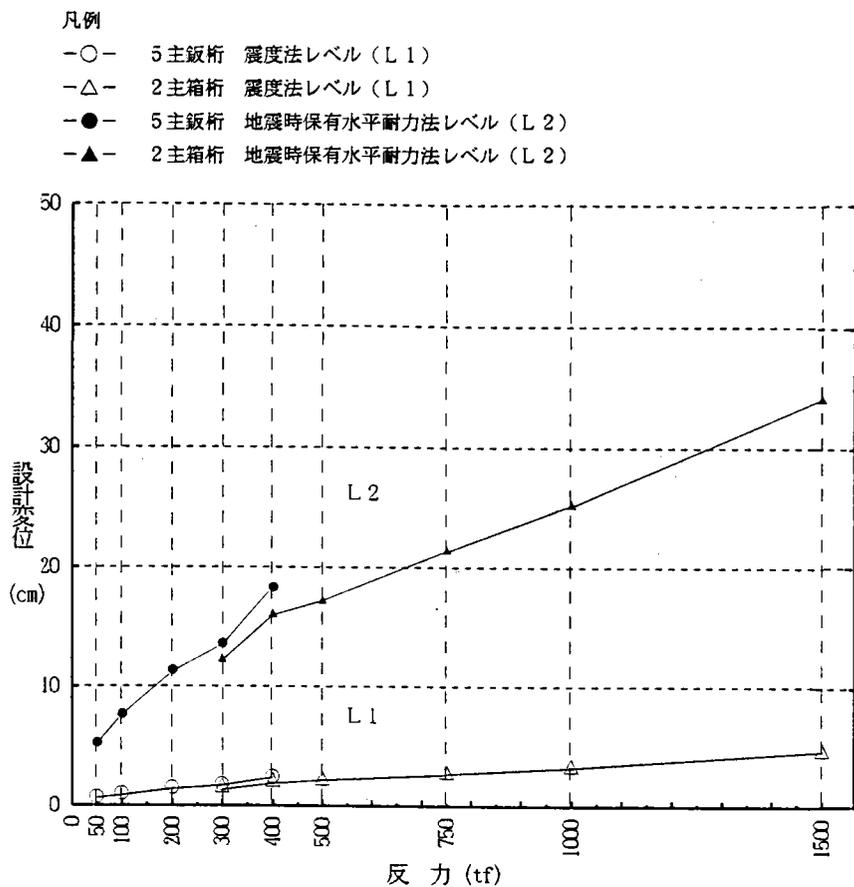


図-3.2.24 5径間-Ⅱ種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

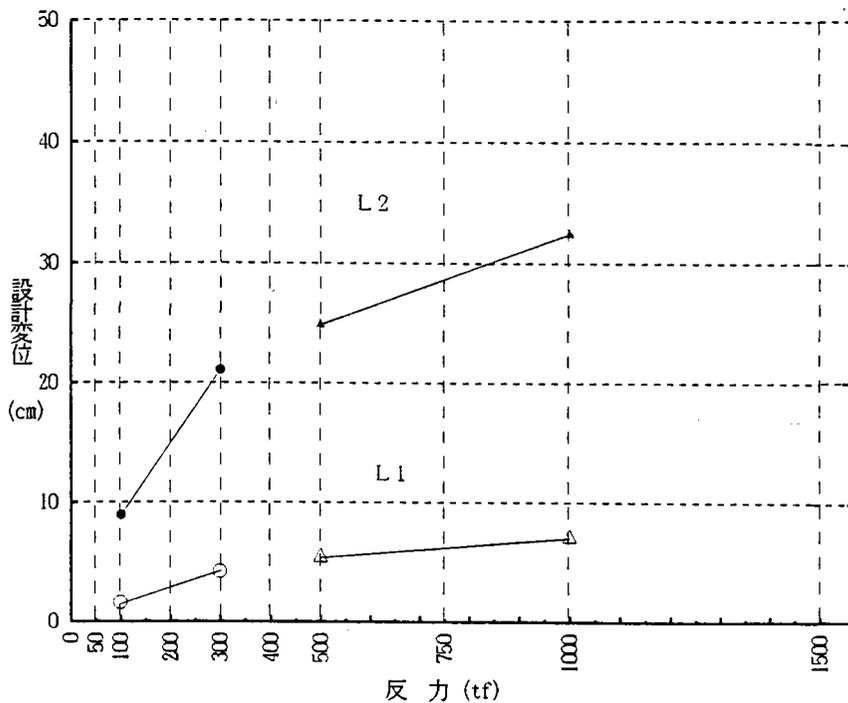


図-3.2.25 10径間-Ⅰ種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

免震装置の等価減衰定数 ①

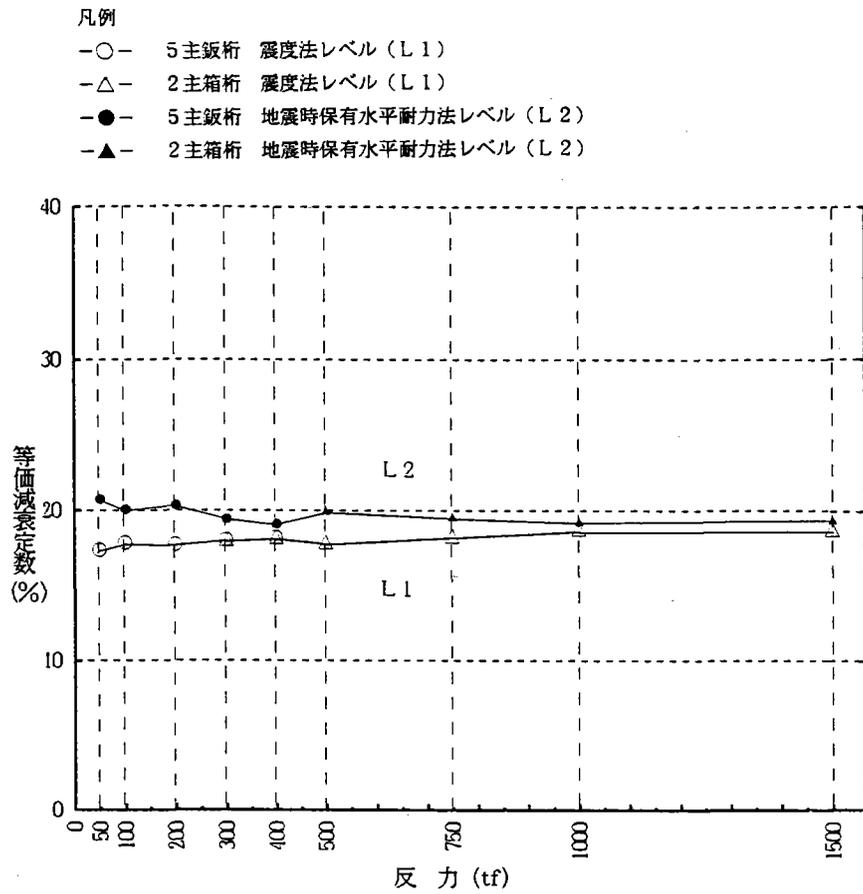


図-3.2.26 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

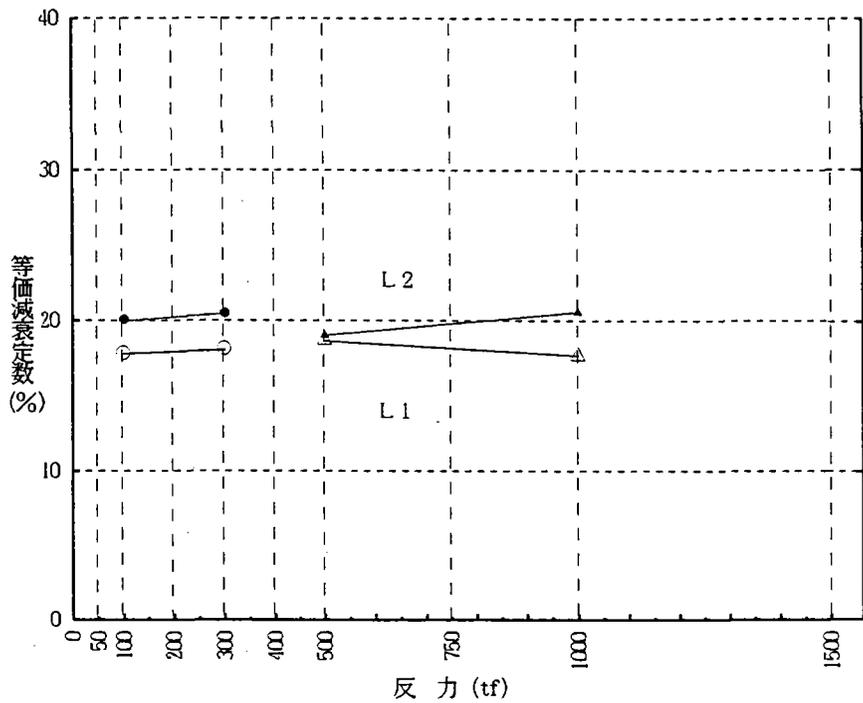


図-3.2.27 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が低い場合

免震装置の等価減衰定数 ②

- 凡例
- 5主桁桁 震度法レベル(L1)
 - △- 2主箱桁 震度法レベル(L1)
 - 5主桁桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)
 - ▲- 2主箱桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)

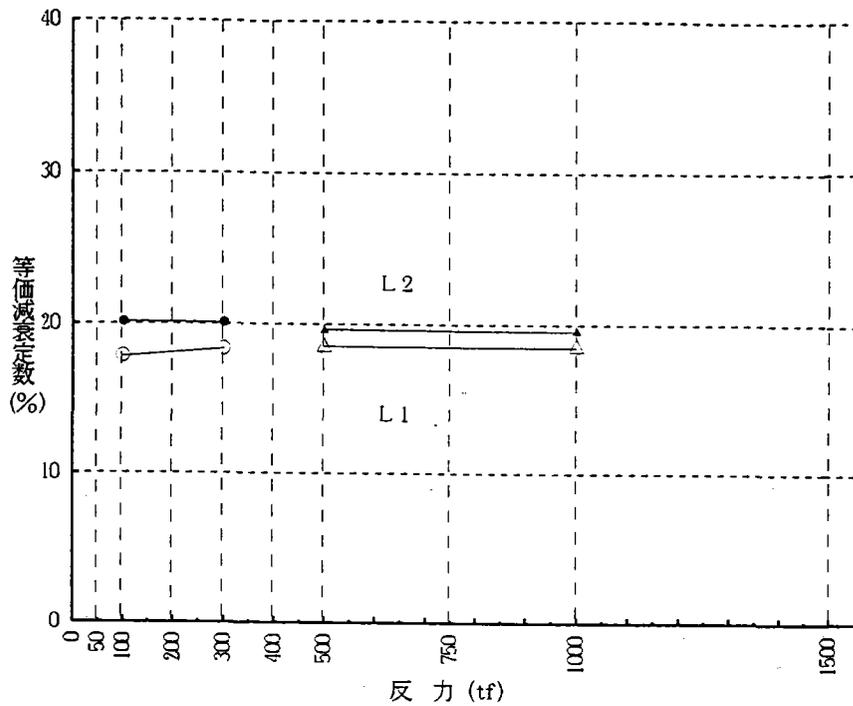


図-3.2.28 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が高い場合

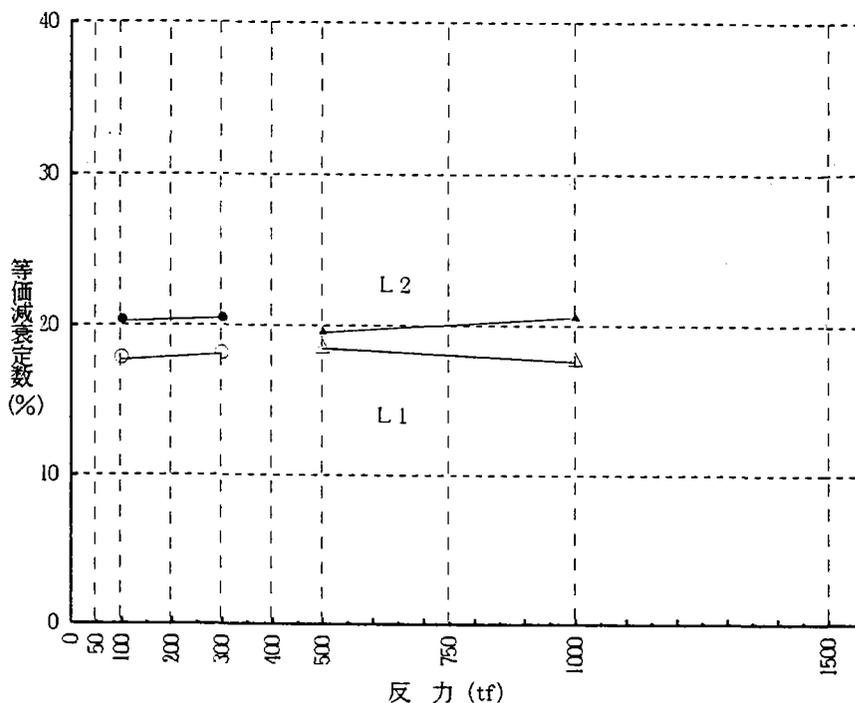


図-3.2.29 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が低い場合

免震装置の等価減衰定数 ③

凡例

- 5主鈹桁 震度法レベル(L1)
- △- 2主箱桁 震度法レベル(L1)
- 5主鈹桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)
- ▲- 2主箱桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)

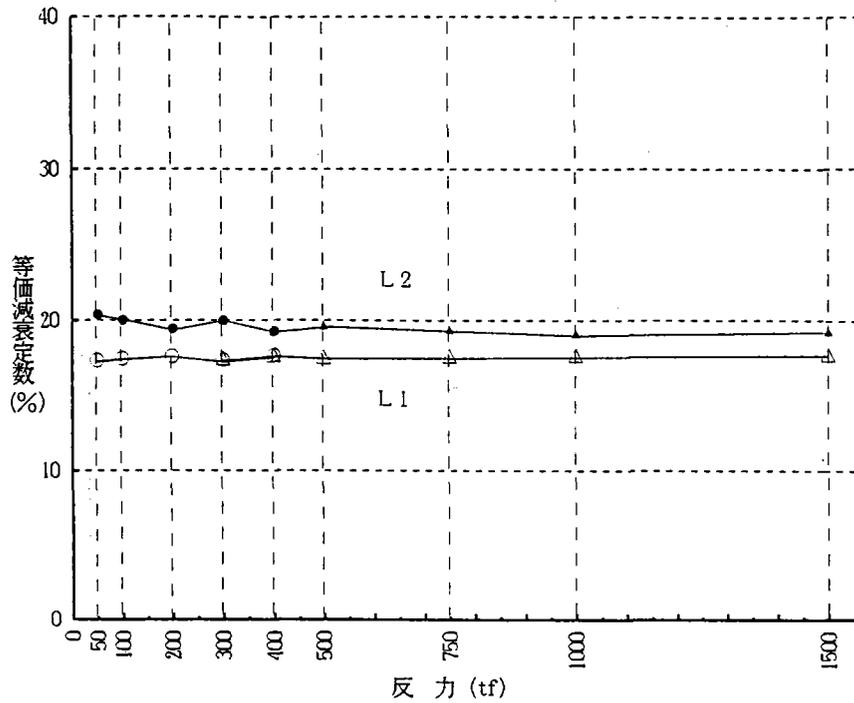


図-3.2.30 5径間-Ⅱ種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

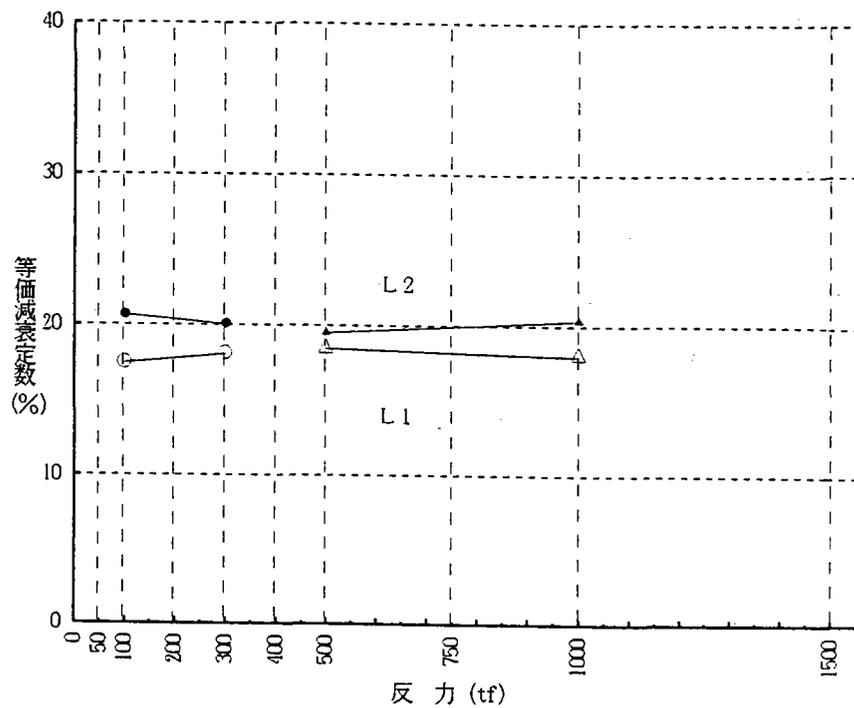


図-3.2.31 10径間-Ⅰ種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

橋の減衰定数 ①

凡例

- 5主鈹桁 震度法レベル(L1)
- △- 2主箱桁 震度法レベル(L1)
- 5主鈹桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)
- ▲- 2主箱桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)

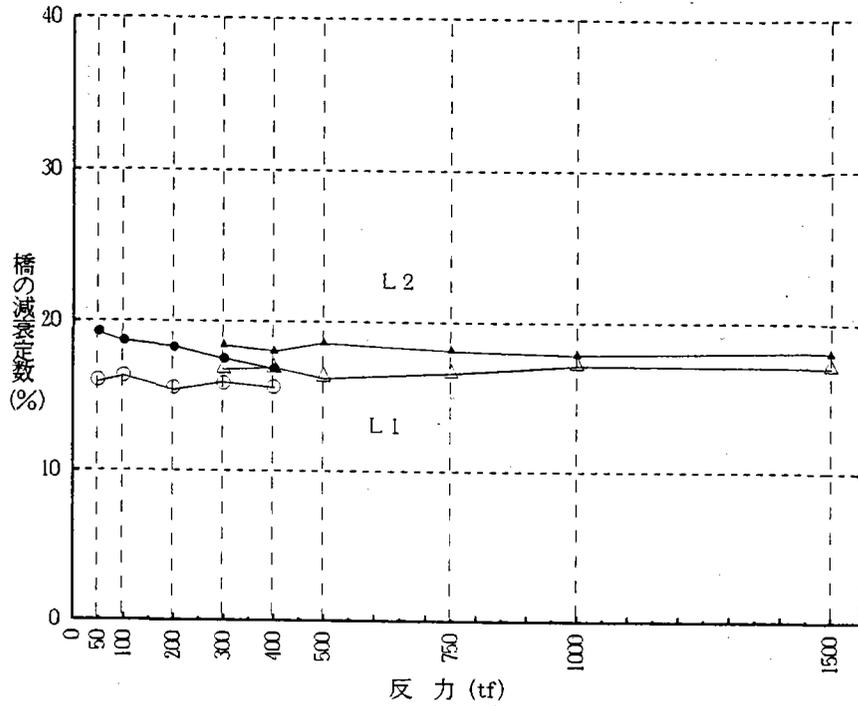


図-3.2.32 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

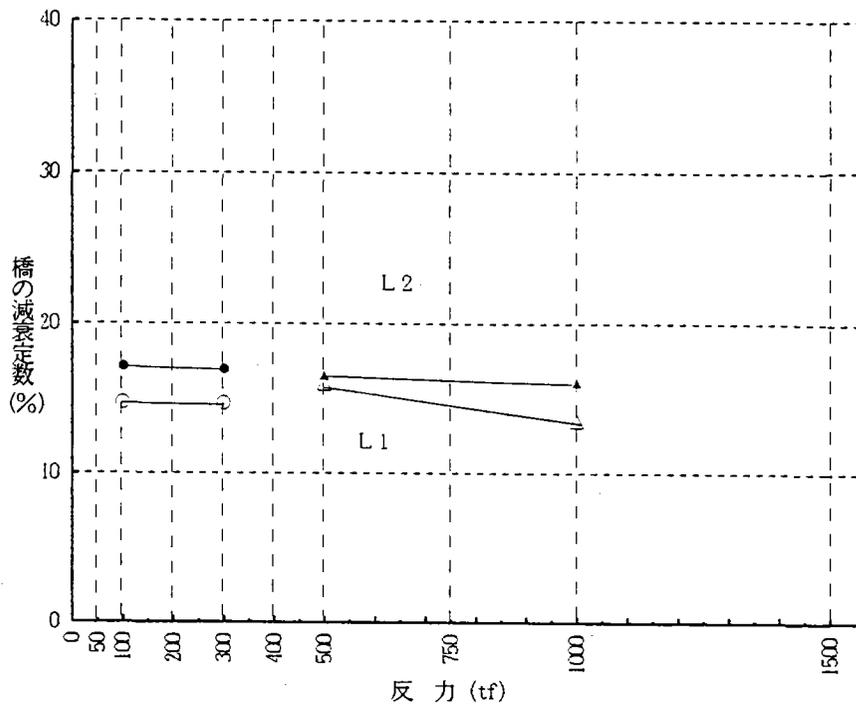


図-3.2.33 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が低い場合

橋の減衰定数 ②

凡例

- 5主級桁 震度法レベル(L1)
- △- 2主箱桁 震度法レベル(L1)
- 5主級桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)
- ▲- 2主箱桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)

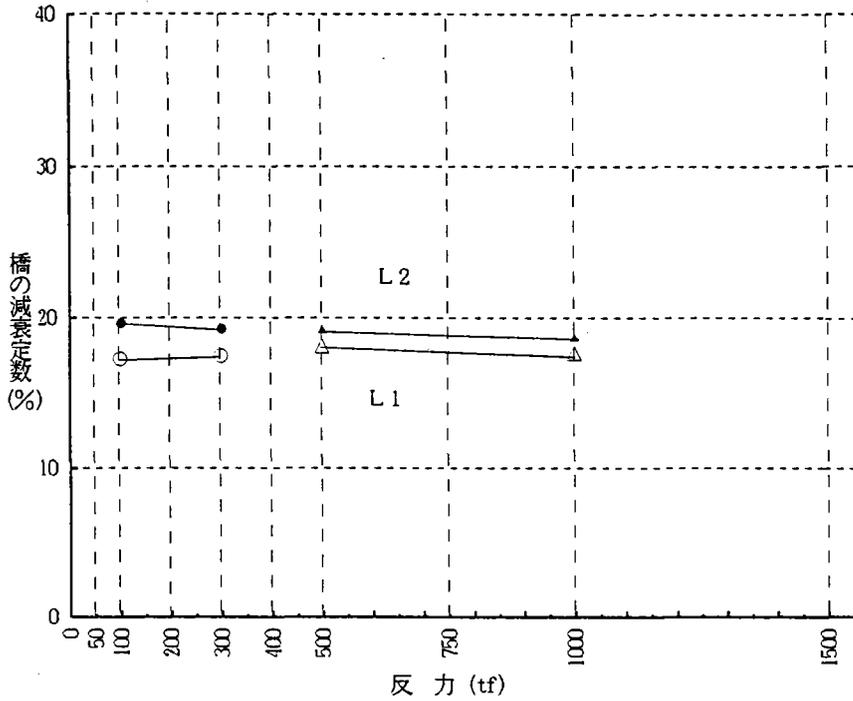


図-3.2.34 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が高い場合

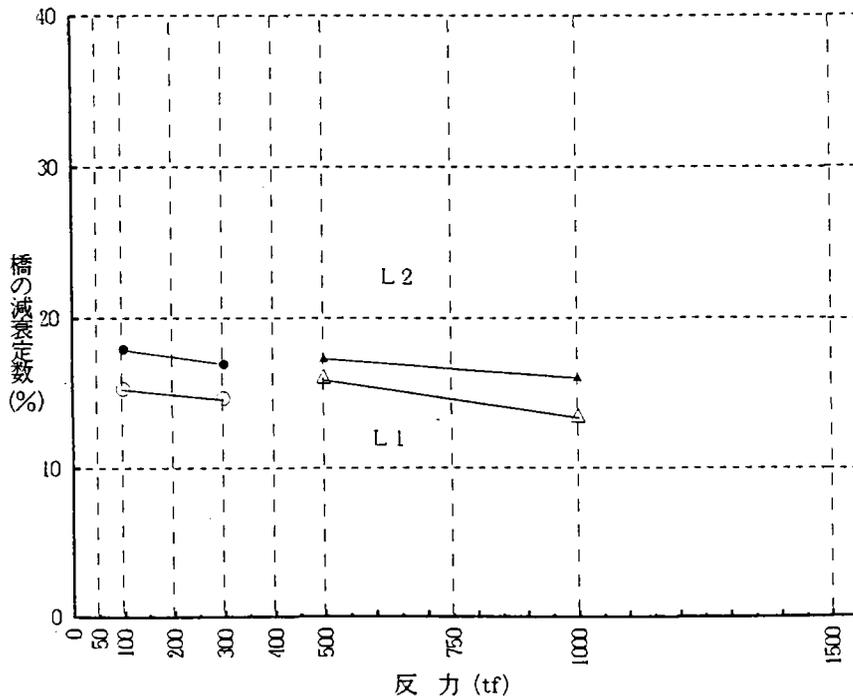


図-3.2.35 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が低い場合

橋の減衰定数 ③

- 凡例
- 5主鈹桁 震度法レベル(L1)
 - △- 2主箱桁 震度法レベル(L1)
 - 5主鈹桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)
 - ▲- 2主箱桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)

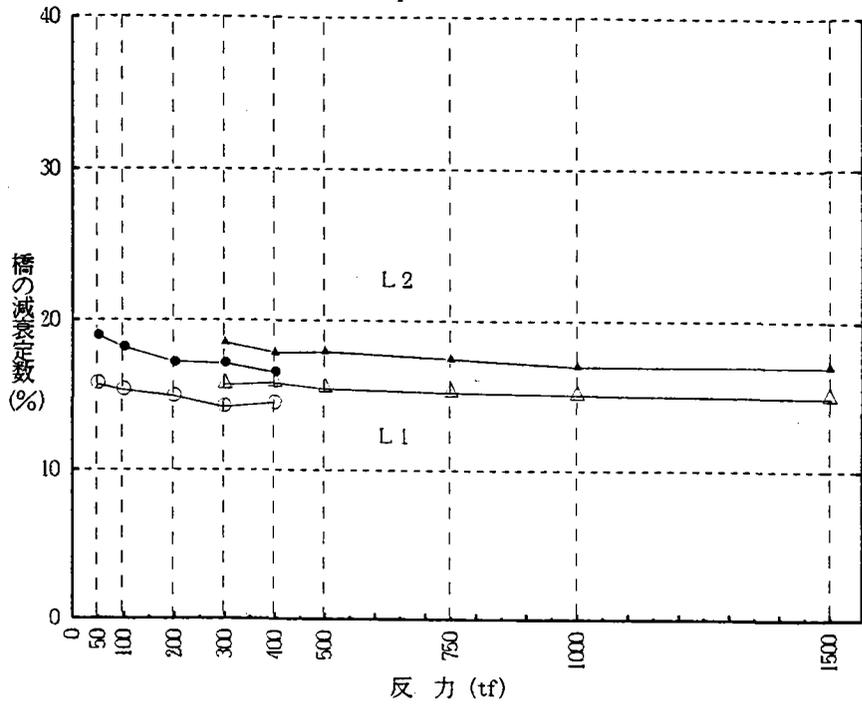


図-3.2.36 5径間-2種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

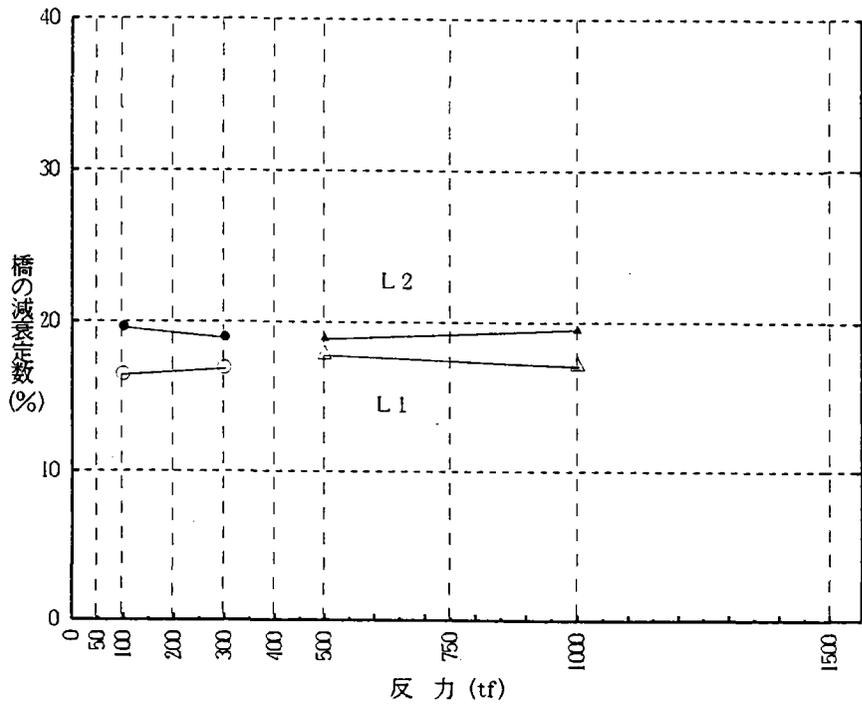


図-3.2.37 10径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

橋の固有周期 ①

凡例

- 5主鈹桁 震度法レベル(L1)
- △- 2主箱桁 震度法レベル(L1)
- 5主鈹桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)
- ▲- 2主箱桁 地震時保有水平耐力法レベル(L2)

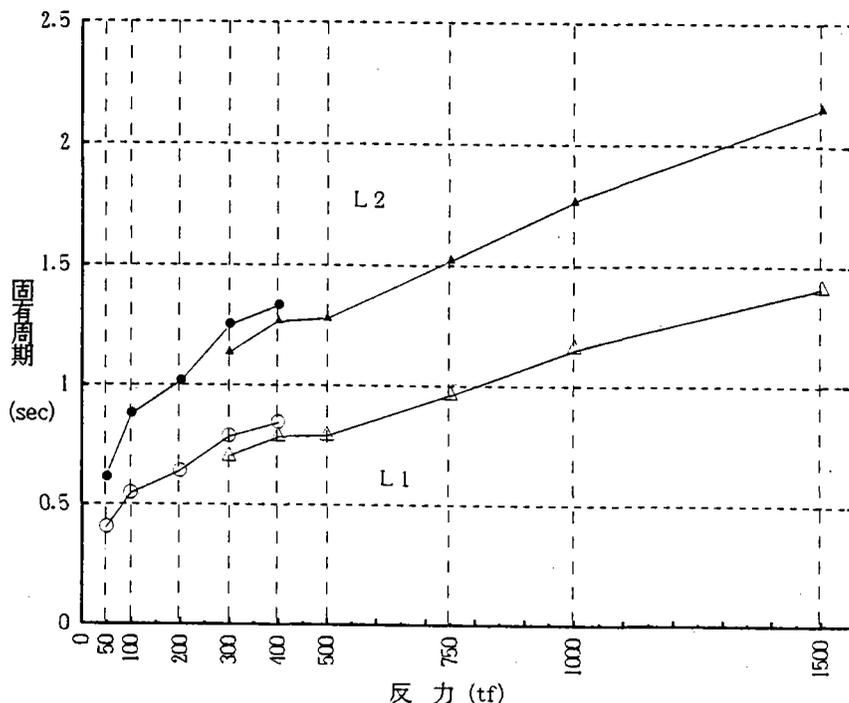


図-3.2.38 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

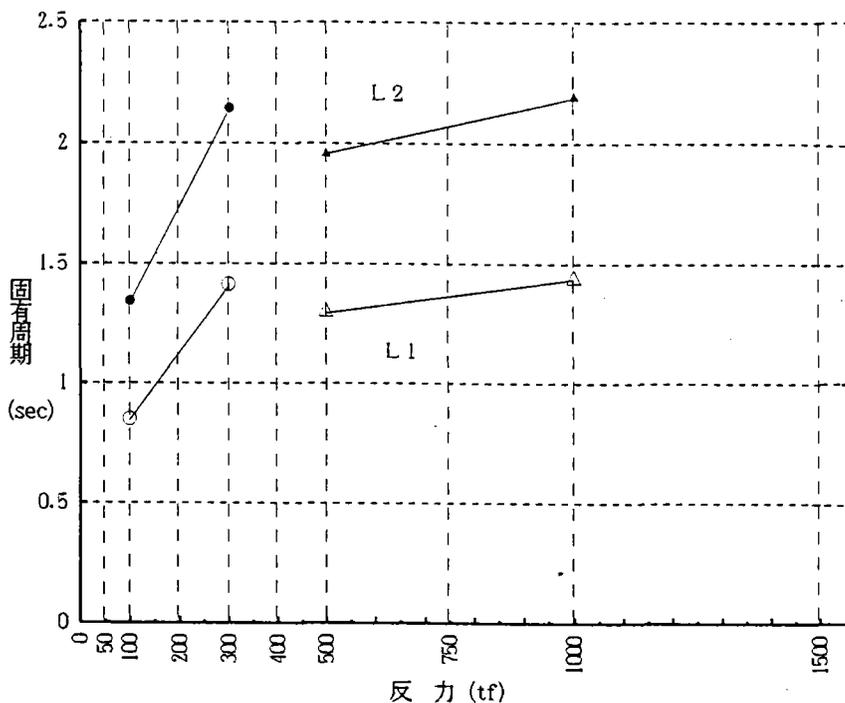


図-3.2.39 5径間-1種地盤-短周期-下部工剛度が低い場合

橋の固有周期 ②

凡例

- 5主鈹桁 震度法レベル (L1)
- △- 2主箱桁 震度法レベル (L1)
- 5主鈹桁 地震時保有水平耐力法レベル (L2)
- ▲- 2主箱桁 地震時保有水平耐力法レベル (L2)

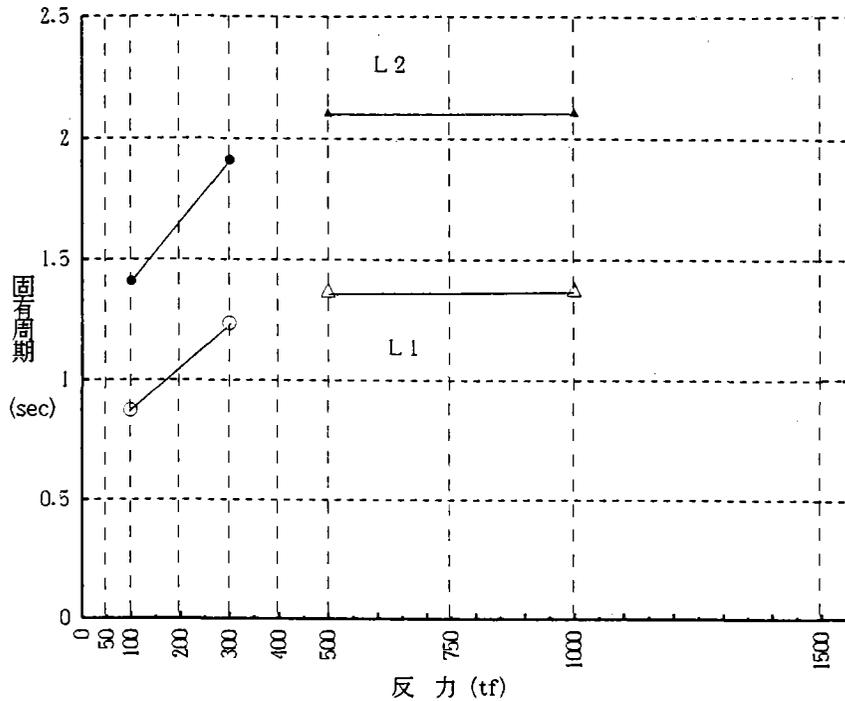


図-3.2.40 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が高い場合

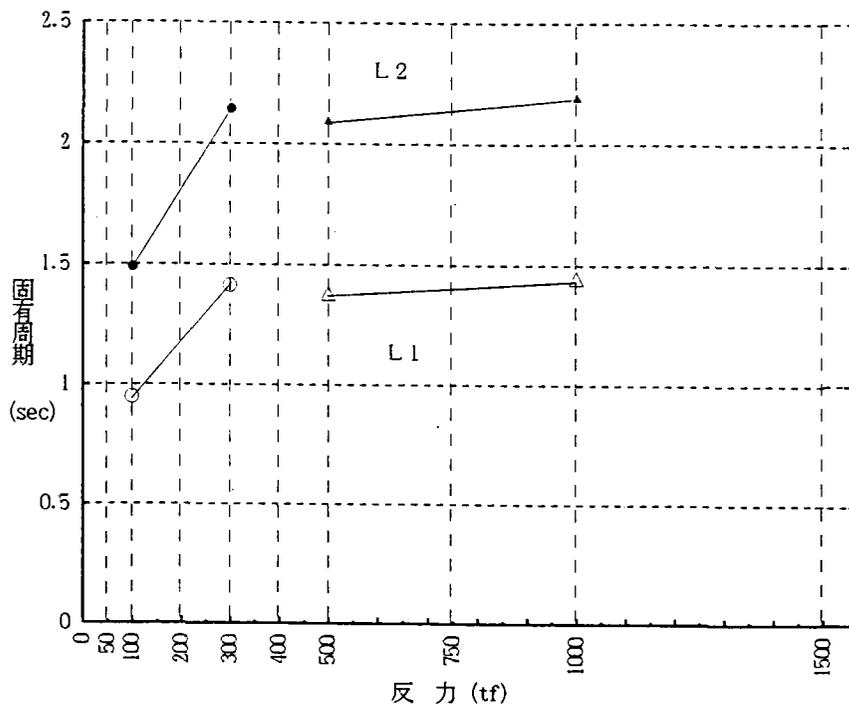


図-3.2.41 5径間-1種地盤-長周期-下部工剛度が低い場合

橋の固有周期 ③

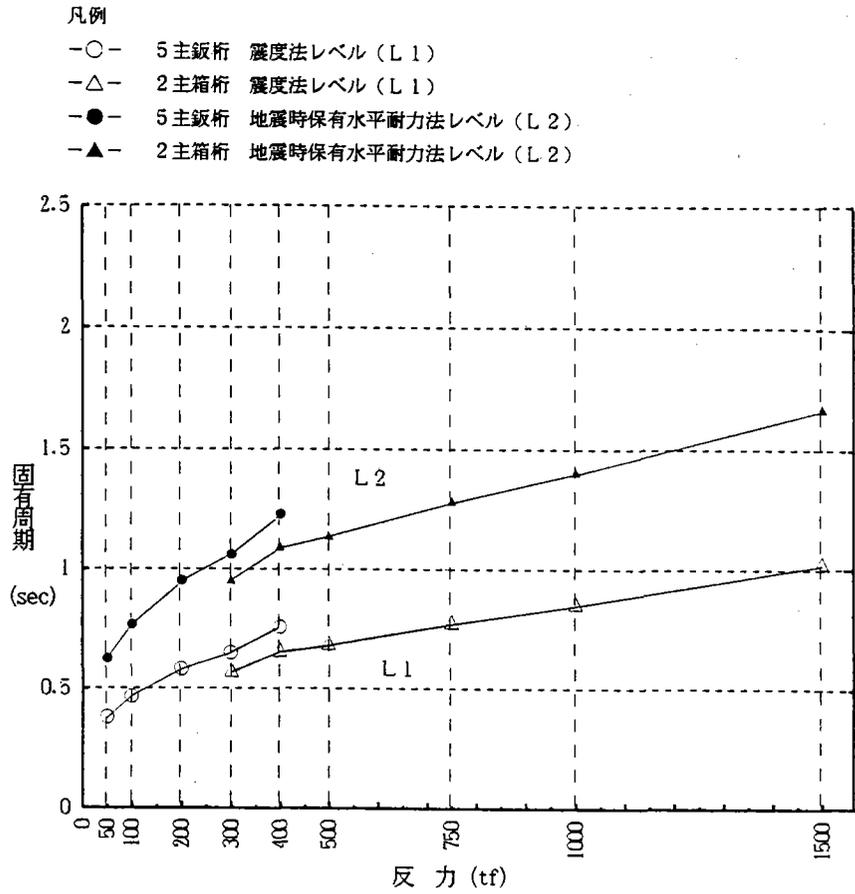


図-3.2.42 5径間-Ⅱ種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

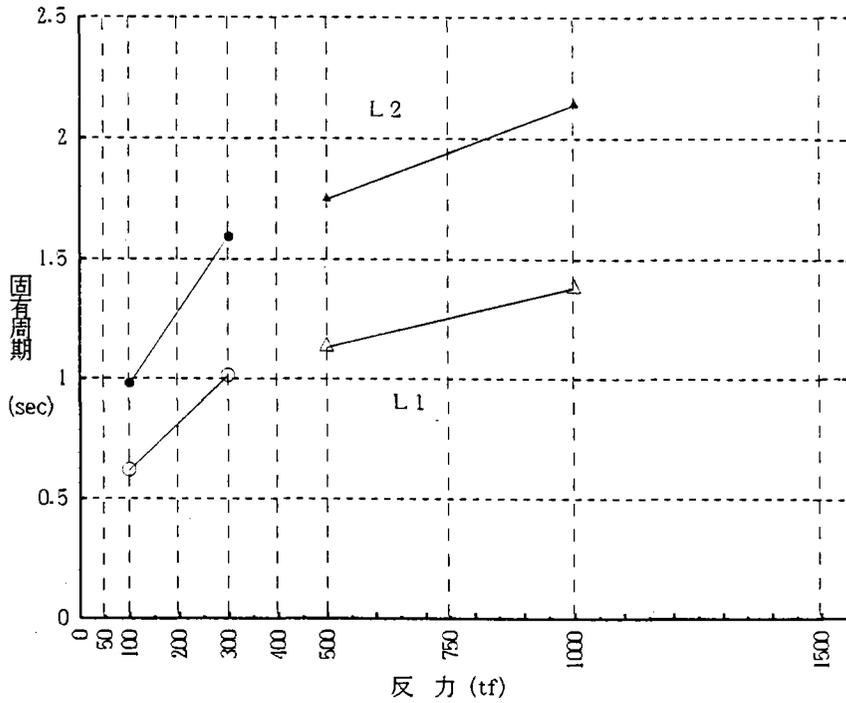


図-3.2.43 10径間-Ⅰ種地盤-短周期-下部工剛度が高い場合

(4) まとめ

免震装置の事例調査に関しては、橋梁用の免震装置は、高減衰積層ゴム支承または鉛プラグ入り積層ゴム支承に限られているのが現状であり、調査においては橋梁だけでなく、建物用の免震装置も含めて調査した。

免震装置の試設計については、あくまで静的解析の結果を示したものである。まず、辺長は今回の試設計では、全反力による支圧応力度ではなく、保有水平耐力時のせん断歪みを抑えるために必要になる面積で決まった。これについては、当報告書中の別のWGの研究報告では、全反力による支圧応力度きまるという結果になっている。これは全反力に対する死荷重の割合、地震時の水平力を受け持つ橋脚の数（割合）等の設計条件の違いによるものと思われる。

総ゴム厚は、常時のせん断歪みで決まったが、下部工の剛性が柔らかい場合は、固有周期を免震装置を用いない場合の2倍以上にするために、ゴム厚を厚くする必要があった。この固有周期を免震装置を用いない場合の2倍以上にするというのは、「免震マニュアル」¹⁾にある規定で、下部工よりも免震装置に地震時の変形が集中し、免震装置が有効に機能するかどうかの目安になる値である。またこの時、支承便覧³⁾の座屈照査規定により、総ゴム厚を1辺長の5分の1以下に抑えると、ほとんど固有周期2倍以上を満足出来なかった。しかし、ゴム厚を厚くすることにより固有周期が長くなり、水平震度が下がって辺長をやや小さく出来た。地盤別に比較してみると、辺長は地震時で決まるので、Ⅱ種地盤の方が大きくなったが、総ゴム厚は常時のせん断歪みで決まるため、ほぼ同じであった。径間数による違いをみると、径間数が多くなると桁の伸縮量（支承の移動量）が大きくなり、総ゴム厚は厚くなったが、辺長は水平震度が下がるためやや小さくなった。

等価剛性については下部工の剛性が低いと、固有周期を2倍にするために、免震装置装置の等価剛性も低くする必要が出てきた。逆に地盤別では、地盤が悪くなるほど等価剛度を高くする必要があった。

また径間数による違いをみると、径間数が多くなると、常時のせん断歪みを抑えるためゴム厚が厚くなり等価剛性は低くなった。

設計変位は等価剛性に反比例し、設計水平震度、上部工重量に比例しこれらのファクターによって決まるが、震度法レベルと保有耐力レベルを比べてみると、5倍程度もうので、桁の遊間を決める時は十分注意する必要があると思われる。

減衰定数については、免震装置の減衰定数は各パラメーターに余り影響されなかったが、下部工が柔らかくなると、免震装置の減衰定数と橋の減衰定数の差が大きくなった。従って、ハイピアや鋼製橋脚の様に剛性の柔らかい下部構造に免震装置を用いても、あまり減衰が出ない可能性がある。ただし、減衰が出ないからといって、必ずしも免震効果がないというわけではない。当報告書中の別のWGの研究では鋼製橋脚を免震システムの一部として採用した場合、十分な効果があると報告されている。

また、今回同等の設計で、設計上減衰定数の無い天然ゴム（NR）と比較したが、装置の大きさは高減衰ゴムの場合とほぼ同じになった。これは、今回試設計に使用した高減衰ゴムが硬さよりも減衰を重視したものであったため、保有耐力レベルで等価剛性がNRより低くなり、減衰効果によって水平震度が下がった分が相殺されたものと思われる。しかし、高減衰ゴムの場合は、減衰効果により水平震度がNRの場合に比べ、保有耐力レ

ベルで3割も下がるので、橋梁全体を見れば、やはり高減衰ゴムの方が有利と思われる。

以上、今回の免震装置の試設計結果の傾向をまとめてみたが、最後に、今まではコスト等の問題もあり、免震橋梁の実績もあまり多くなかったが、昨年の神戸大震災により、橋梁の設計方法も見直され、今後免震橋梁も増える事が予想される。

今回の試設計では、具体的な免震装置の形状および寸法まで提示出来なかったが、橋梁でよく使われる免震装置の一つである高減衰ゴム支承を、50 t fから1500 t fの間まで試設計する事により、主要となるゴムの寸法、および等価剛性等の諸特性値の傾向をつかむ事が出来た。また、地盤種、橋脚剛性、径間数等の種々の条件を変えて比較試設計する事により、それらの影響について、寸法や特性値がどのように変わるかなども、ある程度把握することが出来た。

ただし、今回の試設計の結果は、最初にも述べたように、あくまで静的解析の範囲のものである。また、今まで製造各社で異なっていた高減衰ゴムの特性も、現在統一されつつあり、更に一昨年発生した阪神大震災により、道路橋示方書²⁾も改訂された。

今回の試設計データをより有意義なものにするには、動的解析による照査、ゴムの特性値を変更した場合の照査、新しい道路橋示方書に沿った設計方法による照査、などが必要と思う。

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12月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編 1990年 2月
- 3) 日本道路協会：道路橋支承便覧 1991年 7月
- 4) 日本免震構造協会：やさしい免震構造の設計 1994年 8月

3. 3 多径間連続橋の免震化WGの研究成果

多径間連続橋は、単純桁構造に比べて、ジョイントがなくなり支承線が半減するため、走行性が向上し、維持管理が軽減され、橋脚天端幅が減少する等のメリットがある。したがって、今後増加する橋梁形式の1つであると考えられる。

多径間連続橋の免震化については、建設省の「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」にも扱われているが、橋長が長くなるほど、平面曲線や橋脚高さの違いなどの要因が加わり、複雑な地震時挙動をすると考えられる。そこでこのような橋の地震時挙動を研究し、免震化の特徴と問題の有無を把握し、鋼桁および鋼橋脚の優位性を探った。

研究内容は、次のとおりである。

(1) 文献収集

「免震」に関する文献として、どのようなものがあるかを把握するために、既往の文献を収集する。メンバー各人が収集した文献のリストを、一カ所に集めて統合し、メンバーに配布する。文献コピーそのものは、収集した本人の手元にあり、依頼に応じてコピーを提供するシステムとした。

(2) 「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」に基づく勉強

メンバー各自の分担を決め、輪講形式で、解説およびディスカッションを行った。また、マニュアルの設計法に従って、直線橋で橋脚高さが等しい場合の基本モデルについて、下表のケースの試設計を行った。

表-3. 3. 1 直線橋基本モデルの試設計ケース

	コンクリート橋		鋼橋		備考
	1径間	多径間	1径間	多径間	
A. 下部構造の剛性が高い	A 1 C	A 2 C	A 1 S	A 2 S	・ I種地盤 ・ コンクリート橋脚 ・ 低橋脚
B. 下部構造の剛性が中位	B 1 C	B 2 C	B 1 S	B 2 S	・ I種地盤 ・ 鋼橋脚 ・ 高橋脚
C. 下部構造の剛性が低い	C 1 C	C 2 C	C 1 S	C 2 S	・ III種地盤 ・ 鋼橋脚 ・ 高橋脚

注) 多径間モデル：鋼橋の場合；50m×10径間=500m
コンクリート橋の場合；25m×20径間=500m

(3) 曲線を含む多径間連続橋の免震化の研究

3つのテーマを設定して、チームを編成し、研究を実施した。研究成果をワーキングの場で議論を行った。

A. 曲線橋の免震化の特徴と問題点の検討

B. 橋脚高さが変化する免震橋（直線橋）の特徴と問題点の検討

C. 鋼製橋脚を免震システムの一部とする方法の特徴と問題点の検討

「高さの等しい橋脚を有する直橋」の免震設計上の問題は特にないと考えられるため、上記の「A：曲線」「B：橋脚高さが変化する」のテーマを設定した。これらについては既に「道路橋の免震設計法マニュアル」の資料編に検討結果が載っているが、条件や結果の詳細が不明であったり、本WGの研究でねらう条件が不足していたりするため、独自に研究を行うこととした。

また、一般に地盤および下部構造が柔らかい場合は免震化が不相当と考えられているが、鋼製橋脚の剛性の低さが長周期化に役立つことに着目し、「免震システム」の一部として設計することが可能かどうか検討する目的で、Cを設定した。

(4) まとめ・報告書作成

研究成果をまとめ、報告書を作成する。

多径間連続橋の免震化WGでは下表のスケジュールで、研究を実施した。

表-3.3.1 多径間連続橋WG研究スケジュール

		H5年	H6年	H7年	H8年
1. 文献収集		====			
2. 「マニュアル」 の勉強	学習・討論	=====			
	試算検討		=====		
3. 多径間連続橋の免震化の研究			=====	=====	
4. まとめ・報告書作成					=====

3. 3. 1 文献調査

「多径間連続化」および「免震化」に関する文献として、現在どのようなものがあるかを把握するために、文献を収集した。その方法と結果の概要を以下に示す。

(1) 調査方法

データベース化しやすくかつメンバー全員が利用できるツールとしてLOTUSを選び、メンバー各人が、あらかじめ設定したワークシートに合わせて、収集した文献のリストをデータ化した。これを一カ所に集めて統合し、重複データを削除して、メンバーに配布した。このデータは、メンバー各人の都合の良いDBMSツールで利用できる。

文献コピーそのものは、収集した本人の手元にあり、依頼に応じてコピーを提供するシステムとした。

対象文献を的確に絞ることが、現時点ではできないため、各人の可能な範囲で収集することとした。

データ項目は、下記の通りとした。

- ①著者1, 著者2, 3人以上の著者の有無
- ②論文名
- ③雑誌名(書名), 巻and/or号, 掲載ページ, 発行所, 発行年
- ④キーワード1~4
- ⑤文献収集者名

(2) 調査結果の概要

収集した文献の概要は下記の通りである。

(a)データ件数: 約300件

(b)文献発行年: 1967年, 1971年, 1976~1980年, 1982~1993年

(c)雑誌等名称: 下記の他、外国文献18件

- ①雑誌・学会誌・協会誌等
 - ・RRR
 - ・Travaux
 - ・コンクリート工学
 - ・プレストレスコンクリート
 - ・基礎工
 - ・橋梁
 - ・橋梁と基礎
 - ・建設の機械化
 - ・建築雑誌
 - ・建築防災
 - ・公害と対策
 - ・高速道路と自動車
 - ・材料とプロセス

- ・生産研究
- ・騒音制御
- ・電力土木
- ・土と基礎
- ・土木学会誌
- ・土木技術
- ・土木技術資料
- ・土木施工
- ・日本ファジィ学会誌
- ・農業土木学会誌
- ・品質管理

②発表・論文集等

- ・海岸工学講演論文集
- ・海洋開発論文集
- ・機械力学・計測制御講演論文集
- ・土木学会年次学術講演会講演概要集
- ・土木学会論文集
- ・土木研究所講演会講演集
- ・日本地震工学シンポジウム講演集
- ・日本道路会議論文集
- ・北海道開発局技術研究発表会講演概要集

③基準等

- ・道路橋の免震設計法ガイドライン
- ・免震構造設計指針

④会社等技報

- ・鋼構造物設計資料
- ・鹿島建設技術研究所年報
- ・川田技報
- ・日本道路公団 技術情報
- ・本四技報
- ・建設技報

⑤報告書等

- ・建設省技術研究会報告
- ・土木研究所資料
- ・道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書

⑥単行本

- ・構造物の免震・防震・制震

(d)収集文献リスト

多径間連続化のWGによる収集文献リストを次ページ以降に示す。

免震・耐震に関する収集文献リスト [1/7]

著者1	著者2	他	論文名	雑誌名(書名)	巻号	ページ	発行所	発行年	キーワード	キーワード	キーワード	キーワード	提供者
				建設省 道路橋の免震設計法マニュアル(案)			財団法人土木研究センター						大丸
				免震構造設計指針			日本建築学会	1989.09	免震				大丸
				道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その2)			日本建築学会	1991.07	免震				大丸
			PC多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書				(社)プレストレストコンクリート建設業協会	1988.05	多径間				大丸
			PC多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書昭和63年5月				(社)プレストレストコンクリート建設業協会	1988.05	多径間				大丸
			ダンパーを用いた多径間連続高架橋とその耐震性について	建設技術研究会報告(直技)		364-		1979.10	多径間				大丸
			ニュース	土木学会誌	77-1	32-		1992.01	免震				大丸
			ニュース	土木学会誌	78-3	26-		1993.03	免震				大丸
			橋の連続化・継ぎ目のない橋を目指して・	土木技術資料	34-8	12-		1992.08	多径間				大丸
			局所的非線形性を有する多径間連続高架橋の地震応答解析	土木学会論文集		29-		1983.10	多径間				大丸
			局所的非線形要素を有する多径間連続高架橋の地震応答解析	橋梁と基礎	17			1983.06	多径間				大丸
			高速葛飾川口線における多径間連続高架橋	橋梁と基礎	21			1987.12	多径間				大丸
			深い杭基礎を有する多径間連続高架橋の地震応答解析	土木学会論文集		1-		1983.04	多径間				大丸
			多径間連続RC床版橋の施工について	日本道路公団 技術情報		41-		1985.07	多径間				大丸
			多径間連続橋の地震時挙動についての研究(英文)	土木学会論文集		107-		1977.09	多径間				大丸
			多径間連続桁橋の振動問題の近似解析	年次学術講演会講演概要集第1部	22	147-		1967.05	多径間				大丸
			多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考慮	土木学会論文集		65-		1983.03	多径間				大丸
			多径間連続高架橋	橋梁と基礎	22			1988.12	多径間				大丸
			多径間連続高架橋に関する調査研究報告書(その3)(日本道路公団委託)				高速道路調査会	1978.02	多径間				大丸
			多径間連続高架橋に関する調査研究報告書(その3)(日本道路公団委託)昭和53年2月				高速道路調査会						大丸
			多径間連続高架橋に関する調査報告書(その2)(日本道路公団委託)昭和52年2月				高速道路調査会	1977.02	多径間				大丸
			多径間連続高架橋に関する調査報告書(その3)(日本道路公団委託)昭和53年2月				高速道路調査会	1978.02	多径間				大丸
			多径間連続高架橋に関する調査報告書(日本道路公団委託)昭和51年2月				高速道路調査会	1976.02	多径間				大丸
			多径間連続高架橋の温度変化時の挙動測定	橋梁と基礎	19			1985.12	多径間				大丸
			多径間連続高架橋の研究	橋梁と基礎	12	33-		1978.02	多径間				大丸
			多径間連続高架橋の地震応答解析	橋梁と基礎	17			1983.10	多径間				大丸
			多径間連続充腹式鉄筋コンクリートアーチ橋の設計	橋梁と基礎	20			1986.02	多径間				大丸
			地震に対して振動の少ない橋をつくる	土木技術資料	31-12	4-		1989.12	免震				大丸
			地盤・基礎・上部構造物の連成における多径間連続桁橋の耐震解析	土木学会論文集	1-2	77-		1984.10	多径間				大丸
			特集免震技術	土木技術	8			1993.08	免震	設計	施工	実験	榎土
			変位制御ダンパーを有する多径間連続高架橋の最適耐震設計	土木学会論文集		51-		1984.01	多径間				大丸
			報告 多径間連続ラーメン橋に関する研究報告	プレストレストコンクリート 第6号	30	54-		1988.11	多径間				大丸
			報文 免震設計の適用性の検討	土木技術資料	35-1	47-		1993.01	多径間				大丸
			防振・免震、モーダル解析	公害と対策	23-14	67-		1987.12	免震				大丸
			道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その1)		44	1-289		1990.03	免震	技術開			松野
			道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その2)		60	1-875		1991.07	免震	技術開			松野
AMIR-MAZAHERID			橋梁の耐震設計技術 現状と今後の傾向	Travaux	676	103-108		1992	橋	耐震設計	災害調査	液状化	岩塚
Albert Parducci		他	SEISMIC ISOLATION OF BRIDGES IN ITALY	BULLETIN OF THE NEW ZEALAND NATIONAL SOCIETY FOR EARTHQUAKE ENGINEERING, VOL25, N 0.3 7.1992									田中
Anderson, J.C.			A Slip Surface Isolation System for Multistory Buildings	Earthquake Spectra	6-2	353-	EERI	1990.05	免震				長嶋

免震・耐震に関する収集文献リスト [2 / 7]

BUCKLE I G	MAYES R L		エネルギー消費機構による橋梁の耐震補強	Pros 4th US Natl Conf Earthquark Eng	3	305- 314		1990	橋	耐震補 強	弾性支 点	耐震解 析	岩塚
Buckle, I. G.	Mayes, R. L.		Seismic Isolation:History, Application, and Performance-A World View	Earthquake Spectra	6-2	161-	EERI	1990.05	免震				長嶋
CAPITANIO S			南R a n g i t i k e i 橋 ニューゼalandにおける目立つP C 鉄道橋	Ind Ital Cem	61-658	550-		1991	鉄道橋	P C 構	耐震設	保全費	岩塚
DERHAM C J	THOMAS A G	1	防震用非線形天然ゴムベアリング	Nucl Eng Des	84-3	417-		1985.03	耐震構	防震装	ゴムば	地震応	佐々木
Fan, F.G.	Ahmadi, G.		Random Response Analysis of Frictional Base Isolation System	Jour. of Eng. Mech.	116	9-	ASCE	1990.09	免震	摩擦型	解析		長嶋
Filiatrault, A	Cherry. Sheldon	他	The Influence of Mexico City Soils on the Seismic Performance of Friction Damped and Base Isolated Structures	Earthquake Spectra	6-2	335- 352	EERI	1990.05	免震				長嶋
GATES J H			カリフォルニアにおける橋梁の地震被害と改良	Seism Des Constr Complex Civ Eng		79-92		1988	改良保 全	災害調 査	耐震補 強	破壊	岩塚
GIGLI R	SEMERARO L		P. T. F. E. 陸橋のベアリングの横力応答能力の最適化	C o s t r M e t	43-2	104-		1991	水平荷	耐震性	信頼性	弾塑性	岩塚
Griffith, M. C.	Aiken, I. D.	他	Comparison of Earthquake Simulator Test Results with the SEAONC Tentative Seismic Isolation Design Requirements	Earthquake Spectra	6-2	403- 418	EERI	1990.05	免震				長嶋
KAWASHIMA K			建設省土木研究所地震工学部における最近の主な出版物	土木研究所資料	3-35	432-		1991	地震応 答	地震加 速度	耐震構 造	耐震設 計	佐々木
KELLY T	BUCKLE I		橋梁の免震のための鉛充填ゴム弾性支承における設計指針	Publ Am Concr Inst	2-SP94	551-		1986	ゴム構	耐震構	免震装	免震構	佐々木
Kelly, J. M.			Base Isolation:Linear Theory and Design	Earthquake Spectra	6-2	223-	EERI	1990.05	免震				長嶋
Kuntz, R. J.			Earthquake Hazard Mitigation:The Need for Human Resources Development and Research	Earthquake Spectra	6-2	265- 276	EERI	1990.05	免震				長嶋
MAYES R L	KELLY T E	他	地震の影響を受けやすい支承を鉛充填ゴム質支承で改善する	Publ Am Concr Inst	SP94-1	49-69		1986	橋梁支 承	プラス チック	設備更 新	免震構 造	岩塚
MAYES R L	BUCKLE I G	1	免震 プレキャストコンクリート工業の地震問題への一解法	P C I J	33- 3	24-57		1988	免震構	耐震設	免震装	弾性支	佐々木
MAYES R L	GLOYD S	他	有料道路橋の耐震挙動改善	Transp Res Rec	1290-2	127-		1991	道路橋	耐震設	地震荷		岩塚
Mayes, R. L.	Jones, L. R.	他	Impediments to the Implementation of Seismic Isolation	Earthquake Spectra	6-2	283-	EERI	1990.05	免震				長嶋
Mayes, R. L.	Jones, L. R	他	The Economics of Seismic Isolation in Buildings	Earthquake Spectra	6-2	245-	EERI	1990.05	免震				長嶋
McKay, G. R.	Chapman, H. E.	他	Seismic Isolation:New Zealand Applications	Earthquake Spectra	6-2	203-	EERI	1990.05	免震				長嶋
Olson, R. A.	Lambright, W. H		Base Isolation:What We Need to Know to Diffuse This Technology	Earthquake Spectra	6-2	277-	EERI	1990.05	免震				長嶋
PARDUCCI A	MEZZI M		イタリアにおける橋梁の免震	Bull N Natl Soc Earthquake Eng	25-3	193- 202		1992	免震装 置	橋梁支 承	耐震設 計	イタリ ア	佐々木
PO LAM I	MARTIN G R	他	耐震設計と補強のための橋梁基礎のモデル化	Transp Res Rec	1290-2	113- 126		1991	橋	耐震設 計	杭基礎	力学モ デル	岩塚
PRITCHARD B			橋梁補強のための衝撃伝達装置	Congr Rep 13th Congr Int Assoc Bridg Strut Eng	391-396			1988	耐震設 計	免震装 置	緩和現 象	補強工 事	岩塚
Rodwell, E.	Ehrman, C. S.	他	EPRI Contributiou to International Utility Industry Seismic Isolation Development Program	Earthquake Spectra	6-2	419- 430	EERI	1990.05	免震				長嶋
SCHULTZ A E			ヒンジ形成柱を持つ鉄筋コンクリート骨組の耐震性能実験	J Struct Eng	116-1	125- 145		1990	鉄筋コ ンク リート	模型試 験	耐震実 験	地震応 答	岩塚
Sharpe, R.			Independent Engineer Peer Review for Seismic Isolation Projects	Earthquake Spectra	6-2	309-	EERI	1990.05	免震				長嶋
TAJIMA J	SATO K		鋼構造物の建設における発展	Introd Rep 12th congr Int Assoc Brigde Struct Eng 1984		115- 126		1983	鋼構造	高張力 鋼	長大橋	剛節点	佐々木
Tajirian, F. F.	Kelley, J. M.	他	Seismic Isolation for Advanced Nuclear Power Stations	Earthquake Spectra	6-2	371-	EERI	1990.05	免震				長嶋
Way, D.	Howard, J.		Seismic Rehabilitation of the Mackay School of Mines, Phase III, with Base Isolation	Earthquake Spectra	6-2	297- 308	EERI	1990.05	免震				長嶋
YU O	ALLEN D	他	西ケンタッキー地方における地震優先道路システムにある道路橋の耐震解析と優先的改造	P B R e p	92-11	162-		1990	道路橋	耐震解 析	道路管 理	改造	岩塚
Zayas, V. A.	Low, S. S.	他	A Simple Pendulum Technique for Achieving Seismic Isolation	Earthquake Spectra	6-2	317-	EERI	1990.05	免震				長嶋
安藤 憲一	名取 悦朗	他	8径間連続箱桁の設計と施工	橋梁と基礎	82-9	27-29	建設図書	1982.09	多径間	設計	施工		河合
井嶋 克志	後藤 茂夫	他	投稿論文 バイリニア型免震支承の合理的特性値の決定と実設計への応用	土木学会論文集	1023	117-		1993.04	免震				大丸
宇津木 一弘	日紫喜 剛啓	1	免震橋梁における下部構造の設定法について	土木学会年次学術講 演会講演概要集 第 46		1400- 1401		1991	免震構 造	免震装 置	下部構 造	慣性力	佐々木
越峠 雅博	川島 一彦	他	免震支承の緩速変形時の水平反力特性について	年次学術講演会概要 第一部		756-	土木学会	1992.09	免震				榎土
遠藤 有昭			免震構造を用いた9径間連続P C箱桁橋の設計と施工	橋梁と基礎	18			1984.11	免震				大丸
遠藤 有昭			免震構造を用いた9径間連続P C箱桁橋の設計と施工	橋梁と基礎	18			1984.10	免震				大丸
遠藤 有昭			免震構造を用いた9径間連続P C箱桁橋の設計と施工	橋梁と基礎	18			1984.09	免震				大丸
遠藤 有昭			免震構造を用いた9径間連続P C箱桁橋の設計と施工 (下)	橋梁と基礎	84-11	42-48	建設図書	1984.11	免震	多径間	SUダソ	P C 橋	街道
遠藤 有昭			免震構造を用いた9径間連続P C箱桁橋の設計と施工 (上)	橋梁と基礎	84-9	10-16	建設図書	1984.9	免震	多径間	SUダソ	P C 橋	街道
遠藤 有昭			免震構造を用いた9径間連続P C箱桁橋の設計と施工 (中)	橋梁と基礎	84-10	36-40	建設図書	1984.10	免震	多径間	SUダソ	P C 橋	街道
遠藤 有昭	武田 直孝		免震材を用いた9径間連続P C箱げた橋	建設省技術研究会報 告 (直技)		650-		1984.11	免震				大丸
遠藤 和夫	川島 一彦	他	橋梁用高減衰ゴムの開発	年次学術講演会概要 第一部		1378-	土木学会	1991.09	免震				榎土

免震・耐震に関する収集文献リスト [3 / 7]

塩尻 弘雄			免震設計の動向	電力土木		3-		1990.03	免震					大丸
奥田 庸	佐々木 英弥	他	北総線、都計道3・4・20架道橋の設計と施工	橋梁と基礎	90-12	13-22	建設図書	1990.12	免震	設計	施工			加藤
岡本 晋	尾崎 大輔	他	すべり支承とラバーデバイスを使用した橋梁用免震システムの基本的振動特	年次学術講演会概要	第一部	752-	土木学会	1992.09	免震					榎土
岡本 晋	尾崎 大輔	他	すべり方式免震装置を有する橋梁の模型振動実験	年次学術講演会概要	第一部	892-	土木学会	1993.09	免震					榎土
加藤 勉	小堀 鐸二	他	(特集) 制震・免震の将来を語る	建築雑誌	8	1338-	日本建築学会	1993.02	制震	免震				長嶋
加納 勇	津村 直宣	他	名港西大橋の塔の動吸振器方式耐封制振装置	土木学会年講	39	523-	土木学会	1984.10	斜張橋	主塔	制振装	動吸振	街道	
河田 周	田中 隆司		丸木橋大橋の設計-我が国初のPC免震橋-	橋梁と基礎	93-9	9-14	建設図書	1993.09	PC橋	設計	LRB	施工	竹内	
柿崎 弘	伊藤 友良		長木川橋の免震設計	橋梁と基礎	24-9	11-15	建設図書	1990.09	免震設	免震装	道路橋		田中	
角昌 隆	垂水 祐二		免震装置の種類とその特徴	土木技術	48-8	46-52	土木技術社	1993.08	免震設	免震装	橋梁	ダン	田中	
岩崎 敏男			道路橋の免震設計について	土木技術	48-8	24-25	土木技術社	1993.08	道路橋	免震設			松野	
菊池 敏男	庄司 英雄	他	免震設計されたPC道路橋の振動実験	年次学術講演会概要	第一部	742-	土木学会	1992.09	免震				榎土	
吉川 紀	古池 正宏		土質工学的諸問題とその対応 臨海埋立地-橋梁基礎(大阪湾岸道路)	土と基礎	88-11	97-102		1988	高架橋	埋立地	地盤支	基礎地	岩塚	
吉田 好孝			コンクリート構造の解析と設計 解析法の進歩による設計法の変遷 橋りよ	コンクリート工学	27-7	38-44		1989	下部構	構造解	長大橋	耐震設	岩塚	
吉田 好孝	高橋 一成		ゴム支承を用いた東京湾横断道路橋(多径間連続鋼桁橋の設計)	土木技術	48-8	95-104	土木技術社	1993.08	免震	多径間	ゴム支	動的解	街道	
久保 明英	加古川 公志	他	ゴム支承を用いて地震力の多脚分散を図った北明橋の振動試験	年次学術講演会概要	第一部	910-	土木学会	1993.09	免震				榎土	
宮原 哲	頭井 洋	他	超多径間連続鋼桁橋の免震設計の適用に関する研究	年次学術講演会概要	第一部	1336-	土木学会	1991.09	免震				榎土	
宮崎 修輔	田中 勇	1	特集: 橋りよの見えない部分 I I I 耐震・落橋防止装置 耐震・落橋防	土木技術	35-12	104-		1980	ずれ止	橋梁支	耐震設	鉄道橋	佐々木	
宮内 康宏	川島 一彦		止装置の型式と設計法 国鉄の場合	年次学術講演会概要	第一部	1380-	土木学会	1991.09	免震				榎土	
金子 蒼	細田 信道	他	TR-RB(繊維補強ゴム支承)の開発	年次学術講演会概要	第一部	1364-	土木学会	1991.09	免震				榎土	
金子 蒼	足立 喜隆		曲線免震連続橋の地震応答の方向性について	年次学術講演会概要	第一部	914-	土木学会	1993.09	免震				榎土	
建設省			官民連帯共同研究道路橋の免震構造システムの開発概要報告書			82-	建設省	1993.08	免震構	技術開	道路橋		松野	
建設省土木研			最近の土木研究所における研究活動 移転統合10周年を記念して	最近の土木研究所に				1989	建設技	開発	道路	地震	岩塚	
原 広司	増本 秀二	他	免震橋梁、宮川橋の復元特性及び温度伸縮特性に関する長期観測結果につい	年次学術講演会概要	第一部	746-	土木学会	1992.09	免震				榎土	
原 広司	松尾 芳郎	他	免震橋梁・宮川橋の設計について	年次学術講演会概要	第一部	1368-	土木学会	1991.09	免震				榎土	
古川 健	太田 陸男	他	東京湾横断道路の計画	橋りよう	87-10	2-8		1987	横断道	土木計	道路橋	耐震	岩塚	
古田 均			特集 ファジィ・エキスパート・システム 構健全性評価のためのファ	日本ファジィ学会誌	1990-2	133-		1990	知識	人工知	ファイ	耐震性	岩塚	
後藤 洋三			橋梁の免震設計について	JREA	32-7	18595-		1989	地震動	耐震設	免震装	鉄道橋	岩塚	
後藤 洋三	菊池 敏男	他	超多径間連続免震橋の最適固有周期設定法の検討	年次学術講演会概要	第一部	902-	土木学会	1993.09	免震				榎土	
御嶽 譲	鹿内 茂美	他	東扇島高架橋(仮称)の免震設計	年次学術講演会概要	第一部	896-	土木学会	1993.09	免震				榎土	
香川 裕次	縦山 好幸	他	ゴム支承を用いた多径間連続橋の計画	橋梁と基礎	25-6	17-24	建設図書	1991.06	免震設	免震装	多径間		田中	
香川 裕次	中村 俊一	他	ゴム支承を用いた多径間連続橋の計画 東京湾横断道路浅瀬部橋梁	橋梁と基礎	91-6	17-24		1991	箱形桁	構造設	減衰能	模型試	岩塚	
高久 達将	嶋田 正大	4	橋梁用免震装置の開発	NKK技報	140	28-33		1992	耐震設	防振	耐震性	免震装	佐々木	
高橋 将徳	松倉 孝夫		い名川第2橋りよう(PC斜張橋)の計画概要	橋りようと基礎	86-6	10-16		1986	斜張橋	PC構	模型試	耐振性	岩塚	
高瀬 正司	大町 達夫	他	美術工芸品の免震展示台の試作	年次学術講演会概要	第一部	916-	土木学会	1993.09	免震				榎土	
国土開発技術			道路橋の免震設計法ガイドライン(案)	道路橋の免震設計法			国土開発技術	1989.03	免震	設計			加藤	
研究センター				建設省技術研究会報	44	574-		1991	斜張橋	耐震設	耐風設	都市高	岩塚	
黒原 一郎			鶴見航路橋の設計・施工の概要	告		579			計	計	速道路		榎土	
黒田 孝貴	細田 信道	他	曲線免震連続橋の地震応答の分散性について	年次学術講演会概要	第一部	1362-	土木学会	1991.09	免震				河合	
根本 洋	甘利 憲一		高速葛飾川口線における多径間連続高架橋	橋梁と基礎	87-12	25-30	建設図書	1987.12	多径間	設計			榎土	
佐原 毅	牧田 孝二	他	鋼桁連結によるジョイントレス工法	年次学術講演会概要	第一部	766-	土木学会	1992.09	免震				榎土	
佐藤 晋	尾崎 大輔	他	高減衰積層ゴム支承のモデル化方法の検討	年次学術講演会概要	第一部	754-	土木学会	1992.09	免震				榎土	
佐藤 晋	尾崎 大輔	他	道路橋に用いる免震装置の等価線形化手法の検討	年次学術講演会概要	第一部	1354-	土木学会	1991.09	免震				榎土	
阪本 謙二	小芝 明弘		橋梁の付属物 鉄道橋の付属物	橋りようと基礎	86-8	12-17		1986	鉄道橋	レール	排水管	耐震構	岩塚	
桜井 彰雄	青柳 栄		免震研究の現状と将来展望	電力土木		3-		1987.03	免震				大丸	
三藤 正明	田村 保	他	地盤の非線形性を考慮した免震橋の地震応答	年次学術講演会概要	第一部	1350-	土木学会	1991.09	免震				榎土	
山下 幹夫	松尾 芳郎	他	免震橋梁・宮川橋の動的解析について	年次学術講演会概要	第一部	1370-	土木学会	1991.09	免震				榎土	
山田 勝彦	白石	他	東神戸橋の耐震及び耐風設計	Cable Stayed		397-		1991	斜張橋	長周期	橋塔	慣性力	岩塚	
山田 勝彦	正田 伸二		大島大橋上部工基本設計 II	本四技報	30-8	34-44		1984	耐震構	風洞試	渦励振	模型試	佐々木	
山本 清樹	才川 勉		防災と安全 瀬戸大橋の安全と防災について	品質管理	88-6	927-		1988	防災対	長大橋	安全設	建設管	岩塚	
鹿内 茂美	御嶽 譲	他	東扇島高架橋(仮称)の設計と施工	土木技術	48-8	62-69	土木技術社	1993.08	免震設	耐震設	免震装	PC道路	田中	
飯塚 正宣			土木工学における免震および制振技術	土木学会誌	76-05	15-		1991.04	免震				大丸	
謝宗輔			唐山市の地震被害と復興	建築防災	117	8-11		1987	震害	災害復	中国北	耐震対	岩塚	
狩生 輝己	小林 正紀	他	首都高速7号小松川線の全面通行止補修工事	橋梁と基礎		124-		1992.08	ジョイ				榎土	

免震・耐震に関する収集文献リスト [4/7]

秋山 晴樹			試験 大規模振動実験	橋りょうと基礎	88-8	139-140		1988	長大橋	振動試験	固有振動数	減衰定数	岩塚
松村 駿一郎	福岡 悟	他	ダンパーを用いた多径間連続橋の耐震設計	橋梁と基礎	82-5	31-37	建設図書	1982.05	耐震	多径間	ダン	設計	街道
松田 泰治	塩見 哲	他	磁気ディスク装置用免震架台の開発	電力土木		72-		1978.01	免震				大丸
松田 泰治	塩尻 弘雄	他	免震構造物の地震時挙動に関する研究	電力土木		92-		1988.09	免震				大丸
松尾 芳郎	原 広司	2	宮川橋の設計・施工 わが国初の免震橋梁	橋梁と基礎	25-2	15-22		1991	免震構	免震装	積層構	振動試	佐々木
松尾 芳郎	原 広司	1	免震橋梁, 宮川橋の設計について	土木学会年次学術講演会講演概要集 第46号	46	1368-1369		1991	免震構	耐震構	免震装	積層ゴ	佐々木
松尾 芳郎	原 広司	1	免震橋梁, 宮川橋の動的解析について	土木学会年次学術講演会講演概要集 第46号	46	1370-1371		1991	地震応	連続橋	免震構	耐震設	佐々木
松尾 芳郎	原 広司	1	免震橋梁“宮川橋”の設計・施工	橋梁	27-5	37-49		1991	免震構	免震装	橋梁支	地震観	佐々木
松尾 芳郎	原 広司	他	宮川橋の設計と施工 我が国初の免震橋梁	橋梁と基礎	1991-2	15-22		1991	連続橋	免震構	免震装	構造設	岩塚
松本 直樹	生野 休一	1	温根沼大橋の設計計画について 免震装置を有する, 橋梁の設計	北海道開発局技術研究発表会講演概要集	33-2	213-218		1990	免震装	免震構	耐震設	ゴム構	佐々木
松本 雅治	幸 和範	他	免震構造支承を用いた高架橋の実橋振動実験	年次学術講演会概要	第一部	744-	土木学会	1992.09	免震				榎土
振動制御小委員会			振動制御コロキウムPART. A 構造物の振動制御			24-30	土木学会	1991.07	免震	部分免			榎土
振動制御小委員会			第2回振動制御コロキウムPART. A 構造物の振動制御			85-154	土木学会	1993.08	免震	設計			榎土
新井 英雄	錦 英樹		特集*新構造形式/4 吊床版橋	コンクリート工学	30-3	42-52		1992	吊橋	構造特	構造設	耐振性	岩塚
新村 忠	中村 雅彦	他	片品川橋上部工の設計と施工	橋梁と基礎		32-40		1985.11	耐震	設計	施工	多径間	榎土
新宅 正道	吉村 隆	他	位相差入力による超多径間連続免震橋の応答特性の検討	年次学術講演会概要	第一部	1358-	土木学会	1991.09	免震				榎土
森 博人			薄いフーチングに関する多柱式基礎の光弾性実験	日本道路会議論文集	15	573-574		1983	フーチン	耐震設	道路橋	光弾性	佐々木
須賀内 勝	出羽 克之		新しい土木・建築分野での構造技術 免震・制震構造について	RRR	46-12	37-39		1989	建築構	免震装	積層構	ダンパ	佐々木
須藤 千秋	水津 洋二	他	道路橋免震用高減衰ゴム支承の動的特性	年次学術講演会概要	第一部	1382-	土木学会	1991.09	免震				榎土
水津 洋二	川島 一彦	他	道路橋免震用高減衰ゴム支承の動的特性	年次学術講演会概要	第一部	758-	土木学会	1992.09	免震				榎土
松浦 征二	久保田 信雄		東京港連絡橋(吊橋部)	基礎工	88-1	15-32		1988	吊り橋	耐震設	ケーブル	動的応	岩塚
清川 哲志	稲田 裕	他	浮上免震構造物の挙動の予測	海岸工学講演論文集	36	759-		1989.11	免震				大丸
西川 一郎	川島 一彦	他	道路橋用高減衰ゴム免震装置の特性評価	年次学術講演会概要	第一部	1384-	土木学会	1991.09	免震				榎土
西川 一郎	川島 一彦	他	道路橋用高減衰ゴム免震装置の特性評価	年次学術講演会概要	第一部	760-	土木学会	1992.09	免震				榎土
西川 和廣			橋の多様化を可能にする免震技術	土木技術	48-8	40-45	土木技術社	1993.08	免震設	免震装	橋梁		田中
西 邦夫	辻田 満	他	閉領域中の係留を有する浮上式構造物の免震特性について	土木技術資料	42	604-		1987.09	免震				大丸
石橋 忠良	中原 繁則	1	東北新幹線上野~大宮間工事 上野~大宮間のPC構造物	コンクリート工学	23-4	16-23		1985.04	東北地	新幹線	PC構	高架橋	佐々木
石橋 克彦	亀田 弘行	他	1.地震・火山災害	土木学会誌 増刊	74-06	24-		1989.06	免震				大丸
千代 憲治	岩永 亘夫		阪神高速道路湾岸線 東神戸大橋の架設	建設の機械化	494	21-28		1991	斜張橋	張出架	耐震設	耐風設	岩塚
川上 和彦	熊倉 一臣		山あげ大橋の設計と振動実験 高減衰積層ゴム支承を用いた免震橋梁	土木技術	48-8	53-61	理工図書	1993.08	免震	振動実	設計	HDR	竹内
川島 一彦			ニュージーランドにおける橋梁の免震設計技術	土木技術資料	30-9	501-506		1988	免震構	基礎地	免震装	ニュージー	佐々木
川島 一彦			ニュージーランドにおける道路橋の耐震および免震設計技術	橋りょうと基礎	23-2	17-22		1989	免震構	免震装	橋梁支	ゴム	佐々木
川島 一彦			橋梁における免震設計技術	土木施工	29-7	65-74		1988	免震装	吸収装	地震応	ニュージー	佐々木
川島 一彦			道路橋の免震・制震設計技術開発の現況	土木研究所講演会講演集 1991		75-108		1992	免震構	耐震設	防振		佐々木
川島 一彦	後藤 洋三	-	道路橋の免震設計とロックオフ機能付き橋台の開発	土木施工	32-3	87-94		1991	免震構	免震装	耐震補	耐震性	佐々木
川島 一彦			特集*新構造形式/9 道路橋の免震・制震設計技術	コンクリート工学	30-3	95-102		1992	耐震設	防振装	免震構	アクティブ	佐々木
川島 一彦			免震設計技術の発展と今後の展望	土木学会論文集	398	1-12		1988	免震構	免震装	減衰定	ニュージー	佐々木
川島 一彦	牧口 豊		免震特集 橋梁用免震装置の開発	土木技術資料	35-1	34-40		1993	道路橋	免震装	ダンパ	積層ゴ	佐々木
川島 一彦			免震特集 免震設計の原理と橋梁に対する適用の経緯	土木技術資料	35-1	22-27		1993	耐震設	免震構	免震装	地震応	佐々木
川島 一彦	後藤 洋三		免震特集 免震設計の適用性の検討	土木技術資料	35-1	47-53		1993	連続橋	耐震性	免震構	減衰定	佐々木
川島 一彦			イタリアにおける耐震設計技術の現状(技術紀行)	土木技術資料	35-8	73-77	土木研究センター	1993.08	耐震	設計	技術紀		竹内
川島 一彦	運上 茂樹		グラビア 我が国における免震橋の建設	土木技術資料	35-1			1993.01	免震				大丸
川島 一彦			ニュージーランドにおける道路橋の耐震および免震設計技術	橋りょうと基礎	89-2	17-22		1989	免震構	構造設	免震装	橋梁支	岩塚
川島 一彦			ニュージーランドにおける道路橋の耐震設計技術	土木技術資料		721 35-40	土木研究センター	1988.09	耐震設	道路橋	免震装		田中
川島 一彦			ニュージーランドにおける道路橋の免震設計技術	土木技術資料	30-9	41-46	土木研究センター	1988.09	免震	免震装	設計		田中
川島 一彦			ニュージーランド及び米国における免震設計を用いた既存橋の耐震	土木技術資料	31-3	9-		1989.03	免震				大丸
川島 一彦			ニュージーランド及び米国における免震設計を用いた既存橋の耐震補強技術	土木技術資料	31-3	9-14	土木研究センター	1989.03	免震設	耐震補			田中
川島 一彦	運上 茂樹	他	ニュース 第2回橋梁の免震設計に関する日米ワークショップが開催される	土木技術資料	35-3	6-		1993.03	免震				大丸
川島 一彦			ニュース 第4回ライフライン施設の耐震性に関する日米ワークショップ及び第1回道路橋の免震設計に関する日米ワー	土木技術資料	34-1	12-		1992.01	免震				大丸

免震・耐震に関する収集文献リスト [5/7]

川島 一彦			ニュース 道路橋の免震設計法マニュアル(案)の講習会が開催される	土木技術資料	35-5	4-		1993.05	免震					大丸
川島 一彦	運上 茂樹		わが国における免震橋の建設(グラフィア)	土木技術資料	35-1		土木研究センター	1993.01	免震					竹内
川島 一彦			官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システム」取りまとめを終えて	土木技術資料	35-1	20-21	土木研究センター	1993	道路橋	免震構				松野
川島 一彦	長島 博之	他	強震記録からみた宮川橋の(免震橋)の振動特性	橋梁と基礎	26-11	34-36	建設図書	1992.11	免震橋	免震装	免震効			田中
川島 一彦	尾崎 大輔		橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発	土木技術資料	35-1	41-46	土木研究センター	1993	伸縮装	落橋防	開発			松野
川島 一彦			橋梁における免震設計技術	土木施工	29-7	65-74		1988.07	免震	設計				加藤
川島 一彦	牧口 豊		橋梁免震装置の開発	土木技術資料	35-1	34-40	土木研究センター	1993.01	免震設	免震装	橋梁			田中
川島 一彦	長谷川 金二	他	震度法による連続橋の耐震設計法	橋梁と基礎	24-10	37-45	建設図書	1990.10	耐震設	震度法	静的フレ			田中
川島 一彦			耐震研究室調査試験研究成果概要報告書 昭和60年度	土木研究所資料	2384	74-		1986	耐震設	防災	ライフ	土木構		岩塚
川島 一彦			地震に対して振動の少ない橋をつくる	土木技術資料	31-12	4-5	土木研究センター	1989.12	免震	免震技	設計			街道
川島 一彦			展望 官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システム」取りまとめを終えて	土木技術資料	35-1	20-		1993.01	免震					大丸
川島 一彦	長谷川 金二	他	等価線形化法による免震橋の地震応答解析	土木技術資料	33-10	43-		1991.10	免震					大丸
川島 一彦			道路橋における免震設計技術の現状と課題	橋梁	27-3	2-11	橋梁編纂会	1991.03	免震	設計				加藤
川島 一彦			道路橋の免震・制震設計技術	コンクリート工学	30-3	95-102		1992.03		文献無				田中
川島 一彦			道路橋の免震・制震設計技術開発の現況	土木研究所講演会講	74-1	75-108		1992		文献無				田中
川島 一彦	長島 博之		道路橋の免震設計マニュアル(案)の概要	土木技術資料	35-1	54-59	土木研究センター	1993	免震設					松野
川島 一彦	運上 茂樹		道路橋の免震設計技術	土木技術資料	34-07			1992.07	免震					大丸
川島 一彦			道路橋の免震設計技術の開発	土木学会誌	77-01	19-		1992.01	免震					大丸
川島 一彦			道路橋の免震設計技術開発	土木学会誌	77-1	19-21	土木学会	1992.01	免震設	耐震設	免震装			田中
川島 一彦	運上 茂樹		道路橋の免震設計法マニュアル(案)の概要	土木技術	48-8	33-39	土木技術社	1993.08	免震	免震装	設計	構造細		街道
川島 一彦	長島 博之		道路橋の免震設計法マニュアル(案)の概要	土木技術資料	35-1	54-59	土木研究センター	1993.01	免震設	耐震設	橋梁	ダン		田中
川島 一彦	長島 博之	他	報文 エネルギー比較減衰法による免震橋のモード減衰定数の推定精度	土木技術資料	35-5	62-		1993.05	免震					大丸
川島 一彦	牧口 豊		報文 橋梁用免震装置の開発	土木技術資料	35-1	34-		1993.01	免震					大丸
川島 一彦	長島 博之		報文 道路橋の免震設計法マニュアル(案)の概要	土木技術資料	35-1	54-		1993.01	免震					大丸
川島 一彦	沢内 至武		報文 免震橋の動的特性	土木技術資料	35-1	28-		1993.01	免震					大丸
川島 一彦	尾崎 大輔		報文 免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発	土木技術資料	35-1	41-		1993.01	免震					大丸
川島 一彦	長谷川 金二	他	報文 免震支承をバイリニア型非線形モデルで表した場合の免震橋の地震応答	土木技術資料	34-5	46-		1992.05	免震					大丸
川島 一彦			報文 免震設計の原理と橋梁に対する適用の経緯	土木技術資料	35-1	22-		1993.01	免震					大丸
川島 一彦	後藤 洋三		報文 免震設計の適用性の検討	土木技術資料	35-1	47-		1993.01	免震					大丸
川島 一彦			免震橋の振動特性に関する模型振動試験実験	土木技術資料	30-10	3-8	土木研究センター	1988.10	免震設	免震装	振動実			田中
川島 一彦	長谷川 金二	他	免震橋の振動特性に関する模型振動実験	土木技術資料	30-10	3-		1988.10	免震					大丸
川島 一彦	沢内 至武		免震橋の動的特性	土木技術資料	35-1	28-33	土木研究センター	1993.01	免震橋	動的特	免震装	静的フレ		田中
川島 一彦	尾崎 大輔		免震橋用の伸縮装置・落橋防止装置の開発	土木技術資料	35-1	41-46	土木研究センター	1993.01	免震設	道路橋	伸縮装	落橋防		田中
川島 一彦			免震建設の橋梁への適用	騒音制御	16-3	131-		1992.03		文献無				田中
川島 一彦	長谷川 金二		免震支承をバイリニア型非線形モデルで表した場合の免震橋の地震応答特性	土木技術資料	34-5	46-53	土木研究センター	1992.05	橋梁	免震設	耐震設	バイリニア		田中
川島 一彦			免震設計の原理と橋梁に対する適用の経緯	土木技術資料	35-1	22-27	土木研究センター	1993.01	免震設	耐震設	橋梁	ダン		田中
川島 一彦			免震設計の原理と適用性	土木技術	48-8	26-32	土木技術社	1993.08	免震設	耐震設	橋梁	ダン		田中
川島 一彦	後藤 洋三		免震設計の適用性の検討	土木技術資料	35-1	47-53	土木研究センター	1993.01	免震設	橋梁	耐震補	多径間		田中
川島 一彦			免震設計技術の発展と今後の展望	土木学会論文集	398/I-	10	土木学会	1988.10	免震	免震装	設計			街道、大丸、加藤
川島 一彦	長島 博之		落橋防止装置を設けた場合の免震橋の地震応答解析	土木技術資料	34-10	40-		1992.10	免震					大丸
川畑 篤敬	中村 公信	他	曲線橋と鋼製橋脚への免震構造の適用について	年次学術講演会概要	第一部	1366-	土木学会	1991.09	免震					榎土
前田 依彦	松富 繁		東京湾横断道路	基礎工	88-1	30-36		1988	道路ト	地盤反	長大橋	耐震設		岩塚
増本 秀二	原 広司	他	大仁高架橋の計画	道路会議論文集	20	2-			大仁高	計画				松野
増本 秀二	原 広司	他	大仁高架橋の計画(超多径間連続免震橋梁)	土木技術	48-8	58-94	土木技術社	1993.08	大仁高	計画	超多径			松野
増本 秀二	原 広司	他	免震橋梁、宮川橋の復元特性及び温度伸縮特性に関する長期観測結果	土木学会学術講演会	47	2-	土木学会	1992.04	宮川橋	復元特	温度特	観測		松野
多田 和夫			本州四国連絡橋の諸元と特色	高速道路と自動車	88-4	41-49		1988	長大橋	耐風構	耐震構	技術開		岩塚
太田 睦男			東京湾横断道路の建設の概要	高速道路と自動車	88-8	58-65		1988	長大橋	道路ト	耐震構	応答ス		岩塚
大池 力			鋼橋の主な架設工法の種類とその適用性	土木技術	37-8	50-63		1982	橋	架設	経済性	構造設		佐々木
大島 靖樹	平田 和太	他	等価線形化手法による免震構造物の応答解析について	年次学術講演会概要	第一部	1346-	土木学会	1991.09	免震					榎土

免震・耐震に関する収集文献リスト [6 / 7]

大槻 政幸	高木 芳光		長大合成げた荒川橋りょうの設計・製作	鋼構造物設計資料	73	31-34		1983	鉄道橋	合成構造	橋梁支承	ずれ止装置	佐々木
池田 猛	大関 克人	3	烏山1号橋(免震橋梁)の計画・設計	プレストコンクリート	34-1	14-25		1992	免震構造	ゴム構造	橋梁支承	軸方向荷重	佐々木
池田 猛	大関 克人	2	烏山1号橋(免震橋梁)の設計	橋梁と基礎	25-6	5-10		1991	免震構造	ゴム構造	減衰能	橋梁支承	佐々木
池田 兵十郎	福田 耕一	他	温根沼大橋の設計計画	橋梁と基礎	24-5	23-27	建設図書	1990.05	免震設計	免震装置	道路橋		田中
池田 猛	阿部 登	他	烏山1号橋(免震橋梁)の設計	橋梁と基礎	91-6	5-10	建設図書	1991.06	免震	設計			加藤
池田 猛		他	免震対策橋梁、烏山一号橋の計画、設計	橋梁		33-42		1991.06	山あげ	烏山1	計画	設計	松野
竹田 哲夫	徳山 清治	他	長大PC斜張橋(呼子大橋)の振動性状の実測と考察	鹿島建設技術研究所年報	37	51-56		1989	PC構造	斜張橋	耐震性	耐風設計	岩塚
中川 誠志			多径間連続高架橋とその動的応答特性	橋梁と基礎	80-6	35-41	建設図書	1980.06	多径間	耐震	解析		河合
中村 正博	平沢 光春	他	地震工学入門(その8)	農業土木学会誌	56-4	383-		1988.04	免震				大丸
中谷 昌一			論説 官民連帯共同研究制度について	土木技術資料	35-1	18-		1993.01	免震				大丸
中野 修	今野 久志	他	免震支承の低温時の挙動について	建設省技術研究会報告	44	591-595		1991.11	免震				大丸, 田中
長沼 敏彦	宇野 祐恵		免震支承を用いた既設鋼桁の連結化	土木技術	48-8	78-84	土木技術社	1993.08	免震設計	免震装置	既設桁	連結化	田中
長谷川 金二			土木と地震 橋梁の免震・制震技術	土木技術	44-8	80-86		1989	免震装置	積層構	ダンパ	ゴム構	佐々木
長谷川 金二	川島 一彦	他	道路橋の免震構造システムの開発	年次学術講演会概要	第一部	1330-	土木学会	1991.09	免震				榎土
長谷川 金二			道路橋の免震構造システムの開発について	建設技報	6	24-28		1991	橋梁支承	免震構造	免震装置	伸縮装置	佐々木, 岩塚
長島 博之	川島 一彦	他	免震橋模型の非線形地震応答シミュレーション	年次学術講演会概要	第一部	1356-	土木学会	1991.09	免震				榎土
塚本 敦之	尾崎 大輔	他	免震橋用の落橋防止構造に関する研究	年次学術講演会概要	第一部	1386-	土木学会	1991.09	免震				榎土
塚本 敦之	尾崎 大輔	他	免震橋梁用伸縮装置の開発に関する研究	年次学術講演会概要	第一部	748-	土木学会	1992.09	免震				榎土
田村 保	出羽 克之	2	免震橋梁の設計計算モデルに対する一考察	土木学会年次学術講演会講演概要集 第	46	1340-1341		1991	免震装置	積層ゴム	橋梁支承	耐震設計	佐々木
田村 重四郎	久保 慶三郎	6	海城・唐山地震の被害と中国の耐震研究	生産研究	34-1	10-24		1982	耐震設計	耐震構	中国	国際協	佐々木
田村 多佳志	平井 正雄	他	道路橋下部構造の耐震補強に対する免震装置の適用性について	年次学術講演会概要	第一部	762-	土木学会	1992.09	免震				榎土
田村 保	出羽 克之	他	免震橋梁の設計計算モデルに対する一考察	年次学術講演会概要	第一部	1340-	土木学会	1991.09	免震				榎土
田中 克則	石橋 忠	1	盛土上橋台の多点集中地震観測	土木学会年次学術講演会講演概要集	39	909-		1984	橋台	地震観	加速度	耐震設計	佐々木
田中 元章	桜井 朋樹		免震橋における入力位相差による影響の検討	年次学術講演会概要	第一部	1360-	土木学会	1991.09	免震				榎土
田中 正明	山田 善一	他	減衰機構の異なる免震支承のハイブリッド地震応答実験	年次学術講演会概要	第一部	750-	土木学会	1992.09	免震				榎土
田辺 恵三			S P C工法と海洋構造物への利用 熱海市第二浄水管理センター	橋りょう	85-7	22-27		1985	海洋構造物	プレストレストコンクリート	下部構造	人工土地	岩塚
渡辺 英一			鋼構造物のダクティリティー評価に関する調査研究報告	年次学術講演会講演概要	1990	4.1-4.2	土木学会関西支	1990	鋼構造	極限設計	耐震性	極限強度	岩塚
土木研究所	他28社	他	官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」報告書	報告書			建設省	1992.10	免震	設計	指針		榎土
東京都総務局 行政部災害対策課			1971年2月9日サン・フェルナンド地震調査報告書	1971年2月9日サン・フェルナンド地震調査報告書	1-43, 1-9			1971	大地震	現地調査	震害	カリフォルニア	岩塚
藤原 保久	伊藤 靖	他	1 Km級の超多径間連続PC免震橋の適用性	年次学術講演会概要	第一部	1342-	土木学会	1991.09	免震				榎土
藤原 保久	御嶽 譲	他	東扇島高架橋(仮称)の実橋振動実験	年次学術講演会概要	第一部	898-	土木学会	1993.09	免震				榎土
頭井 洋	大谷 修一	他	鋼免震橋の耐震解析における解析手法の違いが応答特性に及ぼす影響	年次学術講演会概要	第一部	1352-	土木学会	1991.09	免震				榎土
内田 道雄			多径間連続高架橋の研究	橋梁と基礎	78-2	33-39	建設図書	1978.02	多径間	設計			河合
南庄 淳	山田 善一	1	コンクリート斜張橋の振動実験	土木学会年次学術講演会講演概要集	39	515-		1984	斜張橋	振動実	連成振	耐震設計	佐々木
日紫喜 剛啓	尾崎 大輔	他	免震支承の特性および下部構造の剛性変化に伴うPC橋の耐震性について	年次学術講演会概要	第一部	1344-	土木学会	1991.09	免震				榎土
日本建築学会			免震構造設計指針				日本建築学会	1989.09	免震	設計	指針		榎土
日本道路公団 技術部			多径間連続高架橋の研究	橋梁と基礎	78-2	33-39	建設図書	1978.02	多径間	ゴム支承	RC橋		街道
波津久 毅彦			免震装置を用いた多径間連続橋の検討	年次学術講演会概要	第一部	764-	土木学会	1992.09	免震				榎土
馬上 信一	川村 友見	他	12径間連続箱桁の設計と施工	橋梁と基礎	83-10	1-7	建設図書	1983.10	多径間	設計	施工		河合
萩原 豊	増子 芳夫	他	浮揚式構造物の免震特性について	電力土木		15-		1986.03	免震				大丸
白木 博昭	椎本 隆美		北陸新幹線第2千曲川橋梁の計画・設計	橋梁	93-1	62-65		1993	耐震	新幹線	斜張橋	設計	岩塚
半野 久光			鉛プラグ入りゴム支承を用いた免震橋梁の設計	建設省技術研究会報告(直技)	44	587-		1991	免震構	免震装置	積層材	耐震設計	佐々木
半野 久光			鉛プラグ入りゴム支承を用いた免震橋梁の設計	建設省技術研究会報告(直技)		587-		1990.11	免震				大丸
飯田 裕			耐震性向上を目指して	橋梁と基礎	93-6	1-	建設図書	1993.06	耐震性	免震	設計		街道
飯島	畑		本州四国連絡橋児島坂出ルートの道路鉄道併用橋の設計と施工	Proc 11th IRF World Meet 1989	1	92-95		1989	吊橋	耐風設計	耐震設計	斜張	岩塚

免震・耐震に関する収集文献リスト [7/7]

樋口 俊一	菊池 敏男	他	ロックオフ装置の設計における裏込め地盤抵抗力の算定方法の検討	年次学術講演会概要	第一部	894-	土木学会	1993.09	免震							複土
尾崎 健治	河村 幸夫	他	ゴム支承を用いた連続橋(北明橋)の応答予想手法	年次学術講演会概要	第一部	908-	土木学会	1993.09	免震							複土
尾崎 大輔	岡本 晋	他	オベリ方式免震装置を用いた橋梁の基本応答特性	年次学術講演会概要	第一部	890-	土木学会	1993.09	免震							複土
尾崎 大輔	山本 正明	他	道路橋における免震設計の基本事項について	年次学術講演会概要	第一部	1332-	土木学会	71991.1	免震							複土
桧山 義光	鈴木 祐二	他	石狩川橋の設計・施工 - 多径間連続PC橋の振動試験 -	橋梁と基礎		91-11	2-11	建設図書	1991.11	ゴム支承	多径間	PC橋				街道
浜崎 義弘	井上 喜雄	他	1km級の桁長を有する曲線橋の免震設計における動的解析	機械力学・計測制御 講演論文集		1992-A	353- 358	日本機械学会	1992.07	免震設 計	動的解 析	曲線橋				田中
浜崎 義弘	井上 喜雄	他	道路橋の免震設計における動的解析手法	材料とプロセス		5-2	571-		1992.02		文献無					田中
武田 寿一				建造物の免震・防 震・制震				技報堂出版	1988.05	免震						大丸
福崎 博彰	松尾 芳郎	1	宮川橋の振動及び走行試験	土木学会年次学術講 演会講演概要集 第	46	1374-	1375		1991	振動試 験	連続橋	免震装 置	耐震設 計			佐々木
福崎 博彰	松尾 芳郎	他	免震橋梁, 宮川橋の振動及び走行試験	年次学術講演会概要	第一部	1374-	土木学会	1991.09	免震							複土
福森 健至	水津 洋二	他	高減衰積層ゴム支承の微小変形領域特性	年次学術講演会概要	第一部	906-	土木学会	1993.09	免震							複土
文野 結紀	加藤 武彰	2	中国自動車道谷川橋の設計と施工	橋りょうと基礎		17-6	1-7		1983	道路橋	ラーメン橋	鋼構造	橋梁支 撐	地震応 答		佐々木
平井 卓	杉本 三千雄	2	橋脚の非線形性が免震橋梁の地震時挙動に及ぼす影響について	土木学会年次学術講 演会講演概要集 第	46	1348-	1349		1991	非線形 性	免震装 置	耐震設 計	地震応 答			佐々木
平井 正雄	竹田 哲夫	他	免震構造を採用したPC橋の耐震性向上について	年次学術講演会概要	第一部	1338-	土木学会	1991.09	免震							複土
平井 卓	杉本 三千雄	他	橋脚の非線形性が免震橋梁の地震時挙動に及ぼす影響について	年次学術講演会概要	第一部	1348-	土木学会	1991.09	免震							複土
平井 卓	杉本 三千雄		等価エネルギー手法の免震設計への適用について	年次学術講演会概要	第一部	912-	土木学会	1993.09	免震							複土
平沢 光春			免震・制振構造	農業土木学会誌	46	878-			1987.09	免震						大丸
保科 昭	宗村 基弘		10径間連続橋の温度変化に伴う形状測定	川田技報	4	232-		川田工業	1985.01	多径間	施工	計測				河合
北川 良和			免震技術とその効果	コンクリート工学	24-3	99-104		日本コンクリート工 学協会	1986.03	免震	免震技 術	免震機 構				街道
牧口 豊	松尾 芳郎	他	宮川橋に適用される免震支承の性能試験	年次学術講演会概要	第一部	1372-	土木学会	1991.09	免震							複土
牧野 文雄	山田 善一	他	淀川橋りょう(斜張橋)の耐震安全性照査	橋りょうと基礎	86-3	31-38			1986	斜張橋	耐震構 造	橋塔	振動ス ペクト			岩塚
堀口 潤一	山本 康博	他	変電所の免震スライド装置に関する研究	電力土木		19-			1984.05	免震						大丸
堀松 正芳	小松 郁夫	他	湾岸線松の浜工区高架橋で実施した振動実験と動的解析	土木技術	48-8	70-77		土木技術社	1993.08	免震設	免震装	振動実	動的解			田中
堀川 道広	岡戸 三夫	他	鋼免震橋の耐震性向上について	年次学術講演会概要	第一部	1334-	土木学会	1991.09	免震							複土
野村 武司	家村 浩和	他	強震時における高減衰積層ゴム支承のエネルギー吸収効果	年次学術講演会概要	第一部	1376-	土木学会	1991.09	免震							複土
野村 武司	家村 浩和	他	免震支承を有する橋梁モデルのサブストラクチャー・ハイブリッド	年次学術講演会概要	第一部	918-	土木学会	1993.09	免震							複土
矢作 枢	吉田 和彦		高架橋における交通振動のアクティブコントロール	土木学会論文集	356/I-3	444		土木学会	1985.04	高架橋	交通振 動	アクティブ コントロール				街道
矢納 康成	家村 浩和	他	高減衰ゴム支承および摩擦型支承の実験的研究	年次学術講演会概要	第一部	904-	土木学会	1993.09	免震							複土
柳生 忠彦	高橋 浩二		大阪港海底トンネルの計画及び設計	海洋開発論文集	5	185- 190			1989	沈埋ト ンネル	圧密沈 下	耐震設 計	工事計 画			岩塚
林 亜紀夫			土木構造物に免震構造を適用するための試算と考察	日本地震工学シンポ ジウム講演集	7	1585- 1590			1986	免震構 造	地震動	慣性力	滑り摩 擦			佐々木
林 亜紀夫	成田 信之	他	橋脚の地震時保有水平耐力に配慮した免震特性の設定	年次学術講演会概要	第一部	900-	土木学会	1993.09	免震							複土
林 亜紀夫	伊関 治郎	他	免震橋に用いる落橋防止装置の特性について(その1)	年次学術講演会概要	第一部	1388-	土木学会	1991.09	免震							複土
鈴木 裕二	田村 陽司	2	大反力ゴム支承を用いたPC多径間連続橋の振動試験	プレストレスコンクリート技術協 会研究発表会講演概 要	29	29-32			1989	プレスト レス コンクリ ート 構造	分散	ゴム構 造	ばね定 数			佐々木
鈴木 英世	間山 正一	他	フェライト混練高減衰積層ゴムの開発	土木学会論文集	5-15	101-			1991.08	免震						大丸
和田 克哉			特集:橋りょうの見えない部分 I I I 耐震・落橋防止装置 耐震・落橋防 止装置の種類と設計法 首都高速道路公団の場合	土木技術	35-12	117- 128			1980	ずれ止 装置	道路橋	耐震設 計				佐々木

3. 3. 2 多径間連続橋基本モデルの検討

(1) 目的および検討ケース

(a) 目的

今後の試算検討に用いるモデルを共通にするため、表-3.3.2.1 に示す直線橋で橋脚高さが等しい場合の基本モデルを設定した。

表-3.3.2.1 基本モデル一覧表

	①一径間単純桁 (基本ケース)		②多径間連続桁		備 考
	鋼橋	コンクリート橋	鋼橋	コンクリート橋	
A. 下部構造の剛性が高い	A 1 S	A 1 C	A 2 S	A 2 C	<ul style="list-style-type: none"> ・ I 種地盤 ・ コンクリート橋脚 ・ 低橋脚
B. 下部構造の剛性が中位	B 1 S	B 1 C	B 2 S	B 2 C	<ul style="list-style-type: none"> ・ I 種地盤 ・ 鋼橋脚 ・ 高橋脚
C. 下部構造の剛性が低い	C 1 S	C	C 2 S	C 2 C	<ul style="list-style-type: none"> ・ III 種地盤 ・ 鋼橋脚 ・ 高橋脚

(b) モデル橋の径間長及び橋長の設定

- ①鋼橋単純桁 $l = 50.0\text{m}$
- ②コンクリート橋単純桁 $l = 25.0\text{m}$
- ③鋼橋連続桁 $L = 10 @ 50.0\text{m} = 500.0\text{m}$
- ④コンクリート橋連続桁 $L = 20 @ 25.0\text{m} = 500.0\text{m}$

(c) 道路標準幅員

道路の標準幅員を 図-3.3.2.1 の通り設定した。

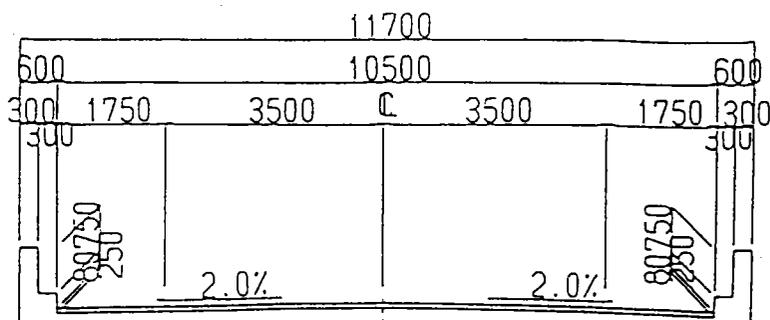


図-3.3.2.1 標準横断面図

(d) 上部工標準断面図

前項の道路標準幅員に対応した上部構造の標準横断を以下に示す。

① 鋼橋

支間長 $l = 50\text{m}$ に対応した鋼橋として、鋼箱桁を 図-3.3.2.2 に示す。

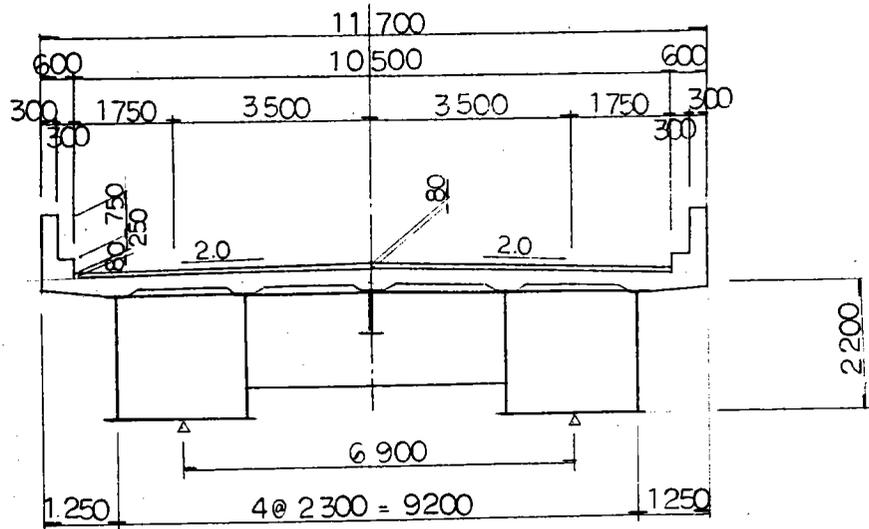


図-3.3.2.2 鋼橋標準横断図

② コンクリート橋

支間長 $l = 25\text{m}$ に対応したコンクリート橋としてPC中空床版を 図-3.3.2.3 に示す。

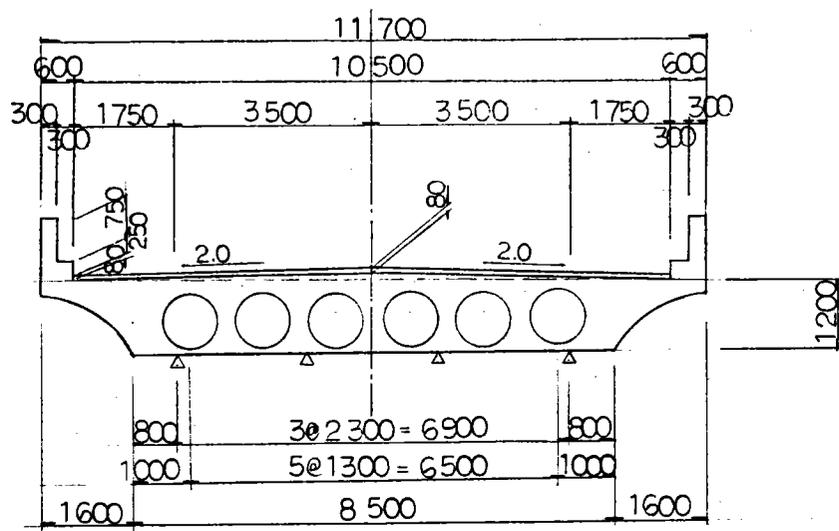


図-3.3.2.3 コンクリート橋標準横断図

(e) 下部工形状

表-3.3.2.1 基本モデル一覧表に示した各ケースの下部工形状を 図-3.3.2.4～
 図-3.3.2.9 に示す。

①下部工の剛性が高い鋼橋 (A1S、A2S)

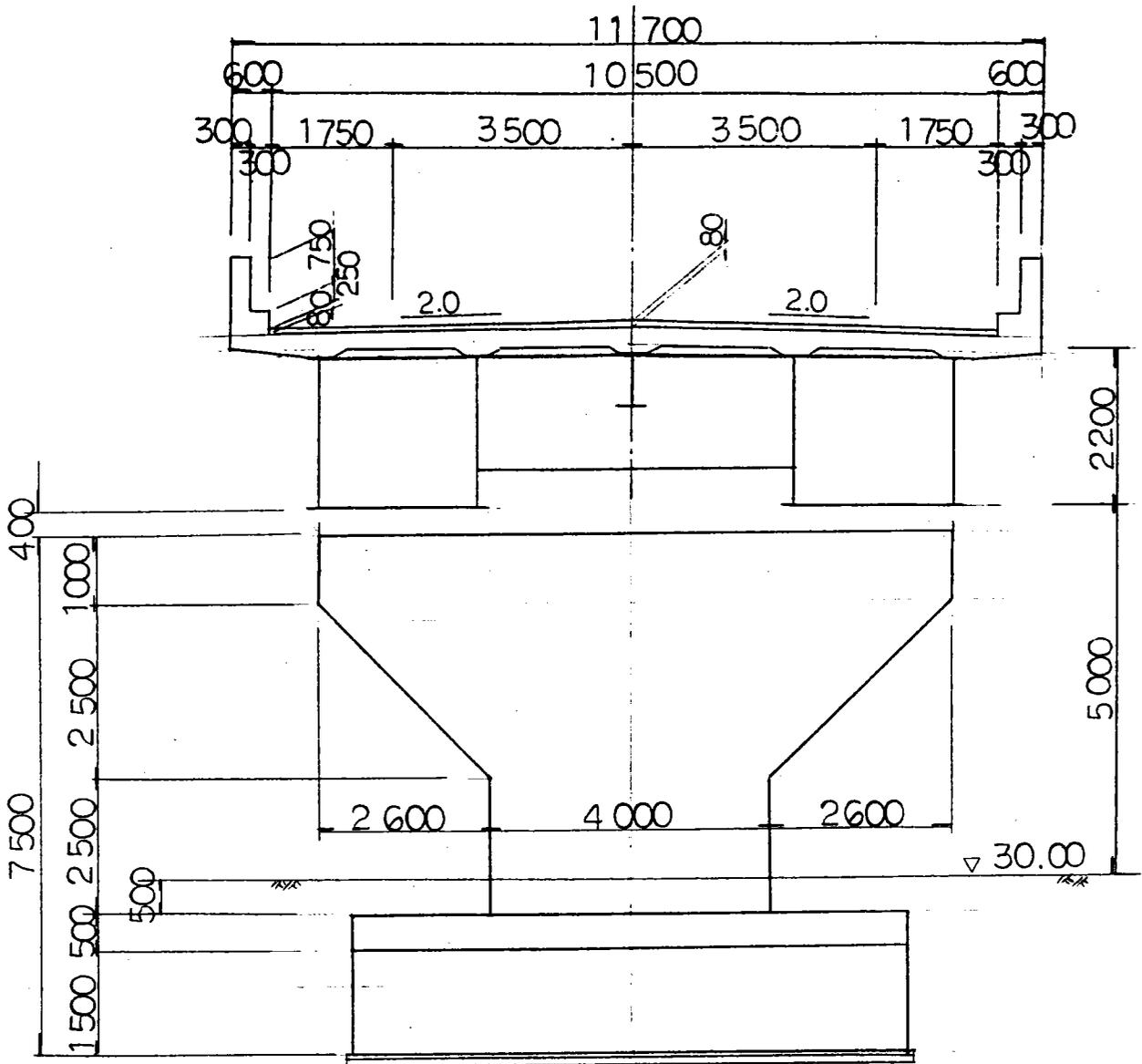


図-3.3.2.4 下部工剛性が高い鋼橋の形状

②下部工の剛性が高いコンクリート橋 (A1C、A2C)

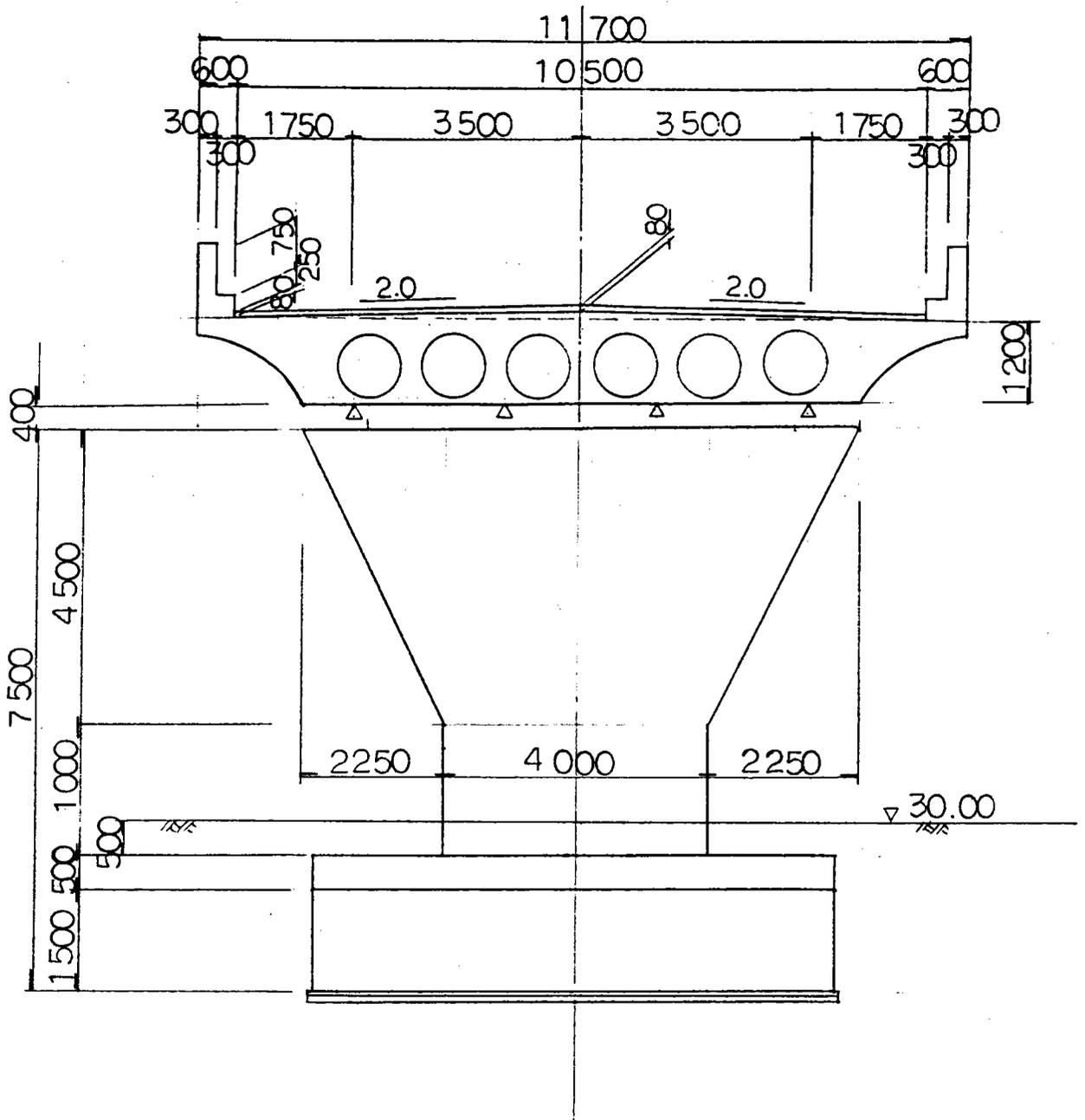


図-3.3.2.5 下部工剛性が高いコンクリート橋の形状

③下部工の剛性が中位の鋼橋 (B1S、B2S)

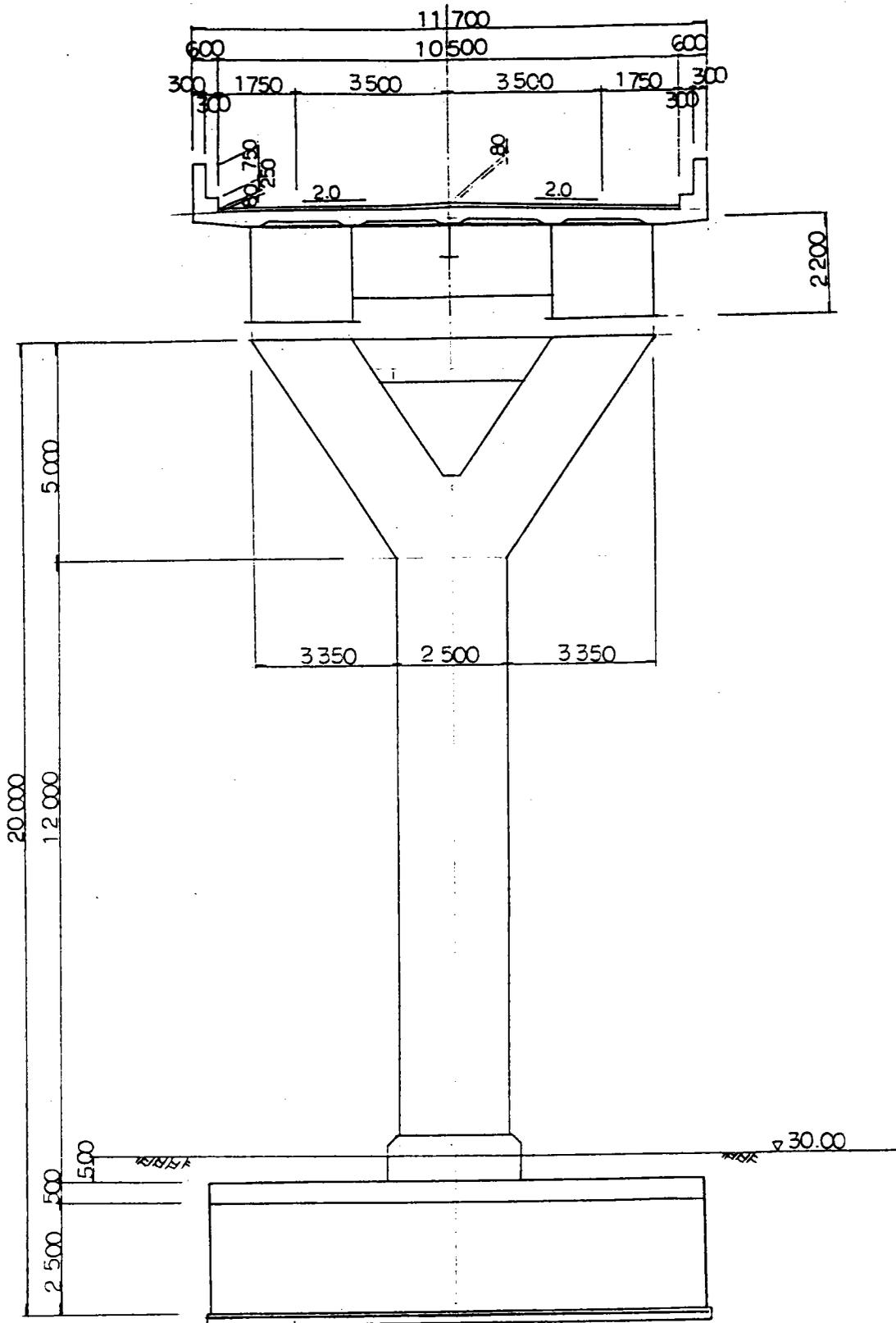


図-3.3.2.6 下部工剛性が中位の鋼橋の形状

④下部工の剛性が中位のコンクリート橋 (B1C、B2C)

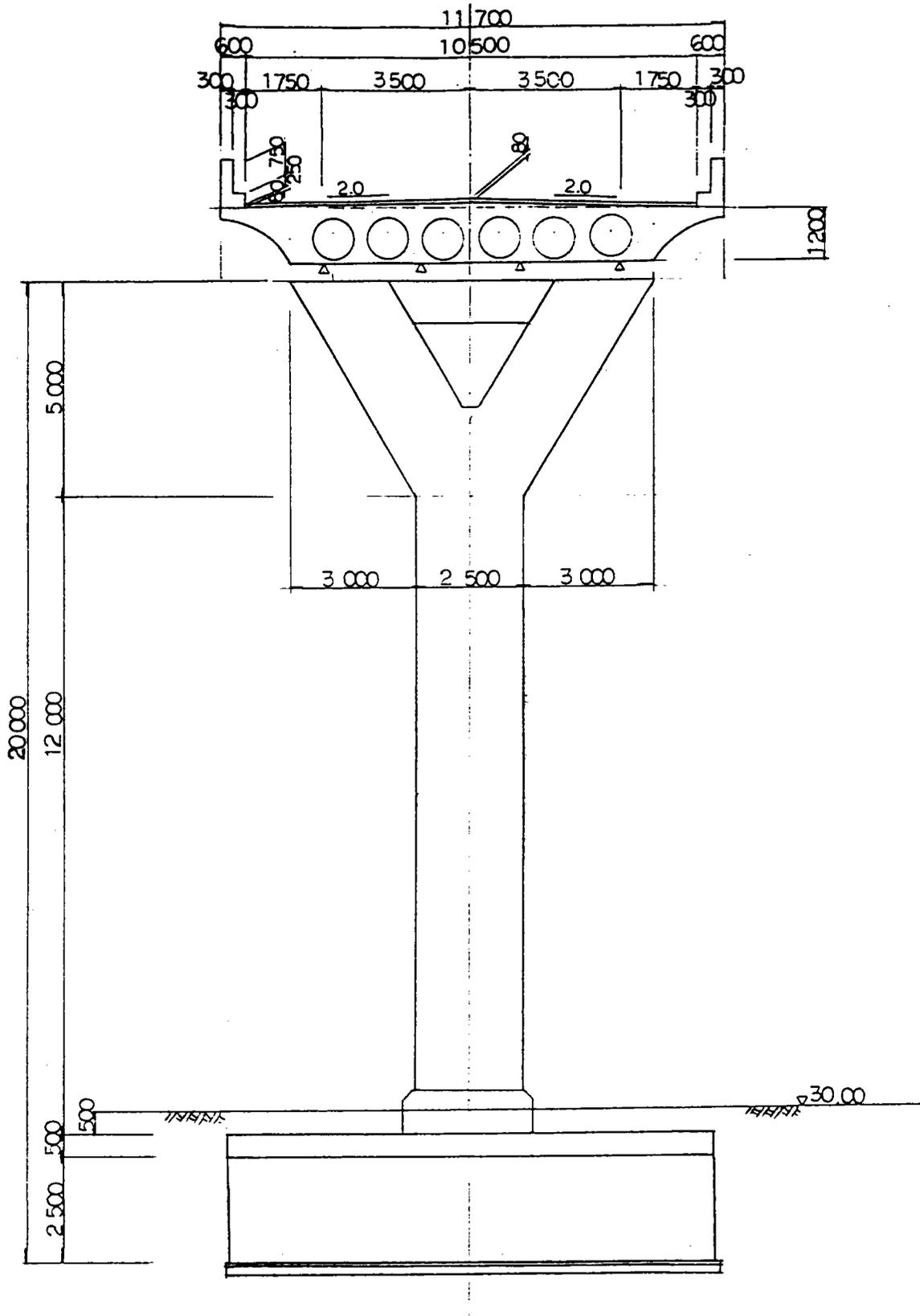


図-3.3.2.7 下部工剛性が中位のコンクリート橋の形状

⑤下部工の剛性が低い鋼橋 (C1S、C2S)

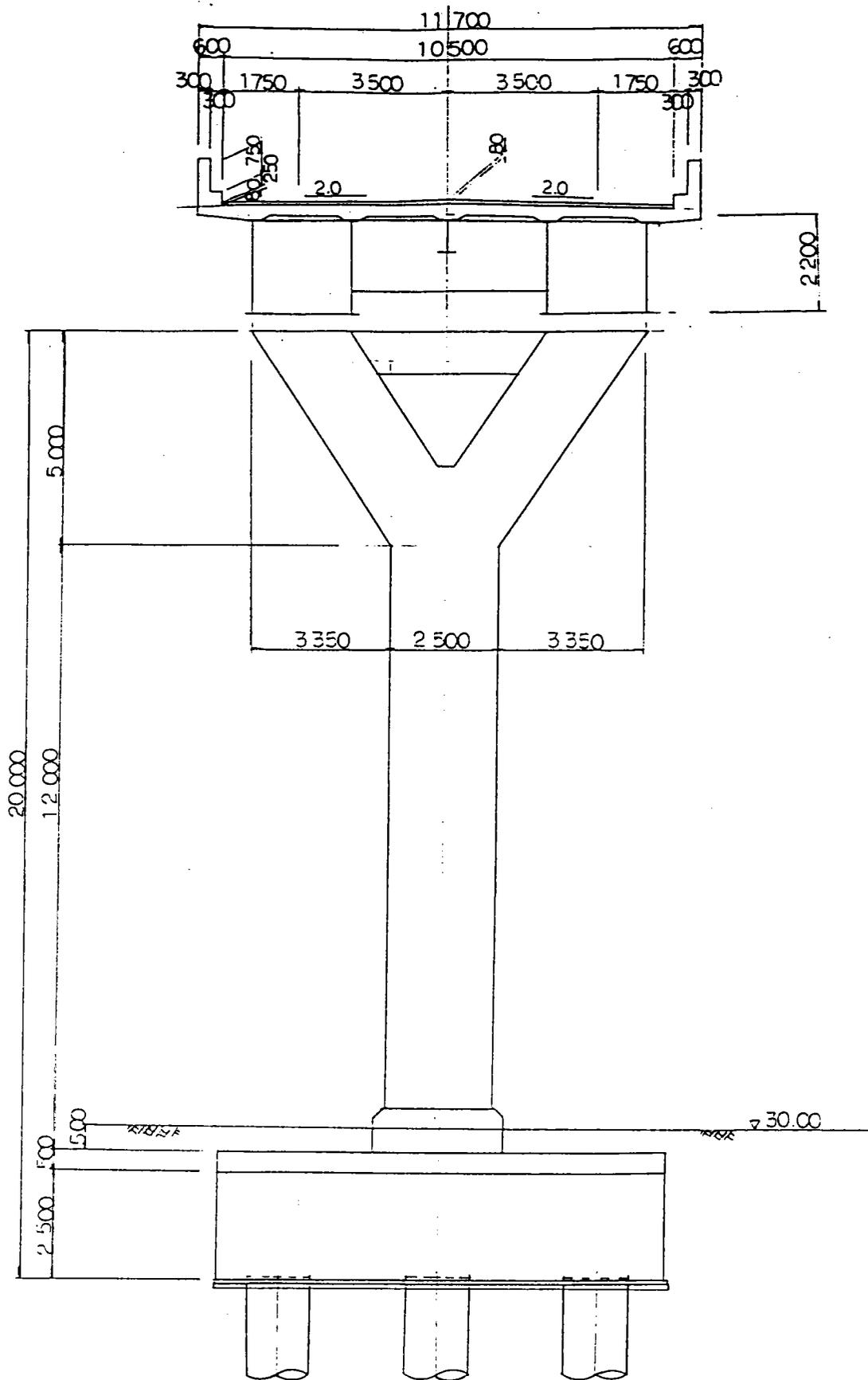


図-3.3.2.8 下部工剛性が低い鋼橋の形状

⑥下部工の剛性が低いコンクリート橋 (C1C、C2C)

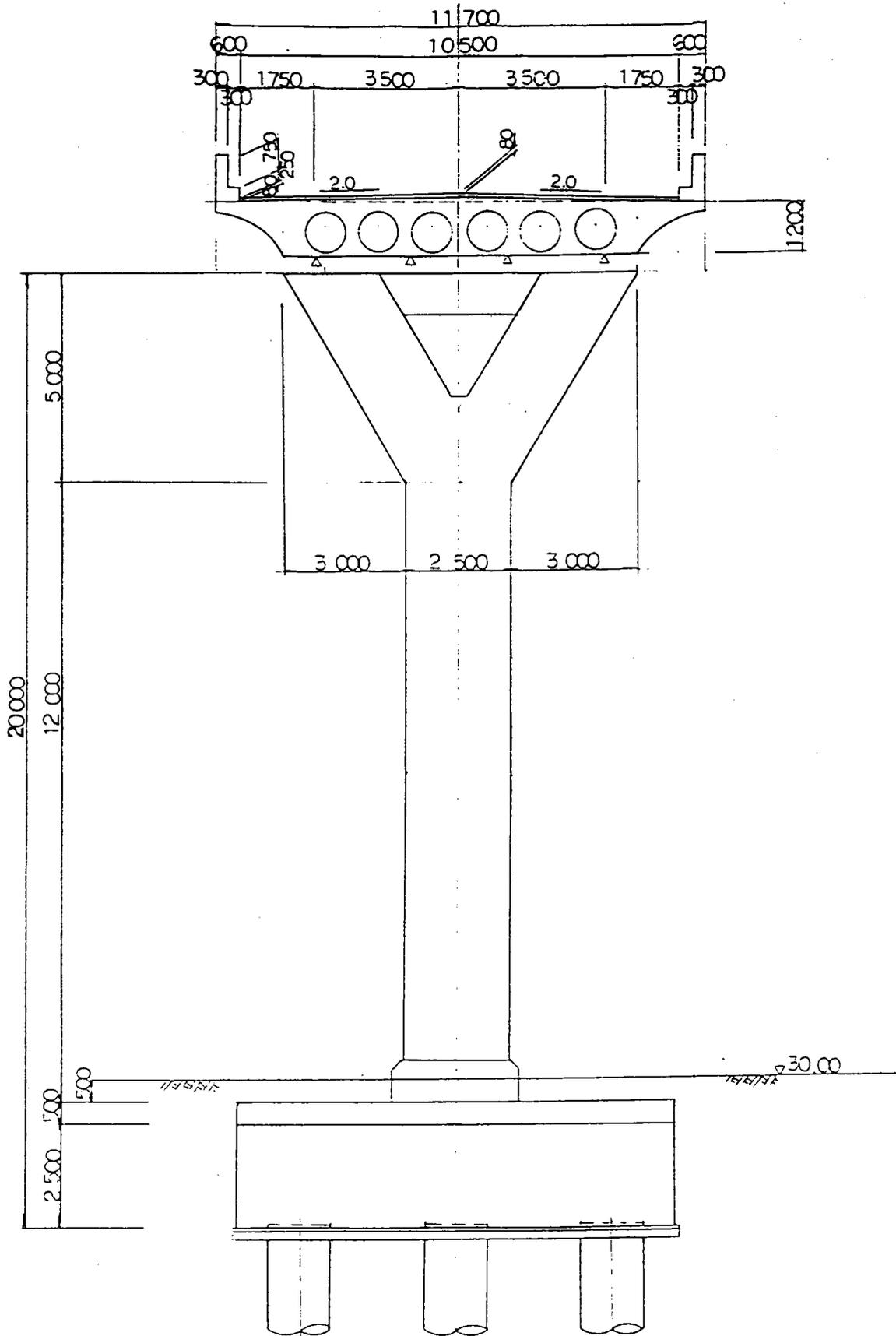


図-3.3.2.9 下部工剛性が低いコンクリート橋の形状

(f) 基礎地盤の条件

基礎地盤の条件としてⅠ種地盤及び、Ⅲ種地盤の2種類のモデル地盤を設定し、各試設計用の地盤定数として示す。

① Ⅰ種地盤

Ⅰ種地盤用のモデル地盤定数を表-3.3.2.2に示す。

表-3.3.2.2 Ⅰ種地盤のモデル地盤定数

標高 (DL+m)	深度 (GL-m)	層厚 (m)	水位 (GL-m)	土層名	平均N値 (回/30cm)	γ (tf/m ³)	c (tf/m ²)	ϕ (deg)	Es (kgf/cm ²)	Vs (m/sec)	G (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)
30.000	0.00											
28.000	2.00	2.00	▽ 3.00	B	1	1.75	—	15	10	100	170	400
				Dg	50	1.95	—	40	350	400	3,100	9,200

$$T_c = 4 \times \frac{2}{100}$$

$$= 0.08 \quad (T_c < 0.2) \rightarrow \text{Ⅰ種地盤}$$

② Ⅲ種地盤用のモデル地盤定数を表-3.3.2.3に示す。

表-3.3.2.3 Ⅲ種地盤のモデル地盤定数

標高 (DL+m)	深度 (GL-m)	層厚 (m)	水位 (GL-m)	土層名	平均N値 (回/30cm)	γ (tf/m ³)	c (tf/m ²)	ϕ (deg)	Es (kgf/cm ²)	Vs (m/sec)	G (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)
30.000	0.00											
28.000	2.00	2.00	▽ 3.00	B	1	1.75	—	15	10	100	170	400
3.000	27.000	25.00		As	3	1.75	—	20	30	140	350	1,000
				Dg	50	1.95	—	40	350	400	3,100	9,200

$$T_c = 4 \times \left(\frac{2}{100} + \frac{25}{140} \right)$$

$$= 0.79 \quad (0.6 \leq T_c) \rightarrow \text{Ⅲ種地盤}$$

(g) 試設計の解析モデル

試設計の解析モデルとしては、道路橋の免震設計法マニュアル(案)、(以下マニュアル(案)と称す)の参考資料-1「図-参1.3地震時水平保有耐力法における免震橋梁の初期検討モデル」によるものとした。

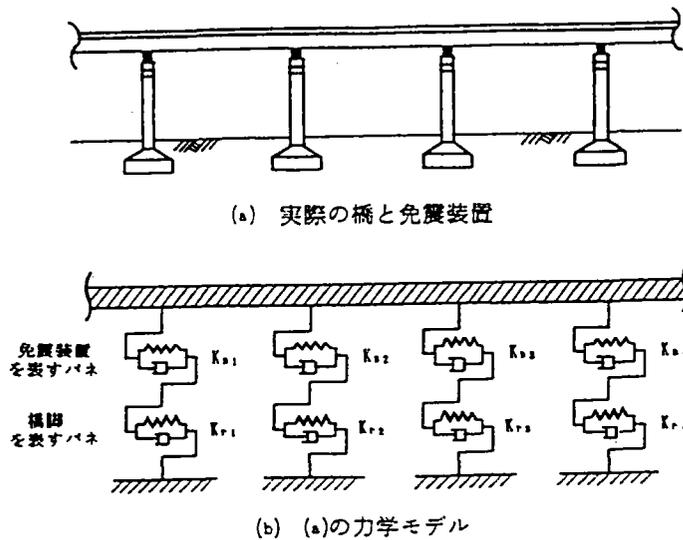


図-3.3.2.10 試設計の解析モデル

(h) 試設計の解析方法

解析方法はマニュアル(案)で規定された免震設計の手順に従うものとした。

(2) 設計条件

(a) 基本材料

① 鋼箱桁橋

鋼材 SM490Y

② PC中空床版橋

コンクリート $\sigma_{ck} = 350 \text{ kgf/cm}^2$

PC鋼材 SWPR7A-12φ12.4mm

③ RC橋脚

コンクリート $\sigma_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$

④ 鋼橋脚

鋼材 SM490Y

コンクリート $\sigma_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$

⑤ 基礎杭

場所打ちRC杭 $\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ ($\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$)

(3) 試設計の結果と考察

(a) 免震設計上の設定値 (計算値)

①下部工の剛性が高い場合の免震設計上の設定値を 表-3.3.2.7 に示す。

表-3.3.2.7 下部工剛性が高い場合の設定値

種 別		A 1 S	A 1 C	A 2 S	A 2 C
上部構造重量 (tf/m)		650 tf (13.0)	700 tf (28.0)	6,500 tf (13.0)	14,000 tf (28.0)
下部工 弾性剛性 (tf/m)	端支点	26,200	26,200	26,200	26,200
	中間支点	—	—	32,400	38,600
下部工 降伏剛性 (tf/m)	端支点	24,700	24,700	24,700	24,700
	中間支点	—	—	20,000	17,100
免震装置の種類		L R B (鉛入り積層ゴム支承)			
免震装置の個数 (一支点当り)		2	4	2	4
端支点の1沓当り R_d 及び R_{max} (tf)		$R_d = 160$ $R_{max} = 260$	$R_d = 80$ $R_{max} = 140$	$R_d = 130$ $R_{max} = 230$	$R_d = 80$ $R_{max} = 140$
中間支点の1沓当り R_d 及び R_{max} (tf)		—	—	$R_d = 330$ $R_{max} = 500$	$R_d = 210$ $R_{max} = 270$
支承の移動量を計 算する温度変化量		$-10 \sim +40^{\circ}\text{C}$ $\pm 25^{\circ}\text{C}$	$-5 \sim +35^{\circ}\text{C}$ $\pm 20^{\circ}\text{C}$	$-10 \sim +40^{\circ}\text{C}$ $\pm 25^{\circ}\text{C}$	$-5 \sim +35^{\circ}\text{C}$ $\pm 20^{\circ}\text{C}$
端支点免震装置 の形状(mm)		$a \times b = 630 \times 630$ $\phi \times n = 65 \times 4$ $t \times n = 15 \times 10$	$a \times b = 480 \times 480$ $\phi \times n = 50 \times 4$ $t \times n = 10 \times 6$	$a \times b = 730 \times 730$ $\phi \times n = 75 \times 4$ $t \times n = 15 \times 10$	$a \times b = 530 \times 530$ $\phi \times n = 50 \times 4$ $t \times n = 10 \times 14$
中間支点免震装置 の形状(mm)		—	—	$a \times b = 930 \times 930$ $\phi \times n = 90 \times 4$ $t \times n = 15 \times 10$	$a \times b = 680 \times 680$ $\phi \times n = 70 \times 4$ $t \times n = 10 \times 14$
支承ゴム体積(m ³)		0.238 (4個)	0.111 (8個)	2.655 (4+18個)	5.235 (8+76個)

②下部工の剛性が中位の場合の免震設計上の設定値を 表-3.3.5.8 に示す。

表-3.3.2.8 下部工剛性が中位の場合の設定値

種 別		B 1 S	B 1 C	B 2 S	B 2 C
上部構造重量 (tf/m)		650 (13.0)	700 tf (28.0)	6,500 (13.0)	14,000 tf (28.0)
下部工 弾性剛性 (tf/m)	端支点	14,100	14,100	14,100	14,100
	中間支点	————	————	17,400	25,400
下部工 降伏剛性 (tf/m)	端支点	14,100	14,100	14,100	14,100
	中間支点	————	————	17,400	25,400
免震装置の種類		L R B (鉛入り積層ゴム支承)			
免震装置の個数 (一支点当り)		2	4	2	4
端支点の1沓当り R_d 及び R_{max} (tf)		$R_d = 160$ $R_{max} = 260$	$R_d = 80$ $R_{max} = 140$	$R_d = 130$ $R_{max} = 230$	$R_d = 80$ $R_{max} = 140$
中間支点の1沓当り R_d 及び R_{max} (tf)		————	————	$R_d = 330$ $R_{max} = 500$	$R_d = 210$ $R_{max} = 270$
支承の移動量を計 算する温度変化量		-10 ~ +40°C ±25°C	-5 ~ +35°C ±20°C	-10 ~ +40°C ±25°C	-5 ~ +35°C ±20°C
端支点免震装置 の形状(mm)		a × b = 630×630 φ × n = 65×4 t × n = 15×10	a × b = 480×480 φ × n = 50×4 t × n = 10×11	a × b = 730×730 φ × n = 75×4 t × n = 15×10	a × b = 530×530 φ × n = 50×4 t × n = 15×10
中間支点免震装置 の形状(mm)		————	————	a × b = 930×930 φ × n = 90×4 t × n = 15×10	a × b = 680×680 φ × n = 70×4 t × n = 15×10
支承ゴム体積(m³)		0.238 (4個)	0.202 (8個)	2.655 (4+18個)	5.608 (8+76個)

③下部工剛性が低い場合の免震設計上の設定値を 表-3.3.2.9 に示す。

表-3.3.2.9 下部工剛性が低い場合の設定値

種 別		B 1 S	B 1 C	B 2 S	B 2 C
上部構造重量 (tf/m)		650 (13.0)	700 tf (28.0)	6,500 (13.0)	14,000 tf (28.0)
下部工 弾性剛性 (tf/m)	端支点	1,300	1,300	1,300	1,300
	中間支点	—	—	1,300	2,400
下部工 降伏剛性 (tf/m)	端支点	1,300	1,300	1,300	1,300
	中間支点	—	—	1,300	2,400
免震装置の種類		L R B (鉛入り積層ゴム支承)			
免震装置の個数 (一支点当り)		2	4	2	4
端支点の1沓当り R_d 及び R_{max} (tf)		$R_d = 160$ $R_{max} = 260$	$R_d = 80$ $R_{max} = 140$	$R_d = 130$ $R_{max} = 230$	$R_d = 80$ $R_{max} = 140$
中間支点の1沓当り R_d 及び R_{max} (tf)		—	—	$R_d = 330$ $R_{max} = 500$	$R_d = 210$ $R_{max} = 270$
支承の移動量を計 算する温度変化量		-10 ~ +40°C ±25°C	-5 ~ +35°C ±20°C	-10 ~ +40°C ±25°C	-5 ~ +35°C ±20°C
端支点免震装置 の形状(mm)		$a \times b = 780 \times 780$ $\phi \times n = 95 \times 4$ $t \times n = 15 \times 10$	$a \times b = 580 \times 580$ $\phi \times n = 70 \times 4$ $t \times n = 15 \times 10$	$a \times b = 930 \times 930$ $\phi \times n = 110 \times 4$ $t \times n = 15 \times 19$	$a \times b = 630 \times 630$ $\phi \times n = 70 \times 4$ $t \times n = 15 \times 15$
中間支点免震装置 の形状(mm)		—	—	$a \times b = 1080 \times 1080$ $\phi \times n = 130 \times 4$ $t \times n = 10 \times 24$	$a \times b = 830 \times 830$ $\phi \times n = 95 \times 4$ $t \times n = 15 \times 15$
支承ゴム体積(m ³)		0.365 (4個)	0.404 (8個)	6.025 (4+18個)	12.495 (8+76個)

(b) 免震設計結果

各ケースの免震設計の結果を 表-3.3.2.10 に示す。

表-3.3.2.10 免震設計結果一覧表

		設計変位 (U _B)	地震水平力 (F _s)	設計変位 (U _B)		地震水平力 (F _s)		固有周期 (T)		設計水平震度 (K _h)		支 承 形 状
				L ₁ 地震 (cm)	L ₂ 地震 (cm)	L ₁ 地震 (tf)	L ₂ 地震 (tf)	L ₁ 地震 (sec)	L ₂ 地震 (sec)	L ₁ 地震	L ₂ 地震	
A. 下部構造の 剛性が高い	一径間 単純桁	A1S	3.8	5.5	35.8	58.5	188.5	《0.45》 1.03	《0.46》 1.57	he=0.236 0.18	he=0.101 0.58	端支点 630×630, φ 65×4本, 15×10層
		A1C	3.7	1.8	14.4	63.0	220.5	《0.46》 0.62	《0.48》 0.98	he=0.230 0.18	he=0.100 0.63	端支点 480×480, φ 50×4本, 10×6層
	多径間 連続桁	A2S	67.2	4.9	36.4	113.4	418.1	《0.55》 0.99	《0.68》 1.52	he=0.231 0.18	he=0.090 0.66	端支点 730×730, φ 75×4本, 15×10層 中間支点930×930, φ 90×4本, 15×10層
		A2C	57.5	4.3	32.0	125.3	421.4	《0.54》 0.93	《0.78》 1.49	he=0.240 0.18	he=0.100 0.61	端支点 530×530, φ 50×4本, 10×14層 中間支点680×680, φ 70×4本, 10×14層
B. 下部構造の 剛性が中位	一径間 単純桁	B1S	3.8	5.5	35.8	58.5	188.5	《0.61》 1.05	《0.61》 1.59	he=0.229 0.18	he=0.101 0.58	端支点 630×630, φ 65×4本, 15×10層
		B1C	2.0	3.3	26.5	63.0	220.5	《0.63》 0.84	《0.63》 1.32	he=0.230 0.18	he=0.101 0.63	端支点 480×480, φ 50×4本, 10×11層
	多径間 連続桁	B2S	67.2	4.9	36.5	113.3	418.6	《0.75》 1.03	《0.75》 1.52	he=0.219 0.18	he=0.090 0.66	端支点 730×730, φ 75×4本, 15×10層 中間支点930×930, φ 90×4本, 15×10層
		B2C	53.6	4.6	33.8	125.3	415.6	《0.67》 0.98	《0.67》 1.52	he=0.233 0.18	he=0.103 0.60	端支点 530×530, φ 50×4本, 15×10層 中間支点680×680, φ 70×4本, 15×10層
C. 下部構造の 剛性が低い	一径間 単純桁	C1S	5.8	3.2	36.4	87.8	292.5	《2.00》 1.18	《2.00》 1.61	he=0.112 0.27	he=0.103 0.90	端支点 780×780, φ 95×4本, 15×10層
		C1C	2.1	3.1	35.4	94.5	315.0	《2.08》 1.20	《2.08》 1.61	he=0.107 0.27	he=0.101 0.90	端支点 580×580, φ 70×4本, 15×10層
	多径間 連続桁	C2S	55.7	4.6	55.8	159.5	539.2	《2.71》 1.57	《2.71》 2.10	he=0.106 0.26	he=0.101 0.87	端支点 930×930, φ 110×4本, 15×19層 中間支点1080×1080, φ 130×4本, 10×24層
		C2C	52.8	5.2	51.4	188.1	626.0	《2.16》 1.34	《2.16》 1.84	he=0.129 0.27	he=0.101 0.90	端支点 630×630, φ 70×4本, 15×15層 中間支点830×830, φ 95×4本, 15×15層

※固有周期以外の各数値は P₁ 橋脚の値

《 》内の数値は非免震橋固有周期の2倍の値

(c) 支承ゴムの体積比較 (1橋当り)

免震設定の結果決定された支承ゴム体積を単純桁の場合と多径間連続桁の場合に分けてそれぞれ 図-3.3.2.11 および 図-3.3.2.12 に示す。

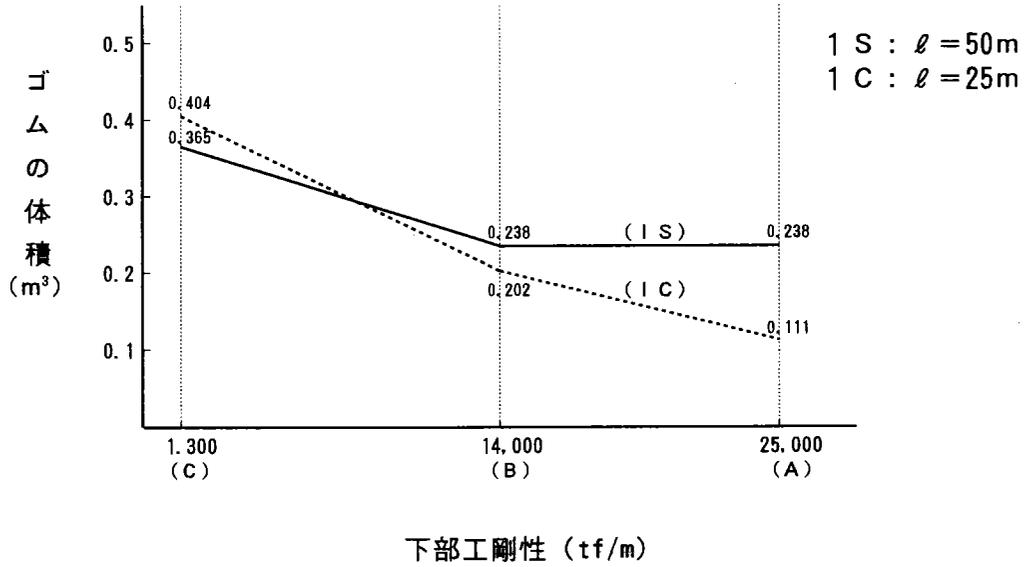


図-3.3.2.11 単純桁の場合の支承ゴム体積比較

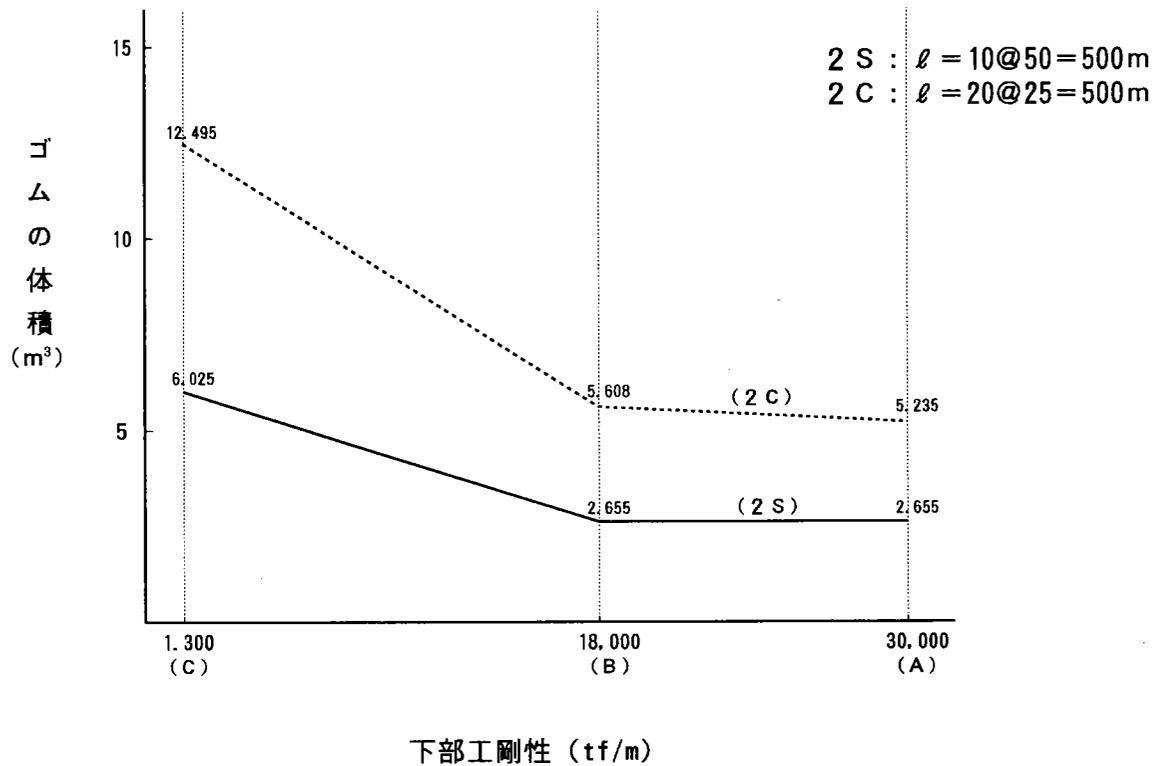


図-3.3.2.12 多径間連続桁の場合の支承ゴム体積比較

(d) 結果の考察

①モデル橋の固有周期について

i) 下部工剛性が高い(A)または中位(B)の場合

I種地盤の特性値は0.2秒以下である。それに対し、下部工剛性が高い(A)または中位(B)の場合、モデル橋の固有周期は震度法地震(L₁レベル)で0.6~1.0秒、地震時保有水平耐力地震(L₂レベル)で1.0~1.6秒となった。また、これらの周期はそれぞれの非免震橋の場合の固有周期に対し、2倍以上の倍率も確保されている。

したがって、1種地盤上に設けられる下部工剛性が高い(A)または中位(B)の橋梁は上下部構造の連成振動が回避され、免震支承に変位を集中させることができるため免震橋に適しているといえる。

ii) 下部工剛性が低い(C)場合

3種地盤の特性値は0.6秒以上である。それに対し下部工剛性が低い(C)場合、モデル橋の固有周期はL₁レベルで1.2~1.6秒、L₂レベルで1.6~2.1秒となった。また、これらの周期はそれぞれの非免震橋の場合の固有周期に対し1.2倍程度の倍率しか確保できない。

したがって、3種地盤上に設けられる下部工剛性が低い(C)の橋梁は上下部構造の連成振動が生じる可能性があり、免震橋には適さないといえる。

②免震支承の体積比較について

i) 単純桁橋の場合

- ・下部工剛性の低い範囲においては、鋼橋がコンクリート橋より支承ゴムの体積を小さくできる傾向がある。
- ・下部工剛性が高くなると、コンクリート橋が鋼橋より支承ゴムの体積を小さくできる傾向がある。
- ・鋼橋はコンクリート橋に対し2倍の橋長があるため、同じ橋長で比較すれば全ての下部工剛性範囲において鋼橋がコンクリート橋に対し支承ゴム体積の面で有利であるといえる。

ii) 連続桁橋の場合

- ・下部工の剛性に左右されず、鋼橋がコンクリート橋に対し支承ゴム体積の面で有利であるといえる。

3. 3. 3 曲線橋の免震化の特徴と問題点の検討

(1) 検討目的および検討項目

(a) 検討目的

近年、わが国における免震橋の施工実績が多数報告され、建築構造物のみならず橋梁に関しても、免震技術が着実に浸透してきていることがうかがわれる。しかしながら、施工実績のほとんどが直線橋あるいは直線に近い橋梁に限られており、都市内の高架橋などに多く採用されているような曲率の大きな曲線橋には適用されていないのが現状である。阪神大震災の教訓²⁾ (写真-3.3.3.1, 3.3.3.2) を踏まえ、今後、橋梁の耐震性向上という目的から曲線橋も含めた多くの橋梁に免震技術が導入されるものとする。例えば、現在、建設が進んでいる第二東名・名神高速道路では、多くの曲線区間を含んだ多径間連続橋が計画されている。現状では、下部工の制約から支承タイプは、反力分散支承が採用されているが、将来的には、より信頼性の高い免震支承の採用の可能性が高いものと思われる。

曲線橋の免震化を行う上での問題点は、橋脚の方向が一定でないことから、通常の直線橋および直線に近い橋梁に対して行われているような1方向に着目した免震化が困難なことである。このため、曲線橋に関しては、多方向あるいは全方向について免震化する必要があるが、その場合の全体挙動および免震システムの有効性を明らかにする必要がある。また、主桁端部の支承は、伸縮装置の移動方向を橋軸方向のみに限定するため、橋軸直角方向を拘束する構造を採用している場合が多いが、この条件が橋梁全体の挙動に及ぼす影響についても明らかではない。さらに計算仮定において一般的に行われている1自由度系の構造モデルを用いた計算が、多方向あるいは全方向免震に対しても対応可能かどうかを確認する必要がある。

本検討では、このような状況を踏まえ、比較的大きな曲率を有する曲線橋を対象として免震設計を行い、次に、その構造モデルを用いた応答スペクトル解析結果から、橋軸直角方向に着目した全体挙動、免震化の有効性、全方向免震化の可能性について検討を行うものである。あわせて、この検討結果をもとに、曲線橋の構造特性に対応した免震支承および伸縮装置の構造に関して比較検討を行う。

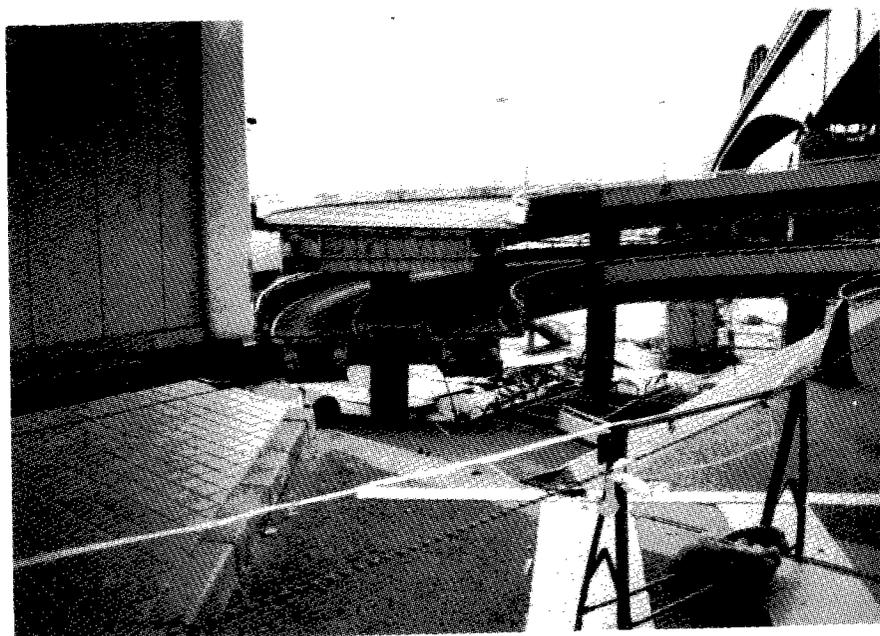
(b) 検討項目

本検討で実施する応答スペクトル解析は、免震支承の条件に着目し、以下の4モデルを設定する。

- | |
|-----------------------------|
| A: 非免震モデル(鋼製支承使用モデル) |
| B: 橋軸方向免震モデル |
| C: 全方向免震モデル |
| D: 主桁端部を橋軸直角方向に拘束した全方向免震モデル |

前述のモデルを用いたスペクトル応答解析結果について、以下の項目について比較検討し、前述の検討目的に対応した考察を行うものとする。

- 1) 上部工最大変位
- 2) 橋脚天端最大変位
- 3) 上部工－橋脚相対変位（免震支承の変位）
- 4) 橋脚基部最大曲げモーメント
- 5) 橋脚基部最大せん断力



写真－3.3.3.1 曲線橋の被害事例（その1）¹⁾
（神戸大橋ポートターミナル取付部：神戸市）



(1) 湊川ランプ橋の落下した曲線桁



(2) 湊川ランプ橋における桁の橋軸直角方向へのずれ

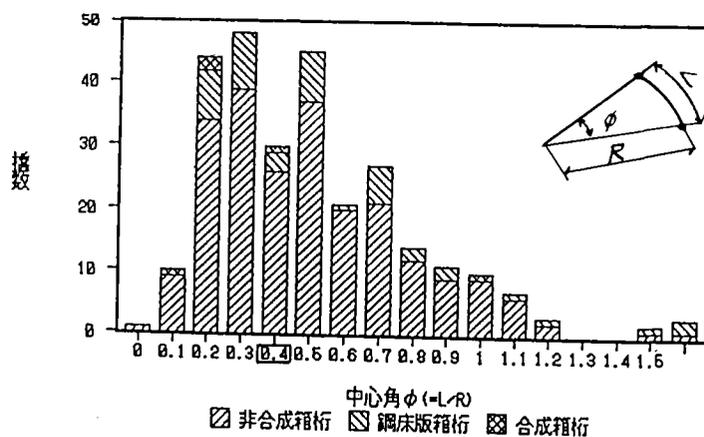
写真-3.3.3.2 曲線橋の被害事例(その2)²⁾
(阪公3号線湊川ランプ橋: 阪神高速道路公団)

(2) 解析モデルの設定

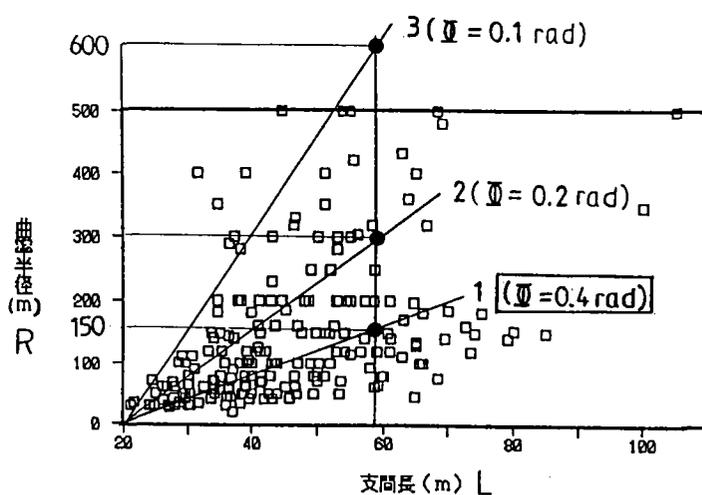
(a) 支間長および曲率半径の選定

これまでの国内における曲線箱桁橋の施工実績を図-3.3.3.1に示す。実績調査結果によると、鋼床版箱桁、合成箱桁の施工実績に比べ非合成箱桁の施工実績が多いことがわかる。また、曲線橋の中心角 ϕ (rad)に着目した場合、 $\phi=0.2\sim0.6$ (rad)の範囲に施工実績が多い傾向を示している。

解析モデルの設定にあたり、中心角については、その施工実績の多い範囲の中央値として、 $\phi=0.4$ (rad)とする。したがって、曲率半径を150mと仮定すると、支間は58.9mとなる。すなわち、図-3.3.3.2に示す4径間連続非合成箱桁橋(4@58.9m=235.6m)を解析モデルに設定する。

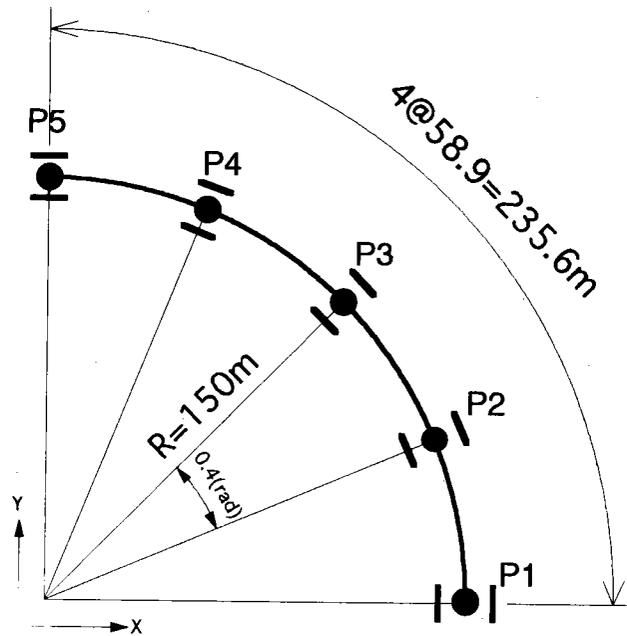


(1) 中心角 ($\phi = L/R$)



(2) 支間長と平均曲線半径との関係 (非合成箱桁)

図-3.3.3.1 国内における曲線橋の施工実績³⁾



4径間連続非合成箱橋(4@58.9m=235.6m)

図-3.3.3.2 曲線橋の解析モデル

(b) 上部工の設計

上部工は、曲率半径が150mの4径間連続非合成2箱桁として設計を行った。

図-3.3.3.3に断面図と側面図を示す。

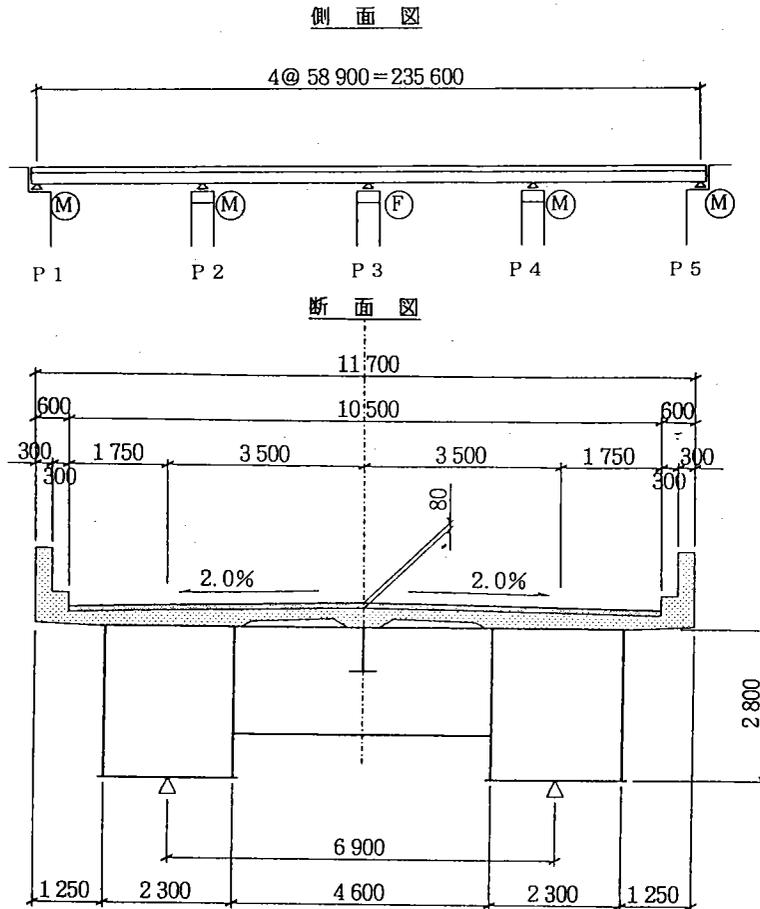


図-3.3.3.3 設計対象とする4径間連続非合成2箱桁橋(R=150m)

(c) 下部工および基礎工の設計

a) 上部工形式

4 径間連続鋼箱桁橋

b) 上部工反力

上部工反力を、外桁、内桁それぞれの最大時について表-3.3.3.2 に示す。設計検討する橋脚は、P 1, P 2, P 3 の 3 基とする。なお、P 1 橋脚については、隣接桁上部工反力を考慮し、かけ違い部の橋脚として取り扱う。

表-3.3.3.2 外桁の反力最大時

単位: tonf

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5
G 1 (内側)	D	105	494	400	494	105
	L	55	137	131	137	55
G 2 (外側)	D	239	518	412	518	239
	L	146	220	209	220	146

注) 活荷重には衝撃を含む。

表-3.3.3.3 内桁の反力最大時

単位: tonf

		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5
G 1 (内側)	D	105	494	400	494	105
	L	109	214	206	214	109
G 2 (外側)	D	239	518	412	518	239
	L	55	137	129	137	55

注) 活荷重には衝撃を含む。

c) 地盤定数

下部工の設計にあたっては、II種地盤を想定し、表-3.3.3.4 に示す値を用いる。

表-3.3.3.4 下部工の設計に使用する地盤定数

標高 (DL-m)	深度 (GL-m)	層厚 (m)	水位 (GL-m)	土層名	平均N値	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ (deg)	E_s (kgf/cm ²)	V_s (m/sec)	G (kgf/cm ²)	ED (kgf/cm ²)
15.0	0.0											
13.0	2.0	2.0	▽-1.5	B	1	1.75	-	15	10	100	170	400
1.0	14.0	12.0		As	3	1.75	-	20	30	140	350	1000
				Dg	50	1.95	-	40	350	400	3100	9200

d) 設計水平震度

$T_G=0.42$

$K_h=0.26$

e) 下部工形式

①橋脚工

梁部、柱部ともに、コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}=210 \text{ kgf/cm}^2$ 、配筋は、D 3 2 - 2 段として部材厚を決定する。

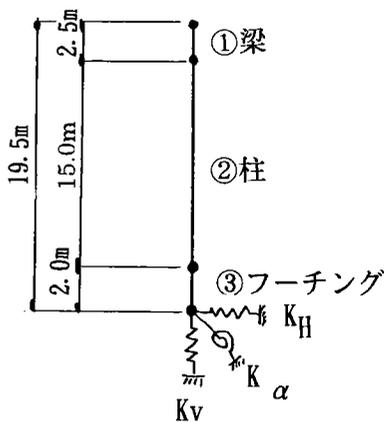
②基礎工

フーチングのコンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}=210 \text{ kgf/cm}^2$ 、杭基礎は場所打ち杭 $\phi 1500 \text{ mm}$ とする。

下部工の解析モデルの断面緒元および地盤のバネ定数を 表-3.3.3.5 に示す。図-3.3.3.3 に下部工の一般図を示す。

表-3.3.3.5 橋脚断面緒元および地盤バネ定数

(1) P1



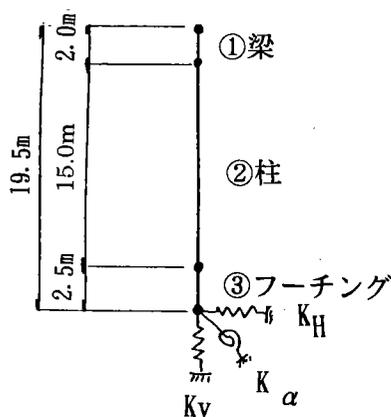
・断面緒元

	A (m ²)	I (m ⁴)	
		橋軸	直角
①	23.0	11.979	162.227
②	12.5	6.510	26.042
③	110.3 (∞)	1012.922 (∞)	1012.922 (∞)

・支点バネ

	橋軸	直角
鉛直バネ KV(t/m)	4.545×10^5	4.545×10^5
水平バネ KH(t/m)	2.941×10^5	2.941×10^5
回転バネ Kα(t·m/rad)	5.640×10^6	5.640×10^6

(2) P2, P3

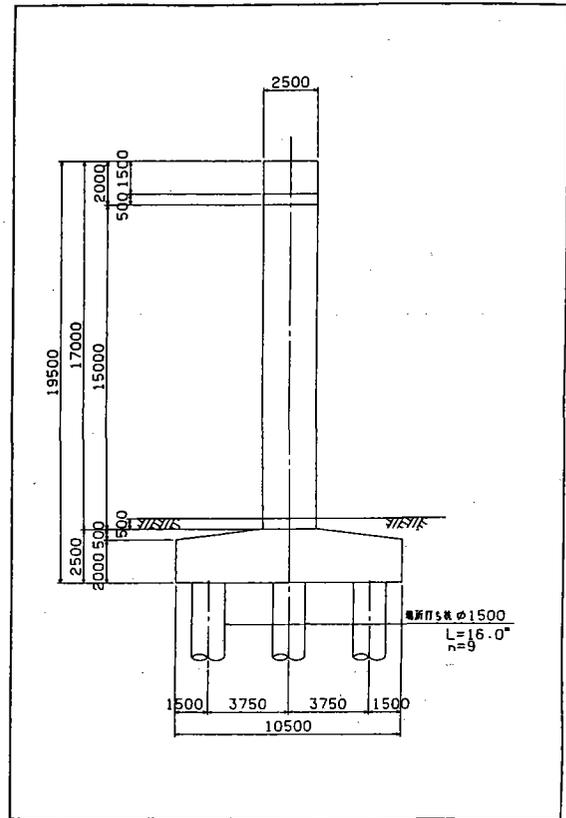
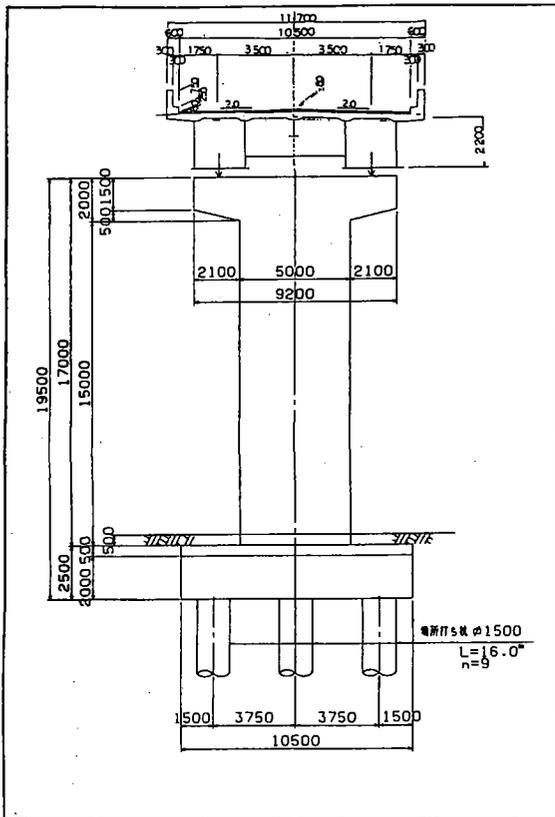


・断面緒元

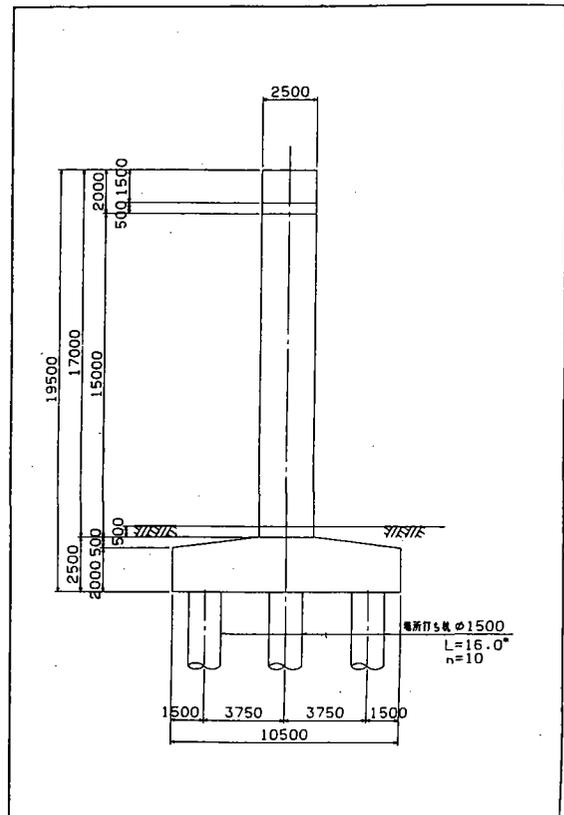
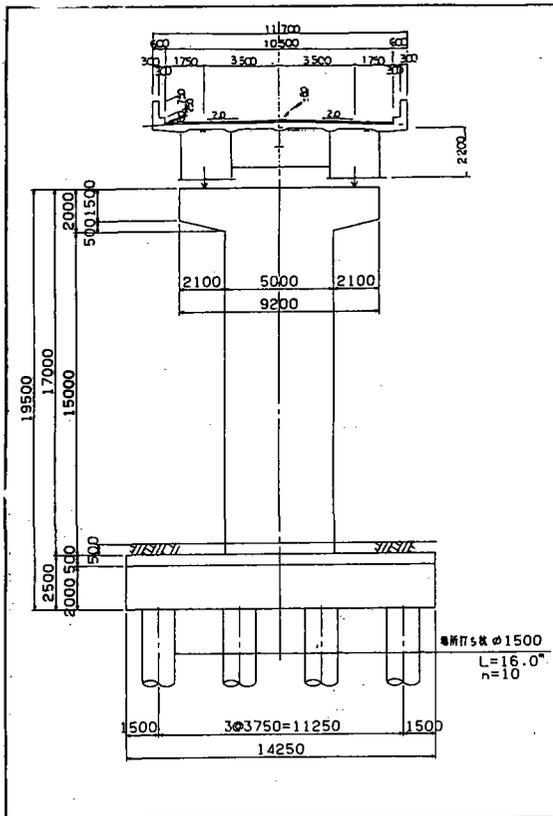
	A (m ²)	I (m ⁴)	
		橋軸	直角
①	23.0	11.979	162.227
②	12.5	6.510	26.042
③	149.6 (∞)	1374.680 (∞)	2531.936 (∞)

・支点バネ

	橋軸	直角
鉛直バネ KV(t/m)	5.000×10^5	5.000×10^5
水平バネ KH(t/m)	3.333×10^5	3.571×10^5
回転バネ Kα(t·m/rad)	7.199×10^6	1.176×10^7



(1) P1, P5



(2) P2, P3, P4

図-3.3.3.3 下部工の形状寸法

(d) 免震支承の設計

a) 免震装置の設計入力条件

免震装置の設計条件を表-3.3.3.6に示す。

表-3.3.3.6 免震装置の設計条件

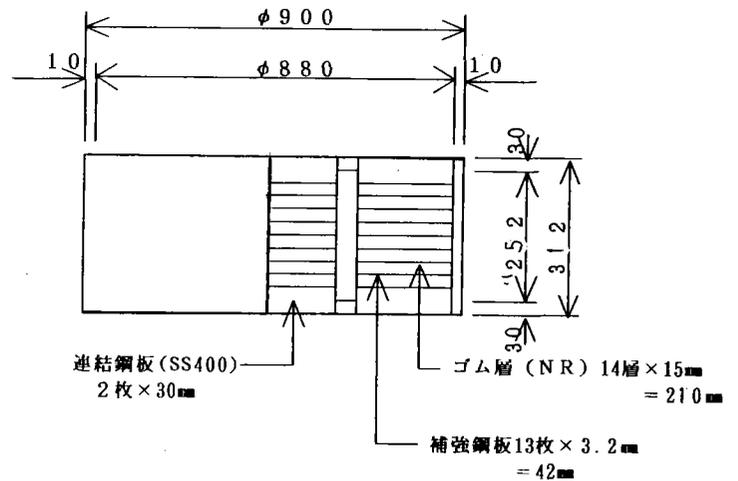
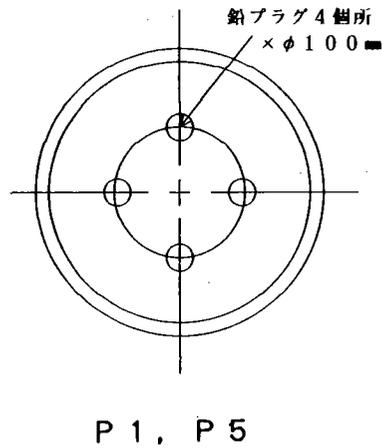
	P 1, 5	P 2, 4	P 3	備考
最大支承反力 (Kgf) (死荷重+最大活荷重)	385000	738000	621000	1)最大支承・死荷重反力は外桁反力最大時を適用した。 2)最小支承反力は最大活荷重を1/2倍したものに死荷重を加えたものとした。
最小 " (Kgf) (死荷重+1/2*最大活荷重)	312000	628000	516500	
死荷重反力 (Kgf)	239000	518000	412000	
全体重量 (Kgf)	3524000			

		橋軸 (1 支承当り)		直角 (1 支承当り)	
		P1, P5	P2, 3, 4	P1, P5	P2, 3, 4
橋脚に対するバネ定数 (Kgf/cm)	L 1	74460	79320	287640	295200
	L 2	29520	36720	107600	123380
基礎の並進に対するバネ定数 (Kgf/cm)		2.941×10^6	3.333×10^6	2.941×10^6	3.571×10^6
基礎の回転に対するバネ定数	Kgf·cm/rad	5.64×10^{11}	7.199×10^{11}	5.64×10^{11}	1.176×10^{12}
	Kgf/cm	148320	189320	148320	309270
下部全体の剛性 (Kgf/cm)	L 1	48751.4	54977.5	94708.0	144906.8
	L 2	24415.5	30473.7	61065.4	86069.7
橋脚の高さ (cm)		1700	1700	1700	1700
上部構造慣性力の作用高さ (cm)		1950	1950	1950	1950

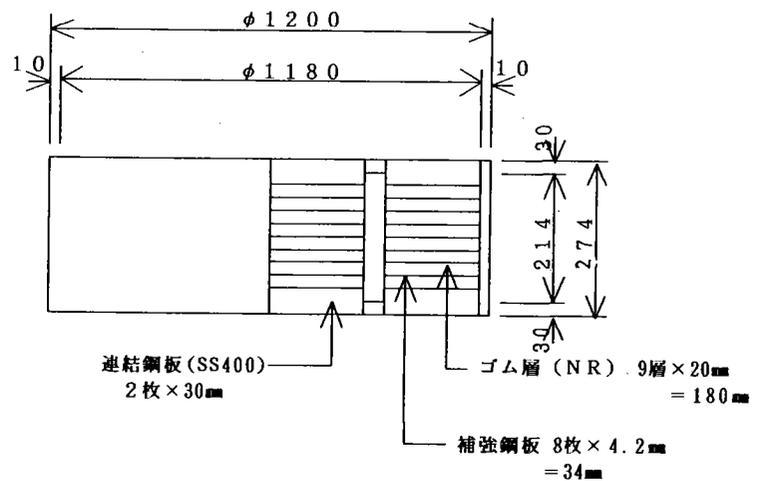
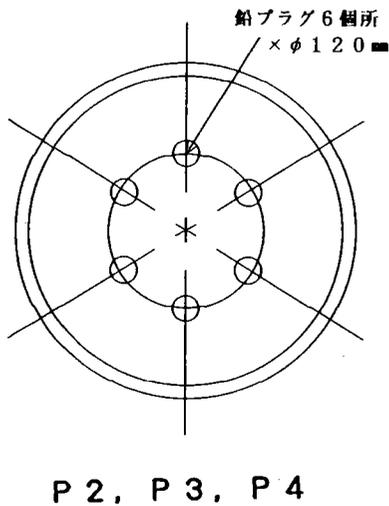
	橋軸・橋軸直角方向	
	レベル 1	レベル 2
橋脚に対する減衰定数	0.1	0.1
基礎の並進に対する減衰定数	0.1	0.1
基礎の回転に対する減衰定数	0.1	0.1

b) 免震装置の設計

免震設計マニュアル（案）により、設計した鉛プラグ入り積層ゴムを用いた免震支承の形状を図-3.3.3.4に示す。



(1) P 1, P 5 支承



(2) P 2, P 3, P 4 支承

図-3.3.3.4 鉛入り積層ゴムを用いた免震ゴム支承の形状

(e) 解析モデル

スペクトル応答解析に用いる4径間連続曲線橋の全体構造解析モデルを図-3.3.3.5、
 支承条件を図-3.3.3.6に示す。

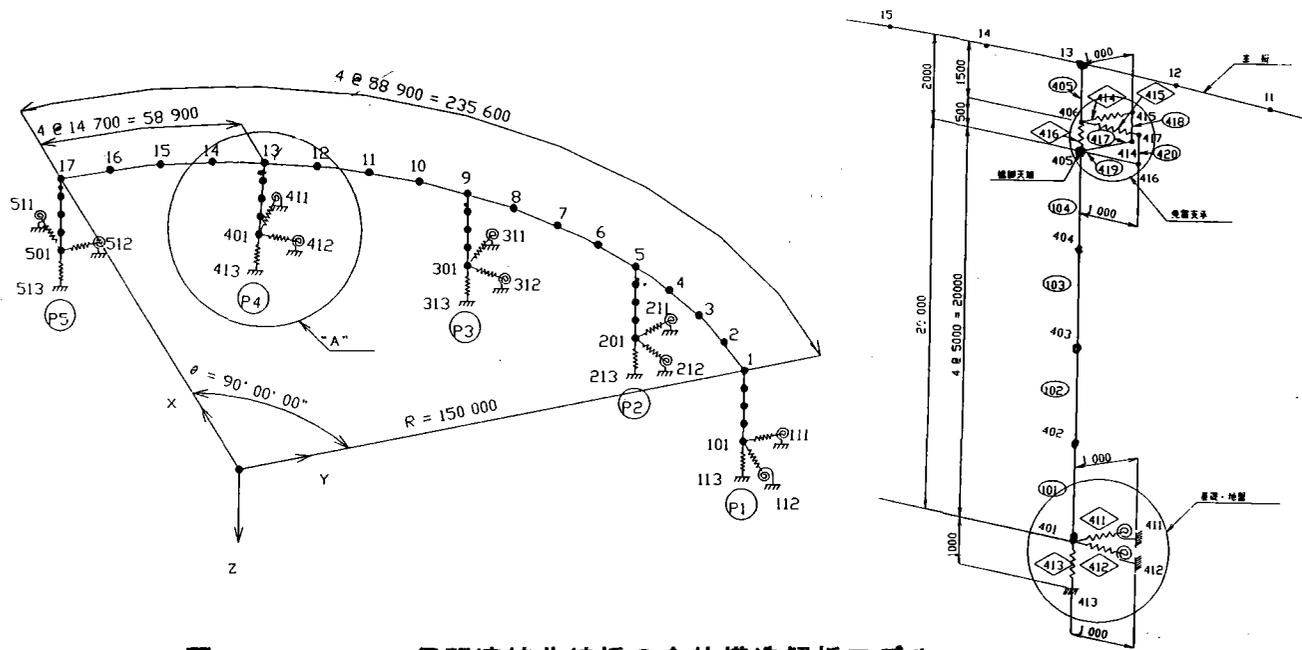


図-3.3.3.5 4径間連続曲線橋の全体構造解析モデル

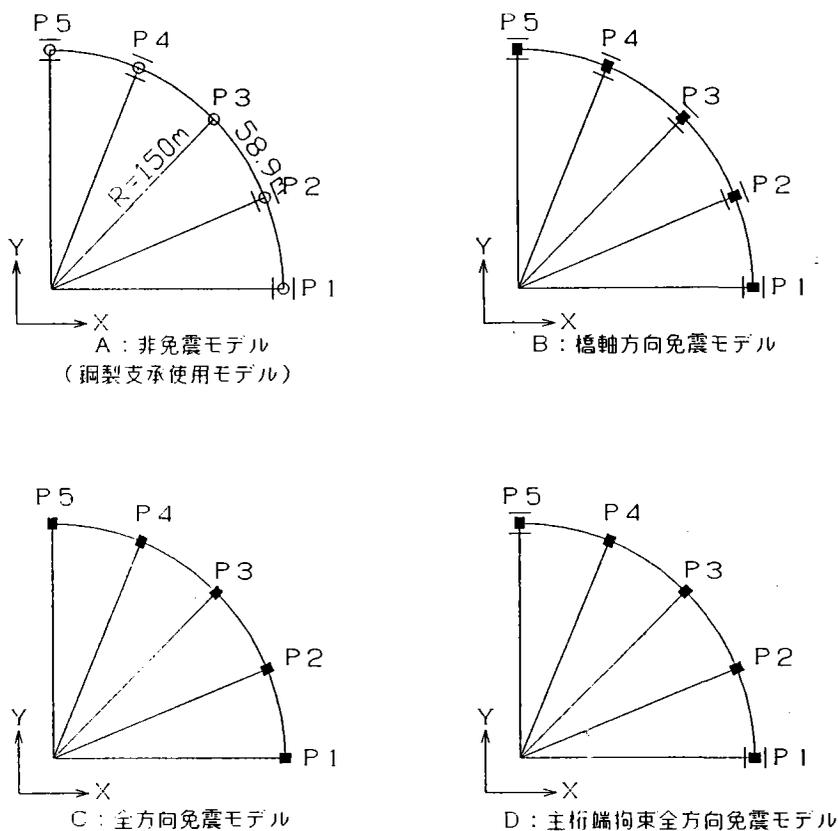


図-3.3.3.6 4径間連続曲線橋解析モデルの支承条件

(3) 固有値解析および応答スペクトル解析結果

(a) 解析条件

- ・解析方法 : 完全2次結合 (CQC法)
- ・応答スペクトル : 道示耐震設計編Ⅱ種地盤用スペクトル (震度法レベル)
- ・地域別補正係数 : 1.0 (地域区分A)
- ・重要度別補正係数 : 1.0 (重要度の区分1級)
- ・地震の作用方向 : 各座標系に対してX, Y方向
- ・有効質量 : 95%以上
- ・減衰定数
 - ①主 桁 : 0.02
 - ②RC橋脚 : 0.10
 - ③基 礎 : 0.20
 - ④免震支承 : 0.27

なお、応答スペクトル解析では、地震の入直方向が各座標軸の方向に限られていることから、**図-3.3.3.2**に示す座標系(以下、基本座標系と呼ぶ)では、P1橋脚、P5橋脚の橋軸および橋軸直角方向の地震を考慮できるのみである。このため、基本座標系をZ軸回りに45°回転した座標系(45°回転座標系)を設定することにより、P3橋脚の橋軸および橋軸直角方向の地震を考慮することにした。

(b) 解析結果および今後の課題

a) 支承タイプ別の応答比較

①上部工の最大変位

図-3.3.3.7および**図-3.3.3.8**に各橋脚上における上部工の最大変位を示す。橋軸方向の応答結果については、鋼製支承モデルを除き、有意差は見られなかった。他の解析モデルに比べ鋼製支承モデルのみ、応答変位が大きく生じた理由は、全地震力が固定条件のP3橋脚に集中したためと考えられる。

橋軸直角方向の応答については、桁端拘束全方向免震モデルを除き橋軸方向の応答と同様な傾向が現れている。

桁端拘束全方向免震モデルについては、端部橋脚上の変位は、他の免震モデルと差がないが、中間橋脚のP2、P4橋脚では、他の免震モデルの2倍強、P3橋脚では、約4倍の値を示しており、変位の均等化がなされていない。

②橋脚天端の最大変位

図-3.3.3.9 および図-3.3.3.10 に各橋脚天端での最大変位を示す。橋軸方向については、鋼製支承モデルのP3橋脚が、他の解析モデルに比べ3倍程度大きな値を示している。

橋軸方向については、鋼製支承モデルのP3橋脚が20mm程度と、大きな値を示している。また、橋軸方向免震モデルは、桁端部では、他の免震モデルと変わらないが、P2、P4橋脚では、16.6mm、P3橋脚では18mmと、他の免震モデルより1.5倍程度大きな値を示している。

③上部工と橋脚の相対変位

図-3.3.3.11 および図-3.3.3.12 に上部工と橋脚天端の相対変位を示す。橋軸方向の相対変位については、鋼製支承モデルを除き大差はなかった。橋軸直角方向の相対変位については、橋軸直角方向の変位を許している全方向免震モデルと、端部拘束全方向免震モデルが、P3橋脚上で大きな値を示し、支承条件の影響が認められる。

④橋脚基部の最大せん断力

図-3.3.3.13 および図-3.3.3.14 に上部工と橋脚天端の相対変位を示す。橋軸方向については、鋼製支承モデルが470tfと、他の免震支承モデルに比べ2.5倍程度大きな値を示している。各免震支承モデルについては、ほとんど差が認められなかった。

橋軸直角方向については、端部橋脚位置では、いずれのモデルも差が認められなかった。中間橋脚については、全方向免震モデルが、180tf前後ではほぼ一定な値を示しており、桁端拘束全方向免震モデルは、P3橋脚が200tf、P2、P4橋脚が160tfと全方向免震モデルに比べ、ややばらついた値を示している。また、橋軸方向免震モデルは、鋼製支承モデルに比べ1.5倍程度大きな値を示している。

(c) まとめ

以上の応答スペクトル解析結果より、以下の考察が得られる。

- ・橋軸方向の挙動に関しては、免震支承の拘束条件の違いによる影響は、認められない。
- ・橋軸直角方向については、橋脚基部のせん断力の低減に最も効果が認められるのは、全方向免震したケースであり、以下、桁端拘束全方向免震、橋軸方向免震、鋼製支承の順となる。伸縮装置および落橋防止装置の設置を考えると、桁端拘束全方向免震は、P3橋脚位置で変位、せん断力とも全方向免震に比べ大きな値を示すが、橋軸方向免震と比較すると、その増加率は小さいため、現実的な免震手法と考えられる。ただし、主桁端部の橋軸直角方向を拘束することにより、上部工の水平面内の曲げモーメントが発生することが考えられるため、とくに曲率半径が小さい場合には、主桁の応力照査についても注意を要する。

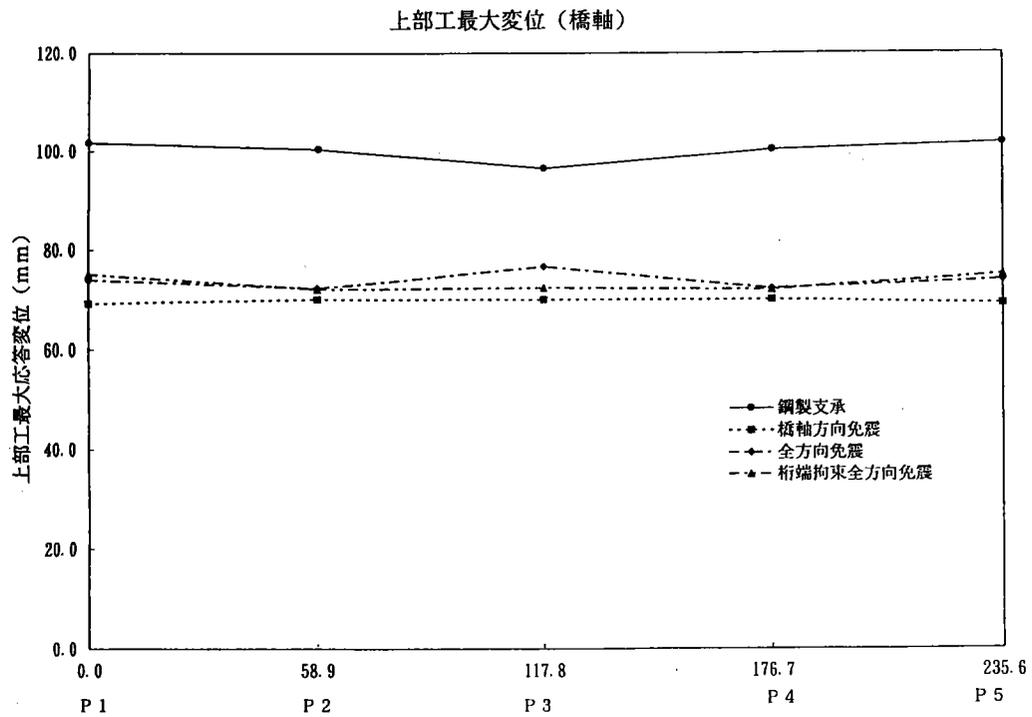


図-3.3.3.7 上部工の最大変位 (橋軸方向)

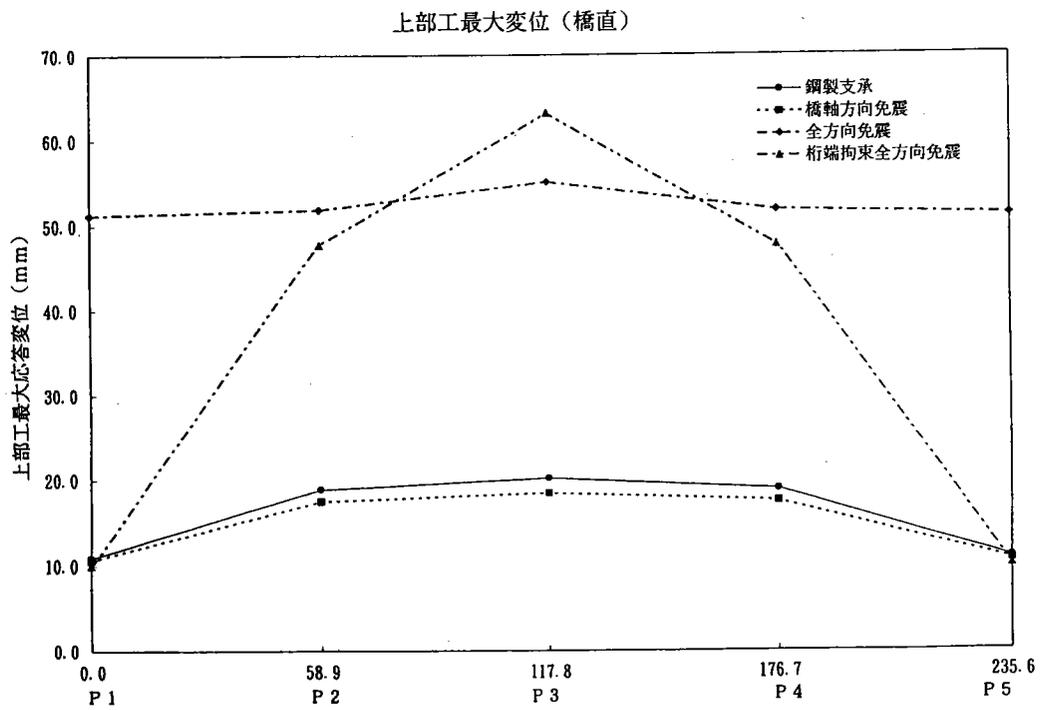


図-3.3.3.8 上部工の最大変位 (橋軸直角方向)

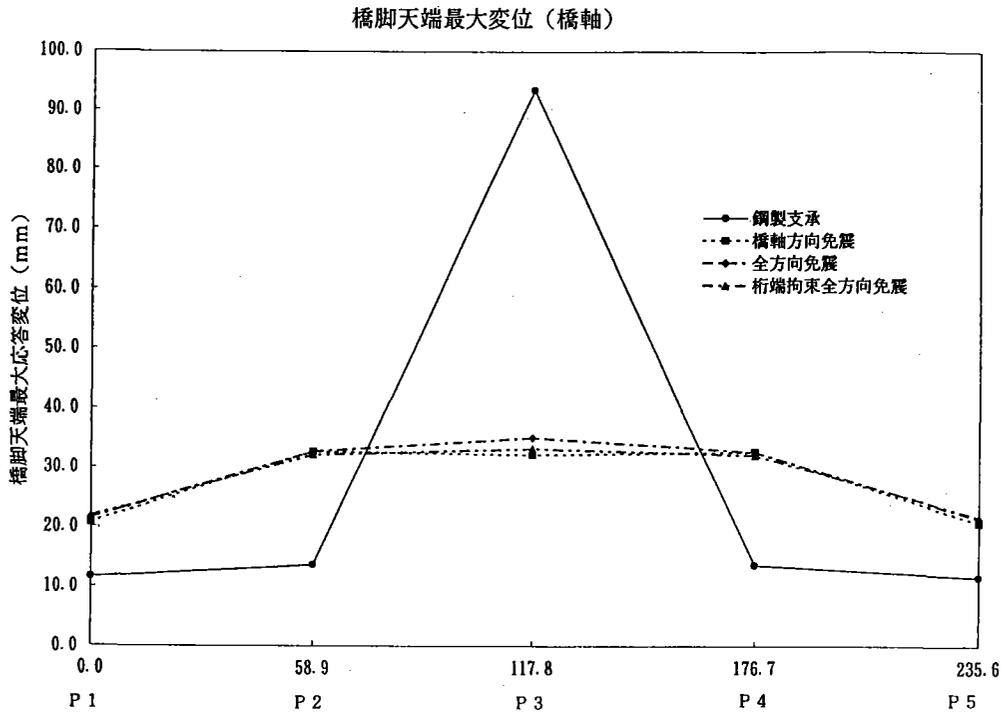


図-3.3.3.9 橋脚天端の最大変位 (橋軸方向)

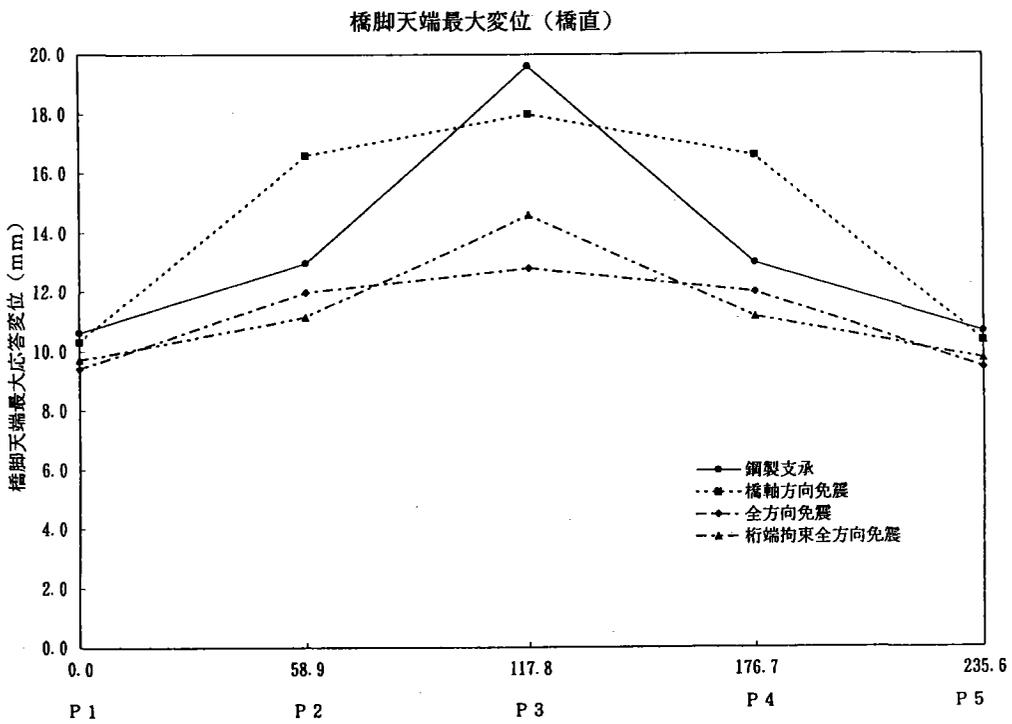


図-3.3.3.10 橋脚天端の最大変位 (橋軸直角方向)

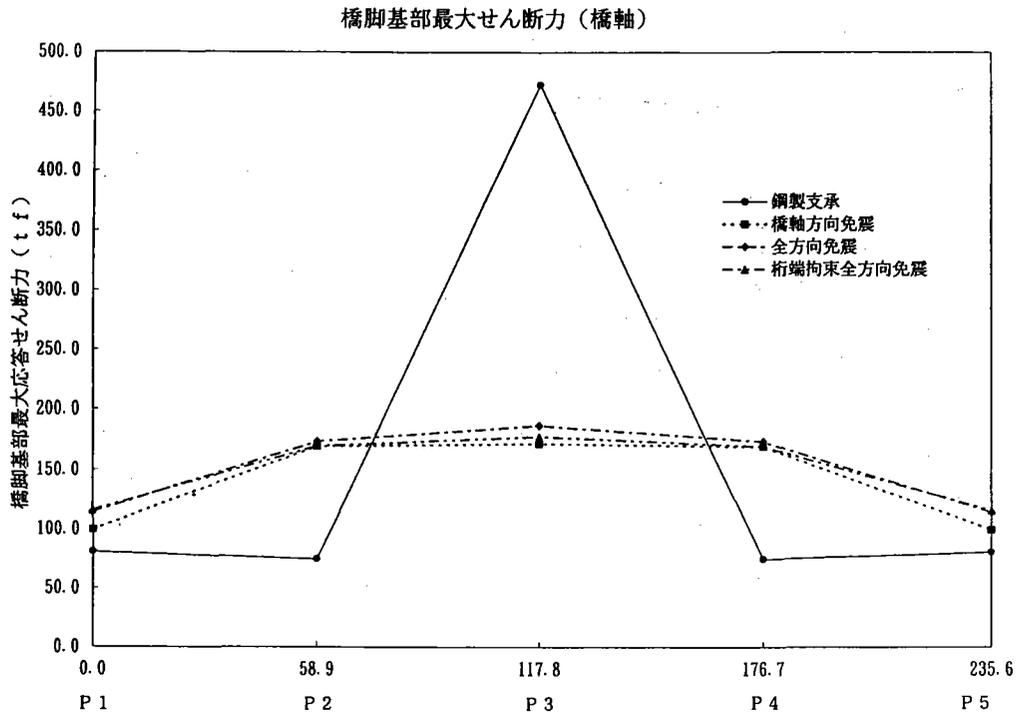


図-3.3.3.13 橋脚基部の最大せん断力（橋軸方向）

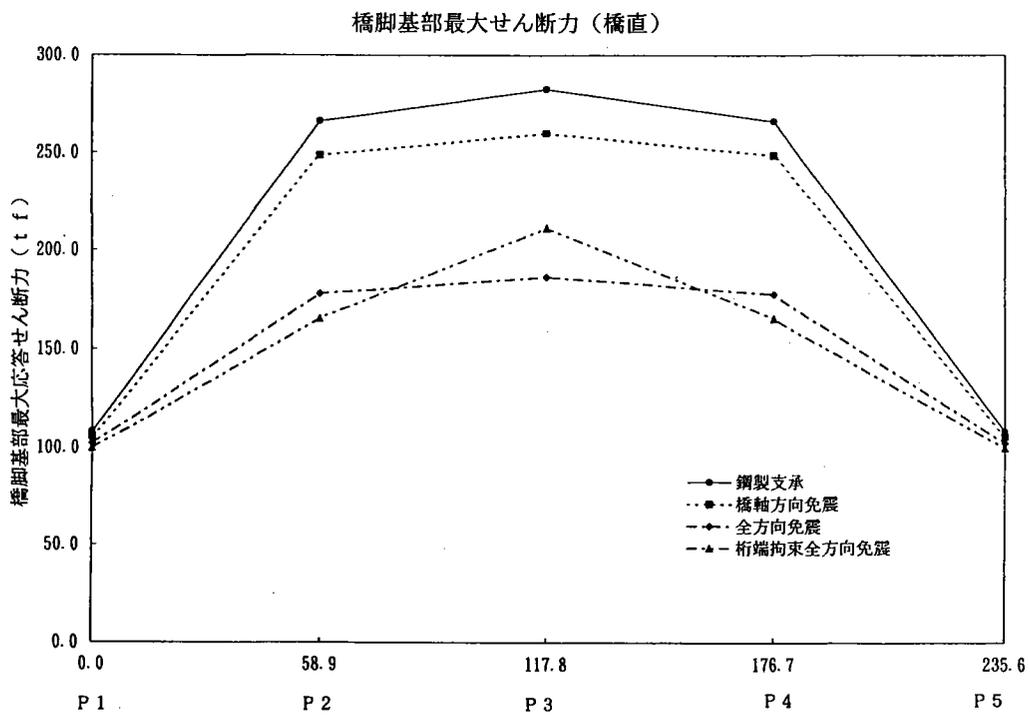


図-3.3.3.14 橋脚基部の最大せん断力（橋軸直角方向）

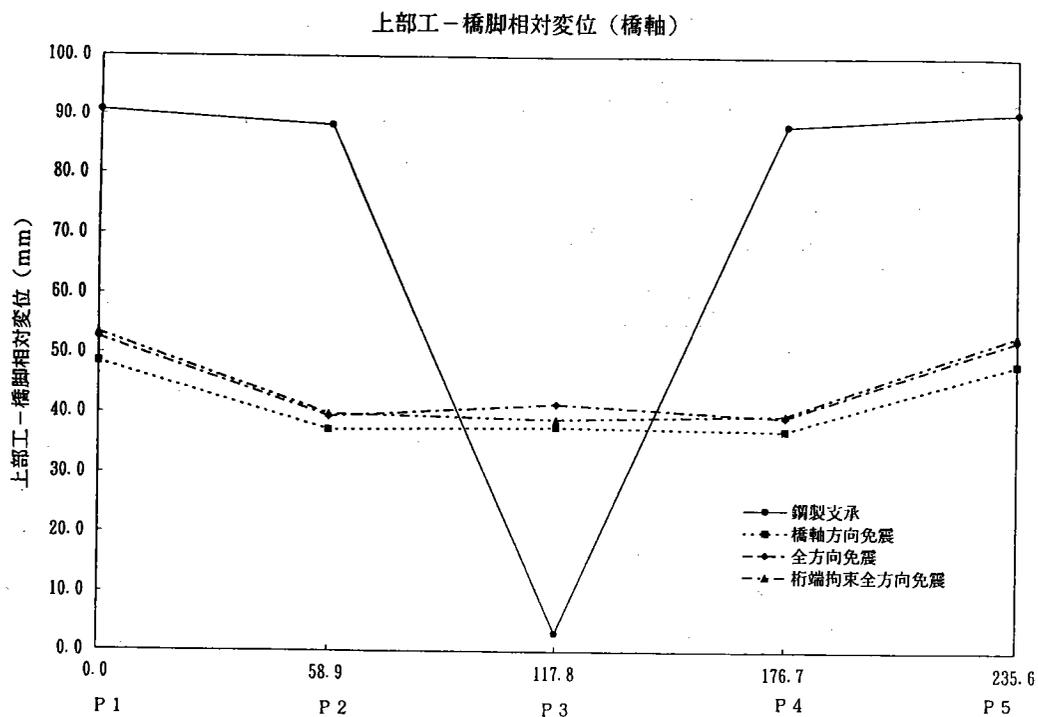


図-3.3.3.11 上部工と橋脚との相対変位 (橋軸方向)

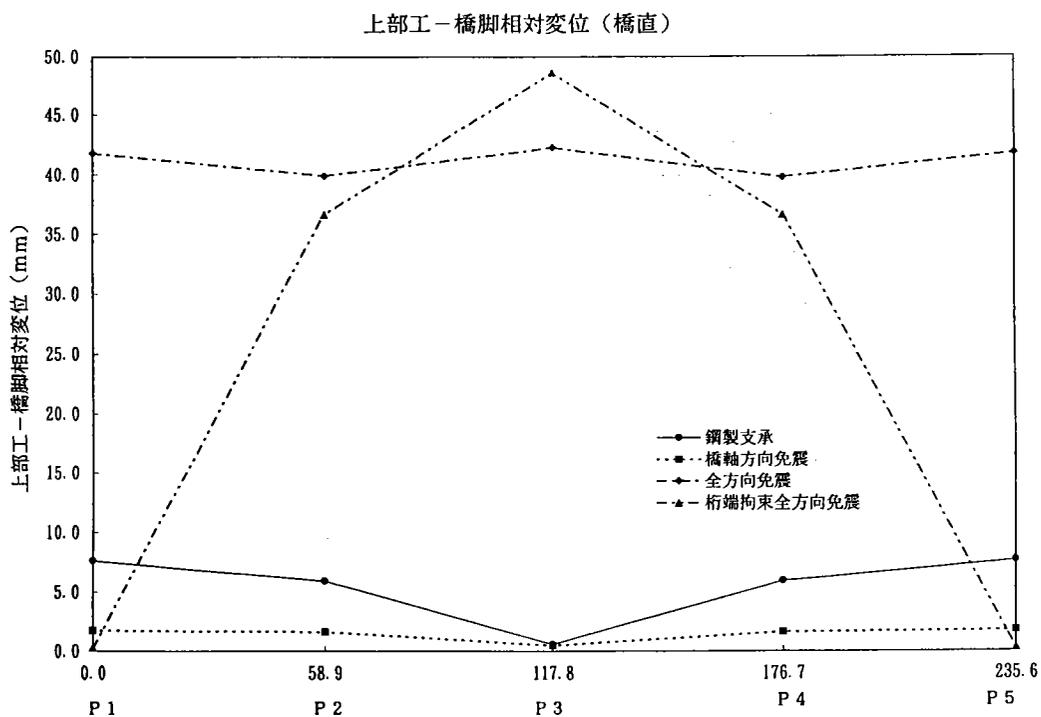


図-3.3.3.12 上部工と橋脚との相対変位 (橋軸直角方向)

c) 現行の設計方法の妥当性について

道路橋の免震設計法マニュアル（案）による現行の設計では、1自由度系の構造モデルを用いた計算により、免震支承の設計を行っている。本検討においても、この方法により、免震支承の設計を行っているが、この設計方法が、多方向あるいは全方向免震に対し、対応可能かどうか確認しておく必要がある。

ここでは、免震設計の過程において重要なパラメータとなる免震支承の設計変位 U_B について、設計値と解析値との比較を行うことにより、現行の免震設計方法の妥当性を検証する。

表-3.3.1.7 に全方向免震モデルの応答スペクトル解析における支承変位と免震設計法マニュアル（案）の設計変位 U_B の比較結果を示す。両者は、ほぼ一致し、その差は10%前後である。このため、曲線橋の免震装置の設計においても、現行の免震設計法マニュアル（案）による設計方法が適用可能であり、立体モデルを用いた応答スペクトル解析とほぼ等しい結果を与えることがわかる。

表-3.3.3.7 免震支承の設計変位の比較

	橋 軸 方 向				橋 軸 直 角 方 向			
	端橋脚		中間橋脚		端橋脚		中間橋脚	
	変位	比率	変位	比率	変位	比率	変位	比率
全方向免震モデル解析結果	52.6	1.00	41.6	1.00	41.8	1.00	42.3	1.00
免震マニュアル	55.1	1.05	43.2	1.04	48.7	1.17	45.2	1.07

b) 免震支承および伸縮装置に関する検討

①概要

桁端橋軸直角方向拘束免震モデルにおける伸縮装置は、一般的な鋼製フィンガージョイント型式で対応可能であるが、全方向免震モデルにおいては、L1レベル橋軸直角方向の移動量が42mm発生するために、鋼製フィンガージョイント型式での対応は困難となる。また、全方向移動可能な伸縮装置装置構造(図-3.3.3.15)とした場合、その構造が複雑となるため、鋼製フィンガージョイント型式に比べ一般に高価となる。

一方、免震支承においては、移動制限装置の取付けが不要な全方向免震支承の方が、桁端橋軸直角方向拘束免震支承より安価になると考えられる。

ここでは、桁端橋軸直角方向拘束免震支承モデルと全方向免震モデルにおいて、伸縮装置および免震支承構造の相違による経済比較を行う。

②経済性の比較

伸縮装置については、従来の鋼製フィンガージョイント型式(桁端橋軸直角方向拘束モデル)に比べ、全方向移動可能な伸縮装置の方が、現時点では、約2.2倍高価である。

免震支承については、全方向免震支承を用いた方が、移動制限装置が不要となるため、桁端橋軸直角方向拘束免震支承に比べ約10%安価となる。

伸縮装置と免震支承の両方を合わせて比較した場合、全方向免震モデルの方が、上部工製作費としては、約1%、下部工を含めた全体工費では、約0.5%割高となるが、その影響は小さいものと考えられる。

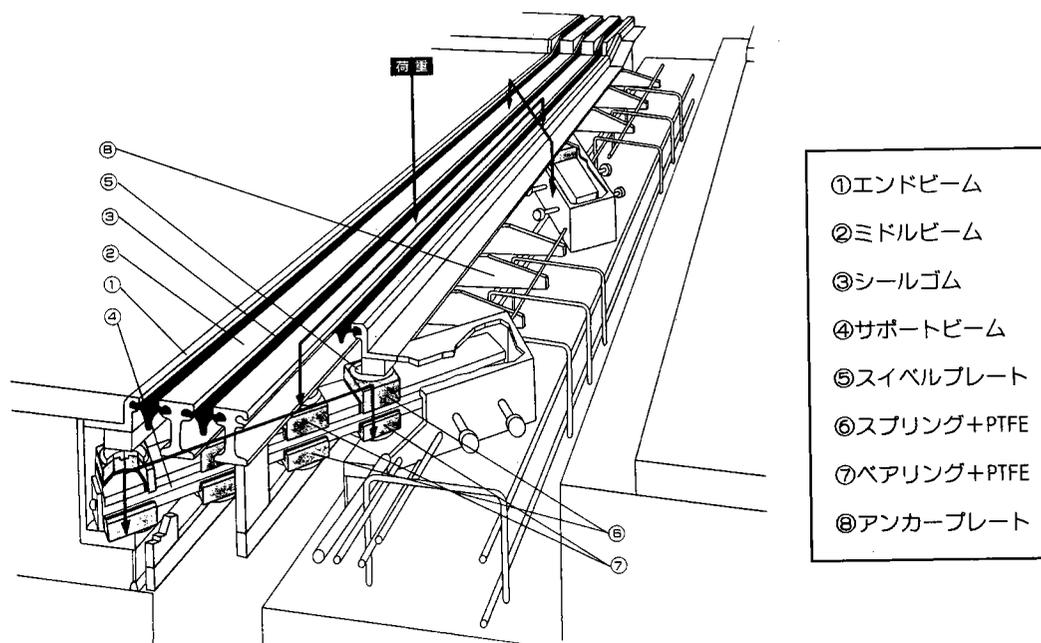


図-3.3.3.15 全方向移動可能な伸縮装置の事例

参考文献

- 1) 土木学会:阪神大震災震害調査緊急報告会資料、平成7年2月8日
- 2) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会:兵庫県南部地震における道路橋の被害に関する調査中間報告、平成7年3月30日
- 3) 中井・北田・橋本・南荘・村山:曲線箱桁橋の実績調査、橋梁と基礎、Vol.28、pp.31～39、1994.5

3. 3. 4 橋脚高さが変化する免震橋（直線橋）の特徴と問題の検討

(1) 目的および検討項目

(a) 目的

多径間連続免震橋は、地震時慣性力の多点分散効果が高いと共に、地震エネルギーの低減（減衰）が計れ、耐震設計上優れた構造形式であることから、兵庫県南部地震後、特に推奨されている構造である。実際の設計では、地形の関係から、1連の高架橋の中で橋脚の高さが一定であるとは限らず、橋脚高さが変化している場合が多い。1連の高架橋の中で橋脚高さの変化が著しいと、橋脚自体の剛性の差によって地震慣性力が各橋脚に均等に分散されず、ある橋脚に集中することも考えられる。その結果、地震慣性力が集中した橋脚の負担が過大となり、多径間連続化した利点を損なうことにもつながる。

そこで、本研究は、橋脚高さが変化する多径間連続免震橋（直線）の特徴と問題点を明らかにすることにより、実橋への適用性を検証することを目的とした。

(b) 検討項目

① 静的設計

橋脚高さが変化する免震橋として、図-3.3.4.1、に示すように剛性パターン1（谷地形の橋）と、剛性パターン2（山地形の橋）の2つの剛性パターンを設定した。その2つの剛性パターンにおいて、それぞれ、橋脚高さの最小値を7.5mとして、最大値の高さ比を3種類（2倍、3倍、4倍）設定した。合計6ケースに対して免震支承の水平剛性を各支点で変化させて、地震時の橋脚基部の断面力を均等化させる検討を行った。次に支承水平剛性を調整し、橋脚天端に作用する地震時水平力を均等化させる検討を実施した。

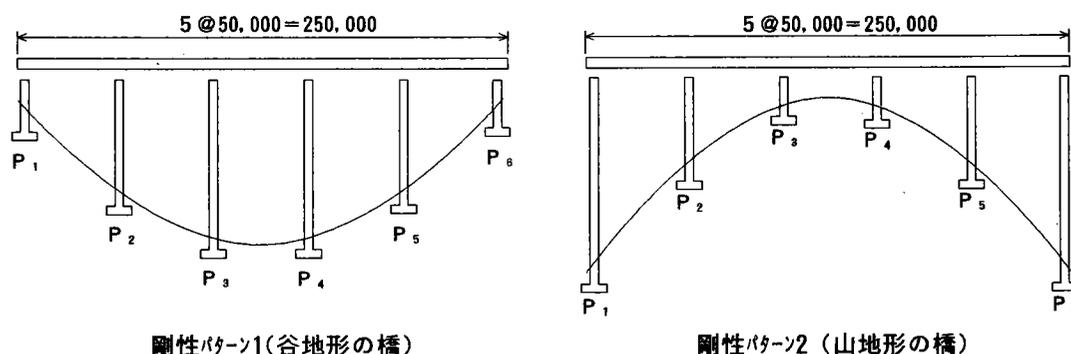


図-3.3.4.1 剛性パターンモデル

② 動的解析

上記、橋脚天端に作用する地震時の水平力を均等化させたケースを取り上げ、動的応答解析（応答スペクトル法）によって静的設計の照査を行った。解析方向は橋軸方向のみとした。

(2) 検討条件

免震設計を実施するにあたり、必要な検討条件を以下のとおり設定した。

(a) 環境条件

- ①地域区分 A地域
- ②地盤種別 1種地盤
- ③重要度別 1級
- ④免震装置 鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB)

(b) 上部構造重量

$$W_u = 3,250 \text{ tf (13.0tf/m} \times 250\text{m)}$$

(c) 地質条件

- ①基礎地盤の変形係数 $E_0 = 350\text{kgf/cm}^2$
- ②せん断弾性波速度 $V_{SD} = 400\text{m/s}$
- ③基礎地盤の単位体積重量 $\gamma = 1.95\text{tf/m}^3$
- ④基礎地盤のポアソン比 $\nu = 0.5$

(d) 上、下部工の標準横断面図

図-3.3.4.2 に上・下部工の標準横断面図を示す。
(橋脚高さ、最小 H=7.5m、最大 H=30.0m)

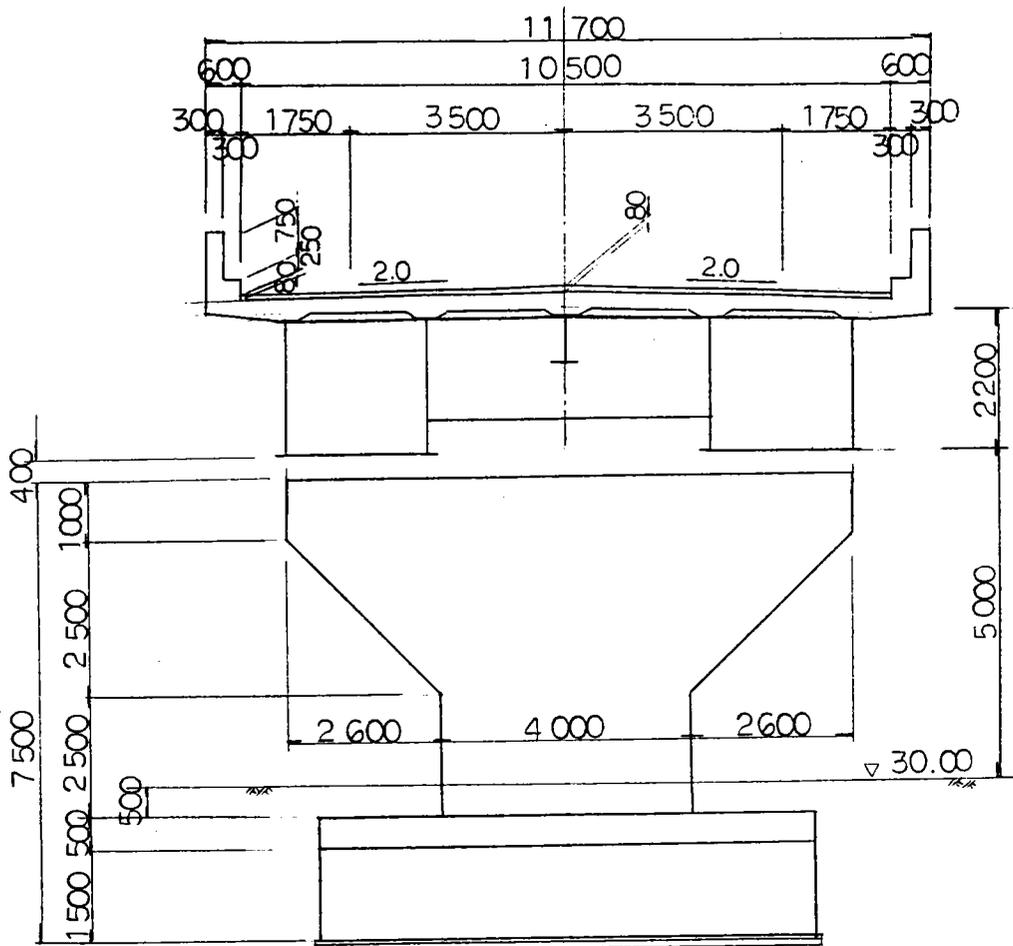


図-3.3.4.2 上・下部工の標準断面

(3) 免震設計結果

前項の検討条件に従って実施した免震設計の結果を以下に示した。

(a) 剛性パターン1 (谷地形の橋)

① 剛性パターン1において橋脚基部の断面力を均等化した場合の免震設計結果を図-3.3.4.3に示し、その時の支承形状を表-3.3.4.1に示した。

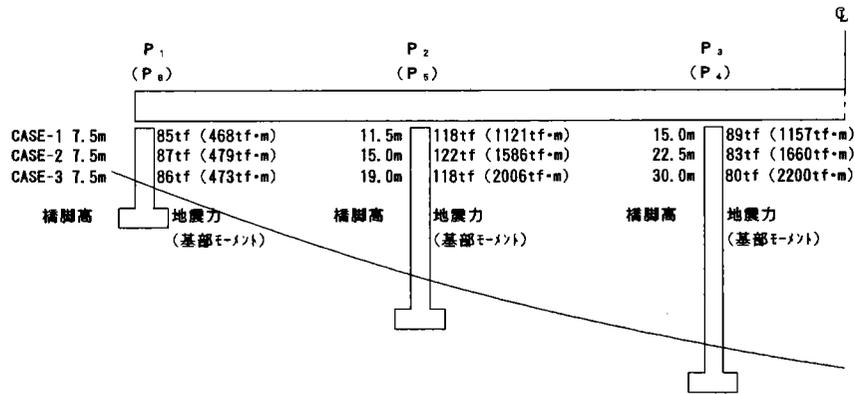


図-3.3.4.3 剛性パターン1における橋脚基部断面力を均等化した設計結果

表-3.3.4.1 剛性パターン1における橋脚基部断面力を均等化した場合の支承形状

	端部 P ₁ , P ₆	中間部 (1) P ₂ , P ₅	中間部 (2) P ₃ , P ₄	備考
CASE-1	730×730, 4×φ85 8層×17=136mm	880×880, 4×φ100 6層×20=120mm	830×830, 4×φ100 11層×20=220mm	橋脚高の最小値と最大値の比が2.0
CASE-2	730×730, 4×φ85 9層×17=153mm	880×880, 4×φ100 6層×20=120mm	830×830, 4×φ100 12層×20=240mm	橋脚高の最小値と最大値の比が3.0
CASE-3	730×730, 4×φ85 11層×17=187mm	880×880, 4×φ100 6層×20=120mm	830×830, 4×φ100 13層×20=260mm	橋脚高の最小値と最大値の比が4.0

②剛性パターン1において橋脚天端の水平力を均等化した場合の免震設計結果を図-3.3.4.4に示し、その時の支承形状を表-3.3.4.2に示した。

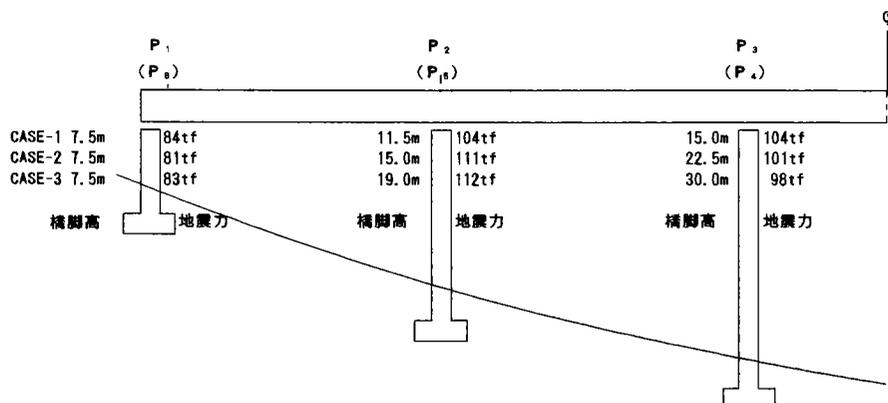


図-3.3.4.4 剛性パターン1における橋脚天端水平力を均等化した設計結果

表-3.3.4.2 剛性パターン1における橋脚天端水平力を均等化した場合の支承形状

	端部 P ₁ , P ₆	中間部 (1) P ₂ , P ₅	中間部 (2) P ₃ , P ₄	備考
CASE-1	730×730, 4×φ85 8層×17=119mm	880×880, 4×φ100 8層×20=160mm	880×880, 4×φ100 7層×20=140mm	橋脚高の最小値と最大値の比が2.0
CASE-2	730×730, 4×φ85 9層×17=153mm	880×880, 4×φ100 6層×20=120mm	880×880, 4×φ100 4層×20=80mm	橋脚高の最小値と最大値の比が3.0
CASE-3	730×730, 4×φ85 10層×17=170mm	880×880, 4×φ100 5層×20=100mm	880×880, 4×φ100 3層×20=60mm	橋脚高の最小値と最大値の比が4.0

(b) 剛性パターン 2 (山地形の橋)

① 剛性パターン 2 において橋脚基部の断面力を均等化した場合の免震設計結果を 図-3.3.4.5 に示し、その時の支承形状を 表-3.3.4.3 に示した。

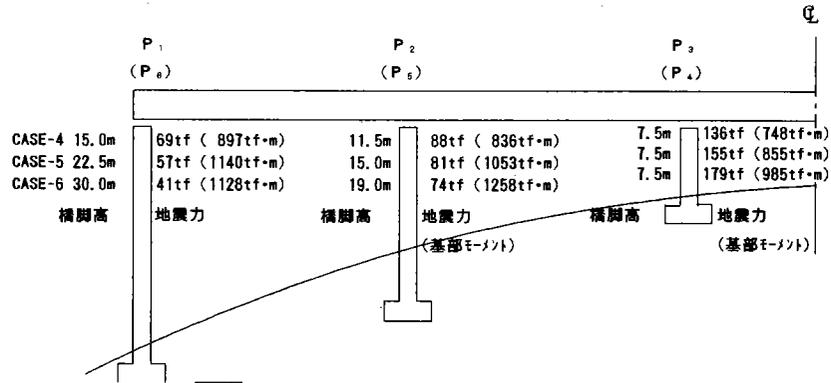


図-3.3.4.5 剛性パターン 2 における橋脚基部断面力を均等化した設計結果

表-3.3.4.3 剛性パターン 2 における橋脚基部断面力を均等化した場合の支承形状

	端 部 P ₁ , P ₆	中間部 (1) P ₂ , P ₅	中間部 (2) P ₃ , P ₄	備 考
CASE-4	680×680, 4×φ80 9層×15=135mm	830×830, 4×φ100 12層×20=240mm	930×930, 4×φ110 6層×23=138mm	橋脚高の最小値と最大値の比が2.0
CASE-5	630×630, 4×φ80 11層×15=165mm	830×830, 4×φ100 15層×20=300mm	1030×1030, 4×φ120 6層×27=162mm	橋脚高の最小値と最大値の比が3.0
CASE-6	580×580, 4×φ65 14層×12=168mm	830×830, 4×φ100 18層×20=360mm	1130×1130, 4×φ130 6層×30=180mm	橋脚高の最小値と最大値の比が4.0

②剛性パターン2において橋脚天端の水平力を均等化した場合の免震設計結果を図-3.3.4.6に示し、その時の支承形状を表-3.3.4.4に示した。

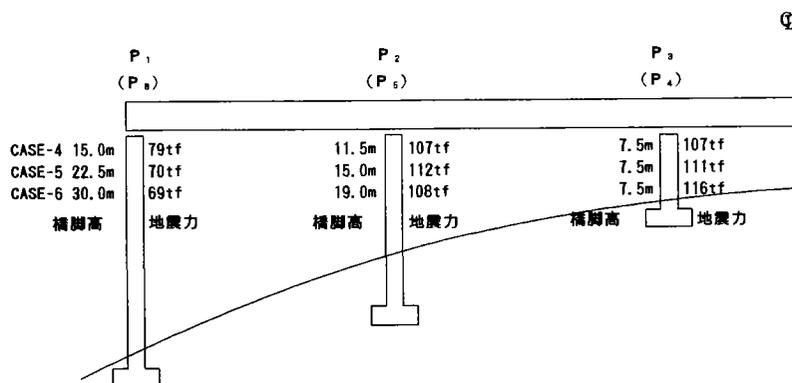


図-3.3.4.6 剛性パターン2における橋脚基部断面力を均等化した設計結果

表-3.3.4.4 剛性パターン1における橋脚天端水平力を均等化した場合の支承形状

	端部 P ₁ , P ₆	中間部 (1) P ₂ , P ₅	中間部 (2) P ₃ , P ₄	備考
CASE-4	730×730, 4×φ85 6層×17=102mm	880×880, 4×φ100 6層×20=120mm	880×880, 4×φ100 7層×20=140mm	橋脚高の最小値と最大値の比が2.0
CASE-5	730×730, 4×φ85 6層×17=102mm	880×880, 4×φ100 5層×20=100mm	880×880, 4×φ100 7層×20=140mm	橋脚高の最小値と最大値の比が3.0
CASE-6	730×730, 4×φ85 6層×17=102mm	880×880, 4×φ100 5層×20=100mm	880×880, 4×φ100 8層×20=160mm	橋脚高の最小値と最大値の比が4.0

(c) 結果の考察

① 橋脚基部の断面力を均等化した場合

a) 剛性パターン1

免震支承を用いると、端部橋脚を除いて中央部橋脚4基は基部断面力を均一にすることが容易となり、橋脚断面厚を統一することが可能となる。

b) 剛性パターン2

免震支承を用いると、橋脚高さが変化していても基部断面力を均一にすることが容易となり、橋脚断面厚を統一することが可能となる。

② 橋脚天端水平力を均等化した場合

a) 剛性パターン1

免震支承を用いると、橋脚高さが変化していても橋全体の橋脚天端水平力を均一にすることが容易となり、橋脚高さに見合った合理的な橋脚断面の構成となる。

b) 剛性パターン2

免震支承を用いると、橋脚高さが変化していても橋全体の橋脚天端水平力を均一にすることが容易となり、橋脚高さに見合った合理的な橋脚断面の構成となる。

(4) 動的解析

(a) 解析概要

静的解析結果の妥当性および高さが変化する免震橋の動的特性を検証する為に以下の前提条件に基づき動的解析を行う。

・前提条件

- ① 解析の手法としては応答スペクトル法とし、2次元平面骨組み解析による弾性解析を基本とする。
- ② 解析レベルは震度法レベル(L1)および保有水平耐力地震レベル(L2)の2種類とする。
- ③ 入力する地震力は、道路橋示方書、耐震設計編(平成2年2月)及び免震設計法マニュアル(案)に示されている標準加速度応答スペクトル(1種地盤)とする。
- ④ モード解析を行う際の振動モードに対する減衰定数は、歪エネルギー比例減衰にて算出する。また、応答値の重ね合わせの手法はRMS法とする。
- ⑤ 解析の方向は橋軸方向とし、免震沓に作用する水平力一定のケースのみ解析する。

(b) 解析モデル

① 上部工モデル

上部工は支点上と支間中央に1個質点を設けたモデルとする。なお、上部工軸線位置は箱桁の重心位置を想定し、支承の天端とは剛部材で結ぶ。(図-3.3.4.7参照)

② 下部工モデル

下部工は橋脚天端、梁の中央部、壁の中央部、壁付根、フーチング重心および基礎下端の質点を考える。(図-3.3.4.7参照)

③ 支承のモデル

支承バネは水平バネを考慮し回転はフリー、鉛直方向は固定とする。

なお、支承の水平バネ定数および減衰定数はともにバイリニア型の履歴を示すが、予備解析により変位を仮定した等価剛性，等価減衰定数（等価線形化法）を算出し解析に用いる。

④ 基礎モデル

基礎バネは水平バネ，回転バネを考慮し鉛直方向は固定とする。

⑤ 上部工，下部工，基礎の減衰定数

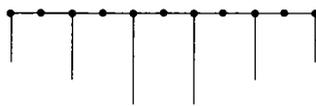
以下の通りとする。（道路橋示方書・耐震設計編に示されている参考値の中間値）

上部工 : 0.025

下部工 : 0.075

基礎 : 0.2

① 剛性パターン1（谷地形の橋）



② 剛性パターン2（山地形の橋）

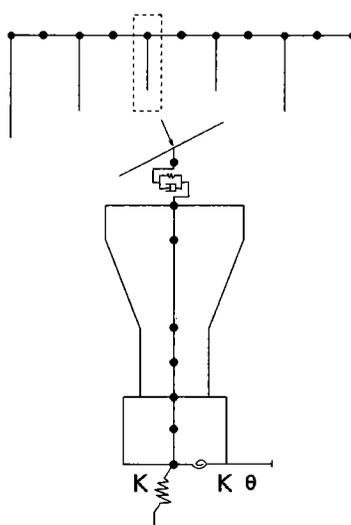
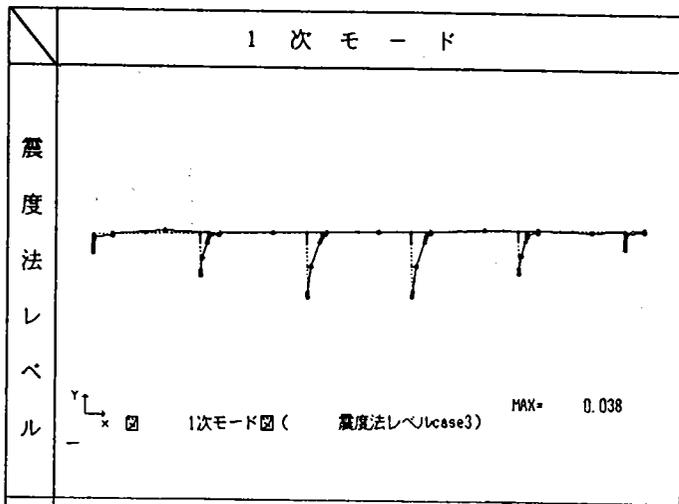


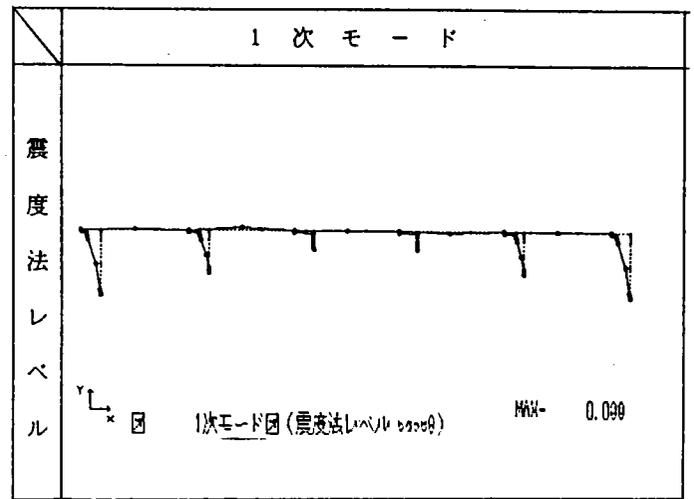
図-3.3.4.7 全体モデル図

(c) 震度法レベル解析結果

①震度法 (L_1 レベル) のモード図を 図-3.3.4.8 に示し、橋脚天端に加わる水平力を 図-3.3.4.9 に示した。

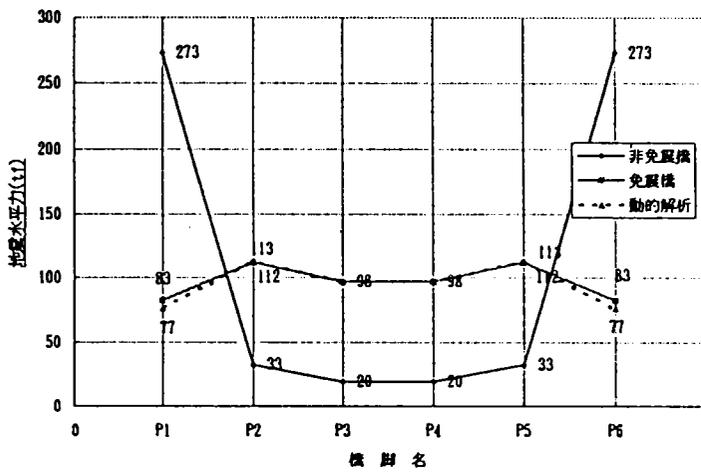


剛性パターン 1

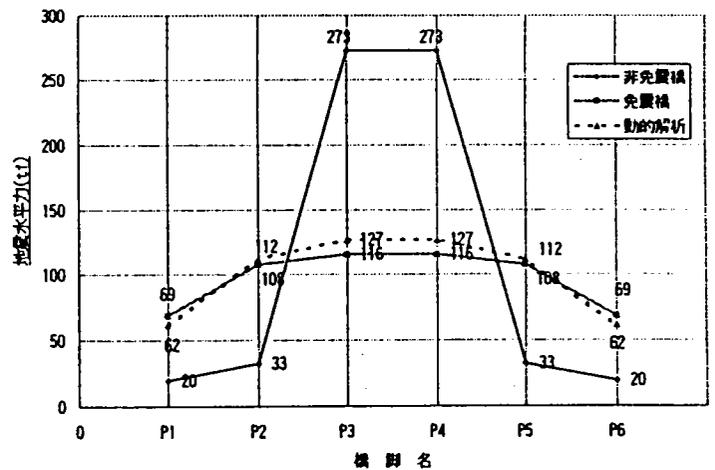


剛性パターン 2

図-3.3.4.8 L_1 レベルのモード図



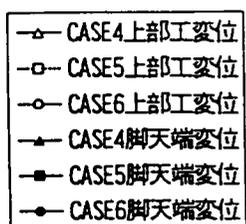
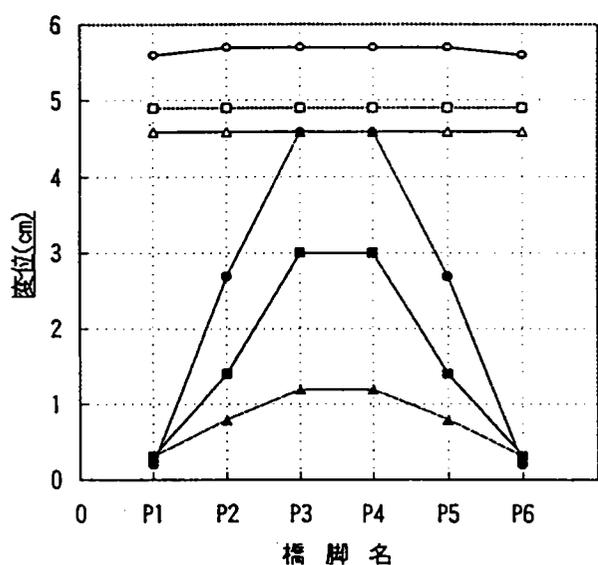
剛性パターン 1



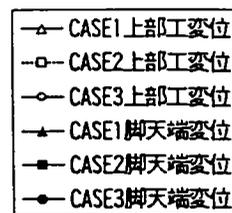
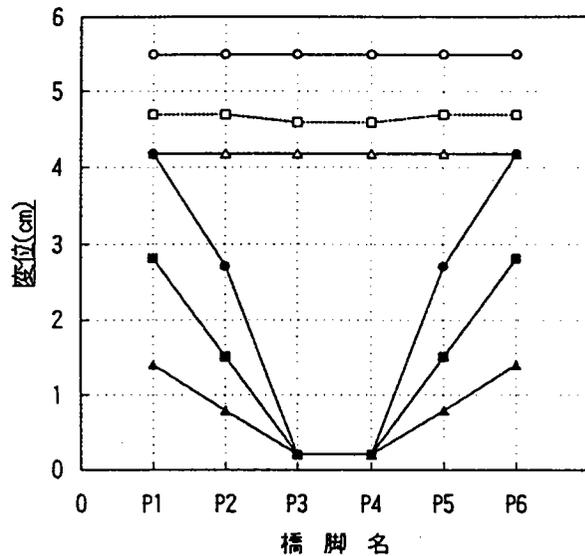
剛性パターン 2

図-3.3.4.9 L_1 レベルの橋脚天端に作用する水平力

②震度法 (L₁レベル) の各部変位を 図-3.3.4.10 に示し、各部の加速度を 図-3.3.4.11 に示した。

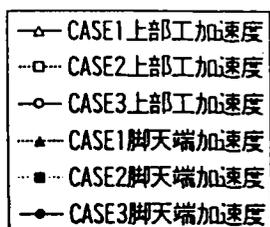
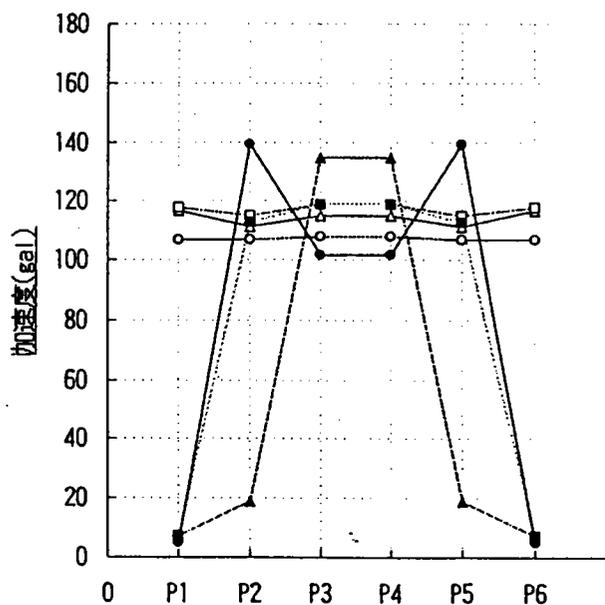


剛性パターン 1

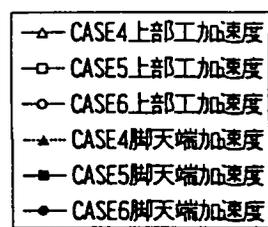
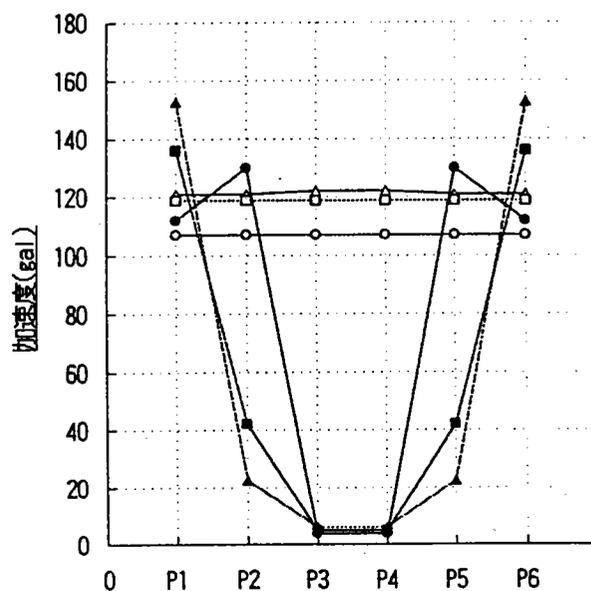


剛性パターン 2

図-3.3.4.10 L₁レベルの各部変位



剛性パターン 1

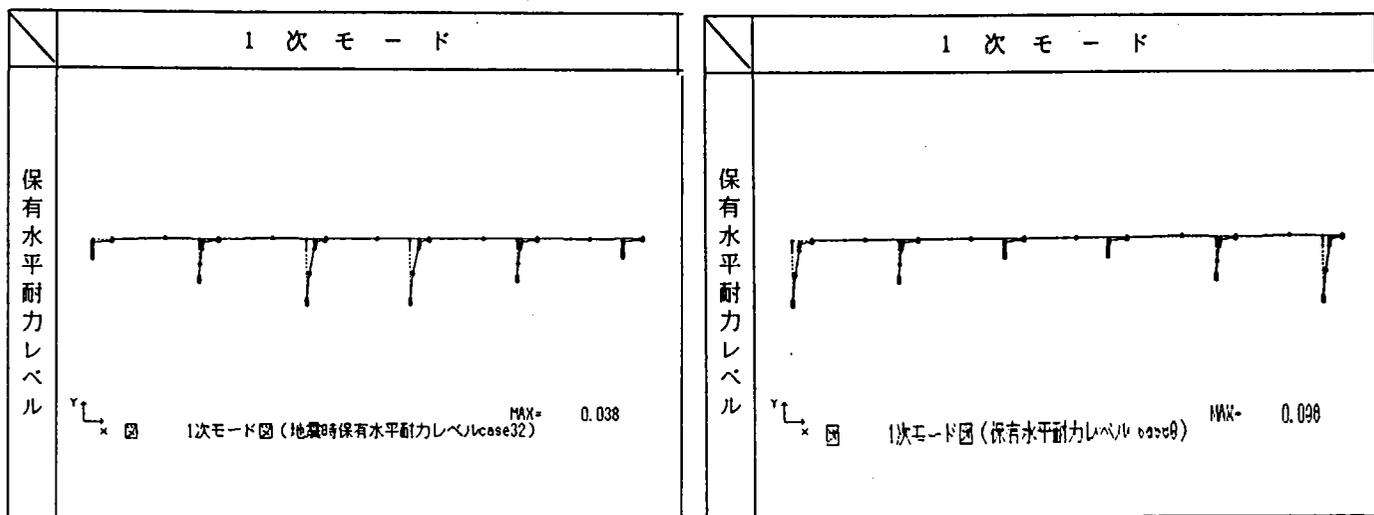


剛性パターン 2

図-3.3.4.11 L₁レベルの各部加速度

(d) 地震時保有水平耐力レベルの解析結果

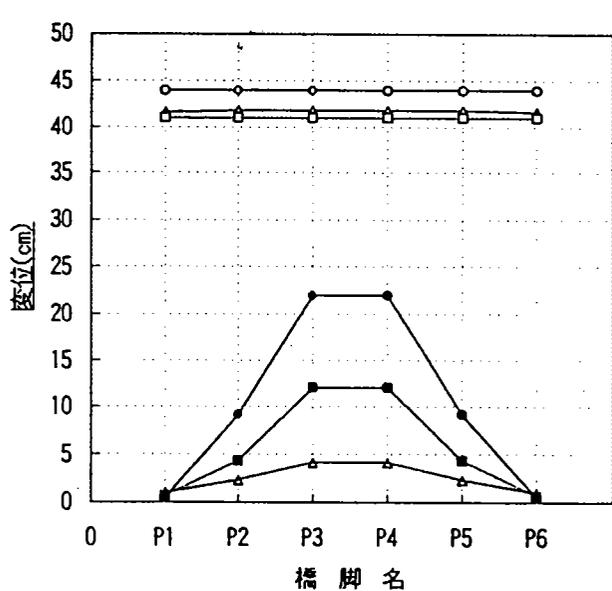
①地震時保有水平耐力 (L_2 レベル) のモード図を 図-3.3.4.12 に示し、各部の変位と各部の加速度を 図-3.3.4.13 および 図-3.3.4.14 に示した。



剛性パターン 1

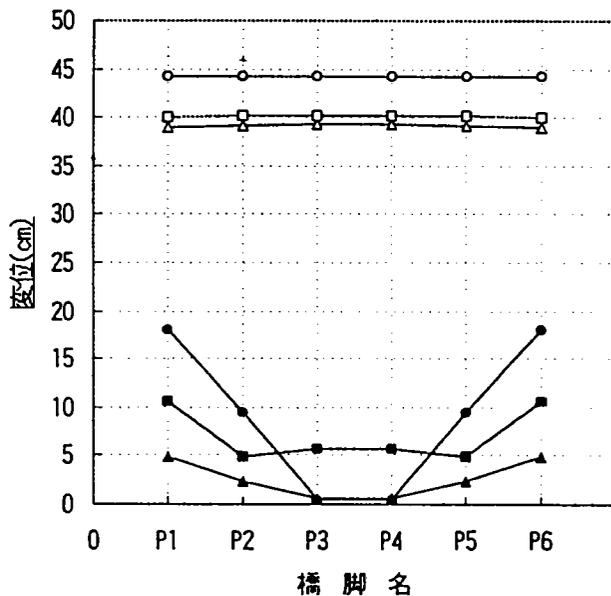
剛性パターン 2

図-3.3.4.12 L_2 レベルのモード図



- △ CASE1 上部工変位
- CASE2 上部工変位
- CASE3 上部工変位
- △ CASE1 脚天端変位
- CASE2 脚天端変位
- CASE3 脚天端変位

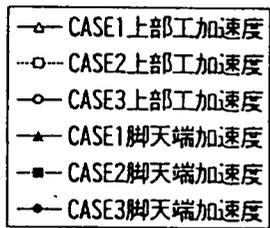
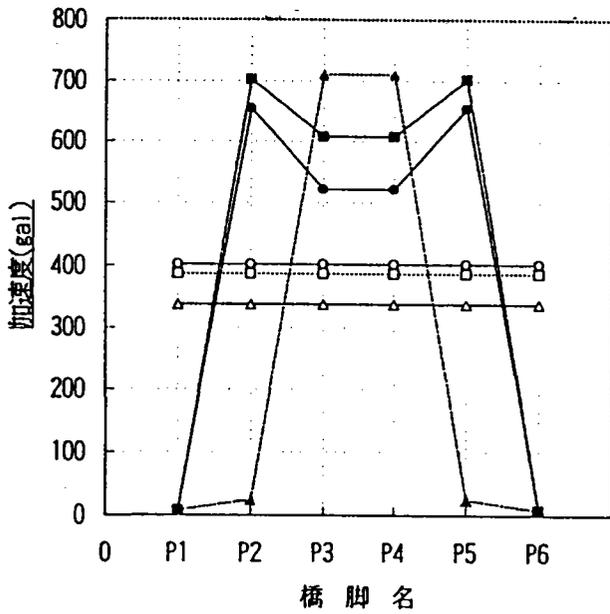
剛性パターン 1



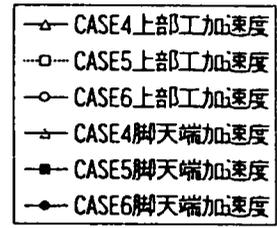
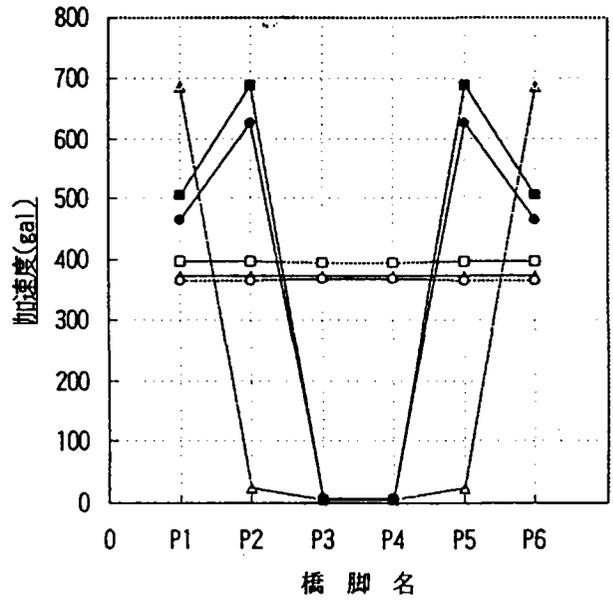
- △ CASE4 上部工変位
- CASE5 上部工変位
- CASE6 上部工変位
- △ CASE4 脚天端変位
- CASE5 脚天端変位
- CASE6 脚天端変位

剛性パターン 2

図-3.3.4.13 L_2 レベルの各部変位



剛性パターン 1



剛性パターン 2

図 3. 3. 4. 1 4 L₂レベルの各部加速度

(5) 総括

(a) 橋脚高さをパラメーターにした支永ゴムの体積比較

支永ゴムの体積を橋脚高さ比別に 図-3.3.4.15 に表す。

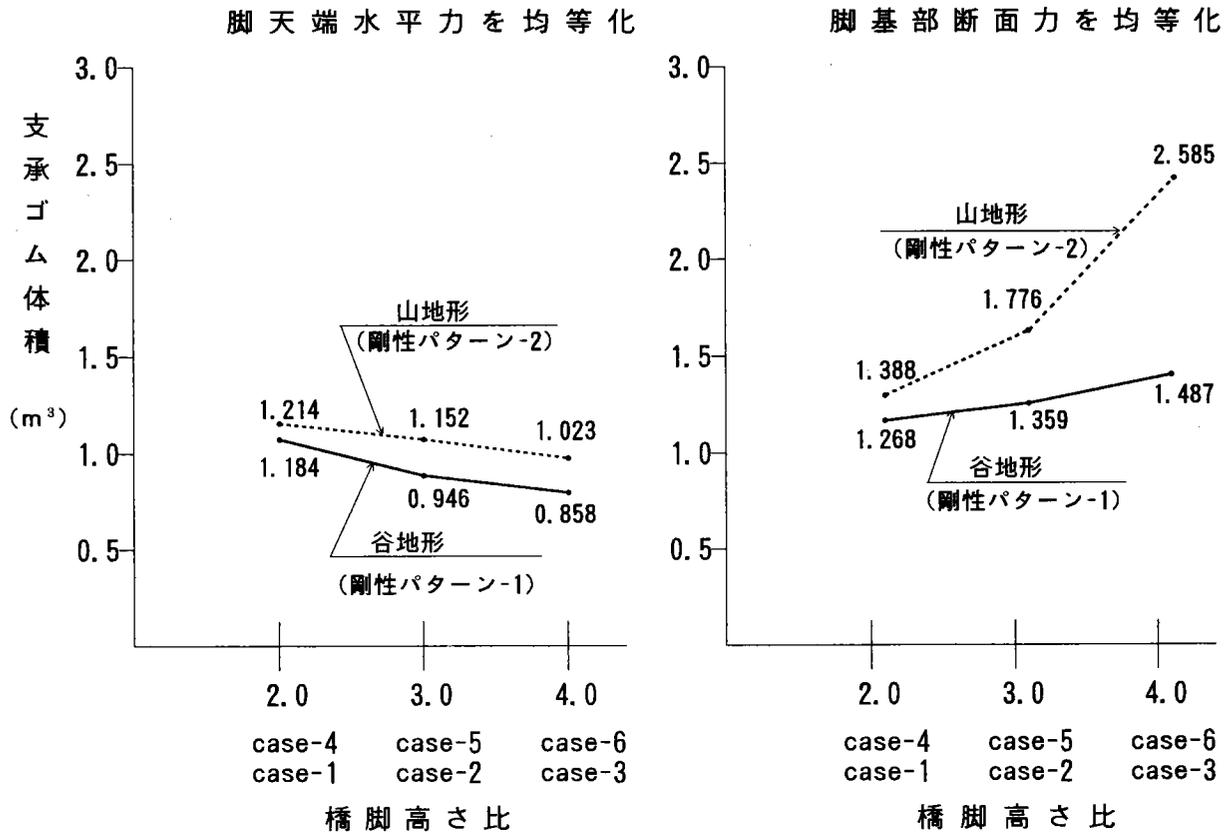


図-3.3.4.15 支永ゴムの体積比較

- ① 橋脚基部の断面力を均等化させる場合は、両剛性パターン共に橋脚高さ比に比例して支永ゴムの体積も減少する傾向にあることがわかる。
- ② 橋脚天端の水平力を均等化させる場合は、両剛性パターン共に橋脚高さ比に反比例して支永ゴムの体積は減少する傾向にあることがわかる。
- ③ 剛性パターン-1 (谷地形) のほうが剛性パターン-2 (山地形) より支永ゴム体積を減少でき経済的な免震設計が可能となる。
- ④ 橋脚基部の断面力を均等化させる場合の剛性パターン-2 (山地形) のケースが支永ゴム体積が最も多く必要となる。
- ⑤ 橋脚天端水平力を均等化させる場合の剛性パターン-1 (谷地形) のケースが支永ゴム体積を最も少なくすることができる。

(b) 検討の目的に対して

- ① 橋脚高さが変化していてもゴム支承を使用した免震設計によって、地震エネルギーを低減でき、なおかつ下部工に加わる地震水平力をある程度自由にコントロールすることが可能であることが判明した。したがって一般の非免震橋に比べ耐震性の向上に加えて、下部工デザインの自由度の高い設計となる。
- ② 橋脚高さが変化する免震橋の特徴として、下部工は静的設計のみで不都合はないと思われるが、上部工の変位については、動的解析により照査を行うことが望ましい。
- ③ 橋脚高さが変化する免震橋においても、一般の橋脚と比べて特に有害と思われる地震時の挙動は現われないことが判明した。

3. 3. 5 鋼製橋脚を免震システムの一部とする方法の特徴と問題点の検討

(1) 検討目的および内容

(a) 検討目的

橋梁の免震設計は主にRC橋脚橋梁に対して実施されており、鋼製橋脚を持つ橋梁における実施例はほとんどない。本研究は、従来詳しく検討されていなかった鋼製橋脚を持つ橋梁を免震化した場合において、基礎的な動特性を明らかにすること、鋼製橋脚の軽量性、低剛性などの特性を免震支承とともに橋梁全体系の免震システムとして考えることが可能であるかを検討すること、などを主な目的とする。

(b) 検討内容

まず、「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」¹⁾に基づいた免震設計を行い、鋼製橋脚を持つ橋梁を免震化した場合の特性を明らかにした。この解析方法を本検討では、以後「静的解析」と呼ぶ。

次に、「道路橋示方書V耐震設計編」の標準加速度波形例であるL1（震度法レベル）とL2（地震時保有水平耐力法レベル）を地震入力波形として時刻歴応答解析を行い、鋼製橋脚の軽量かつ低剛性という性質が橋梁全体の免震特性にどのような影響を及ぼすのかを調べた。また、この「動的解析」結果と「静的解析」結果を比較し、両解析法の整合性などについて検討を加えた。

さらに、上記の動的応答解析結果を確認するために、この度の阪神・淡路大震災で記録された気象庁87型磁気式強震計波形データ（神戸）を用いた実地震波記録による動的応答解析を行った。

(c) 検討ケースと解析パラメータ

上記の「静的解析」と「動的解析」は、表-3.3.5.1に示す橋脚種別、橋脚高さを変化させた8ケースを基本に、それぞれ支承種別および地震波レベルを変えた計32ケースについて行った。

$$\begin{array}{cccc}
 \boxed{\text{橋脚種別}} & \boxed{\text{橋脚高さ}} & \boxed{\text{支承種別}} & \boxed{\text{地震波レベル}} \\
 (\text{鋼製, RC製}) & (10, 20, 30, 40\text{m}) & (\text{免震, 非免震}) & (L1, L2) \\
 \times & \times & \times & \times \\
 \langle 2 \times 4 \times 2 \times 2 = 32 \text{ ケース} \rangle
 \end{array}$$

表-3.3.5.1 検討ケース番号

橋脚高さ	10 m	20 m	30 m	40 m
コンクリート橋脚	C-10 M	C-20 M	C-30 M	C-40 M
鋼製橋脚	S-10 M	S-20 M	S-30 M	S-40 M

(2) 検討条件および解析モデル

橋梁全体系解析モデルは、全てのケースで図-3.3.5.1に示す橋脚の高さが等しい支間長 50 m の 5 径間連続高架橋とし、橋脚の基礎工形式は橋脚柱の種別や高さの変化による影響の把握を容易にするために岩を支持層とする直接基礎形式を想定した。

また、免震支承は標準的な鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB) とした。

上部構造と下部構造の主な諸元をまとめると以下の通りである。

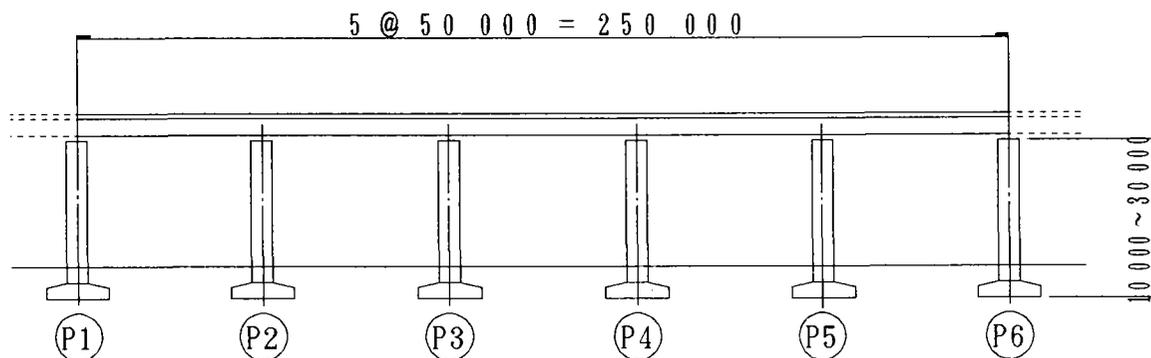


図-3.3.5.1 解析対象橋梁全体系モデル

(a) 上部構造

図-3.3.5.2に上部構造断面概略図を示す。上部構造は一般的な桁橋として、全てのケースで以下の諸元をもつ同一の鋼箱桁とした。なお、断面諸元や重量は道路橋示方書²⁾³⁾に従い、検討計算を行って設定したものである。

<橋梁緒元>

- ・ 形 式：5 径間連続 RC 床版非合成鋼箱桁 (道路橋：B 活荷重)
- ・ 支間割り：5 @ 50.000 m = 250.000 m
- ・ 重 量：総重量 $W = 3,250\text{tf}$ 、単位長さ重量 $w = 13.0\text{tf/m}$

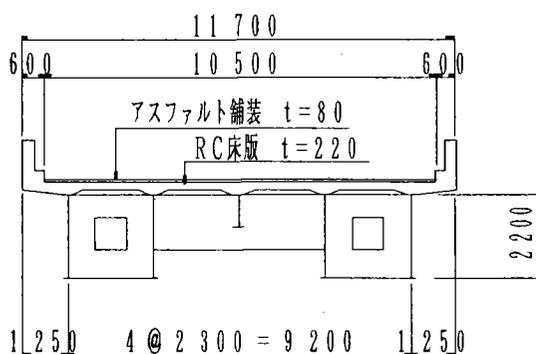
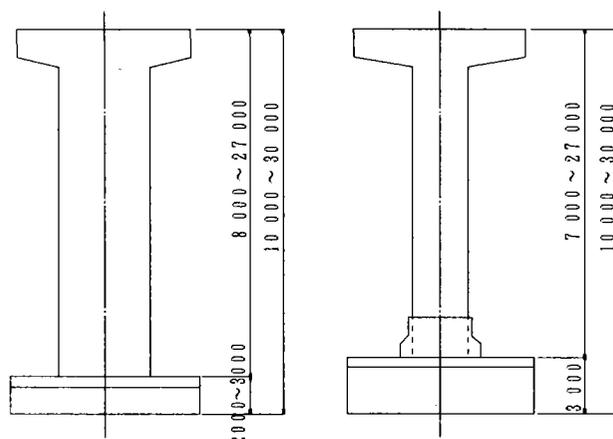


図-3.3.5.2 上部構造断面図



(a) RC 橋脚

(b) 鋼製橋脚

図-3.3.5.3 橋脚概略図

(b) 下部構造

橋脚は、図-3.3.5.3(a), (b)にそれぞれ示すように、RC橋脚、鋼製橋脚ともに矩形断面を有するT型の1本柱形式とした。

鋼製橋脚は、使用材質SM 400あるいはSM 490 Y材とし、高さ方向に数回の断面変化を設定し、剛性の変化を配慮して断面を設定した。フーチング厚は鋼製脚基部アンカーフレーム構造の埋め込み深さを配慮して、全て3.0 mとした。

RC橋脚は使用鉄筋SD295とし、鉄筋径D 35の二段配筋を上限として、柱付根の断面計算を行って寸法、形状を設定した。フーチング厚は実際にはフーチング平面寸法との関連で剛体としての厚さを確保することで決定されるものであるが、ここではRC橋脚の一般的な事例を参考に設定することとし、橋脚高H=10 mのケースは2 m、H=20 m以上のケースは鋼製橋脚との脚柱高の統一も配慮して3 mとした。

想定した各橋脚の剛性を表-3.3.5.2に示す。降伏剛性はここでは弾性剛性と同一として設定した。

表-3.3.5.2 橋脚の剛性

		(tf/m)
橋脚種別		橋脚剛性
鋼製橋脚	S-10M	31,400
	S-20M	4,200
	S-30M	1,075
	S-40M	470
RC橋脚	C-10M	95,000
	C-20M	9,900
	C-30M	6,800
	C-40M	3,163

(3) 免震支承の設計

(a) 設計条件

免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）の形状を決定するための設計条件を以下のよう設定した。

- ① 免震化は橋軸方向のみ考慮。
- ② 端支点のL1レベルでの地震水平力は中間支点の地震水平力の1/2。
- ③ 橋梁構造物の立地条件は、地域区分A、I種地盤、重要度1級。
- ④ 1橋脚に2つの免震支承を設置。また、端橋脚（P1, P6）と中間橋脚（P2～P5）でそれぞれ1種類の免震支承形状を設定。
- ⑤ 免震支承を用いて免震化した場合の橋梁の固有周期は「道路橋の免震設計法マニュアル（案）」に基づき非免震の場合の2倍程度の周期を目標とする。
- ⑥ 地震時の上部工移動量を震度法レベルで15cm程度以下とする。
- ⑦ 端部橋脚は上部工が掛け違いになっていることを想定し、この橋脚の震度法レベル地震時に分担する慣性力は、支承の受ける鉛直反力比と同一とし、中間橋脚の分担する慣性力の1/2となるように慣性力分散比を調整。
- ⑧ ゴムのせん断弾性係数は、最も一般的に用いられる $G=10\text{kgf/cm}^2$ を採用。
- ⑨ ゴムの平面寸法は50mm刻みの正方形で設定。
- ⑩ ゴムの耐久性に関与する形状係数は一般的に用いられる $S=10$ 程度を目標にする。
- ⑪ 「道路橋支承便覧」の規定により、桁に回転が生じた場合でも常にゴム支承の全面積で圧縮応力を受けた状態にするためにゴム支承の回転ひずみ量より圧縮ひずみ量が大きくなるようにゴム厚さを決定。またこのときの桁に生じる回転角は、端部橋脚で1/150、中間部橋脚で1/300とする。

- ⑫鉛プラグの大きさはゴム平面面積の約5%の面積となるよう設定。
- ⑬支圧応力その他の許容値は「道路橋支承便覧」⁴⁾および「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」¹⁾に基づく。
- ⑭常時の支承変位は上部工の温度膨張係数より、P1, P6で3.8cm、P2, P5で2.3cm、P3, P4で0.8cmとする。

表-3.3.5.3 免震支承設計条件

その他、鉛直反力などの免震支承設計条件は表-3.3.5.3に示す通りである。

以上の設計条件に基づき、図-3.3.5.4に示すような免震橋梁の簡易モデルに対して地震時慣性力が水平方向に静的に加えられるものとして力のつりあいから免震支承の解析を行った。

種 別	端支点	中間支点
上部構造重量(tf)	3,250	
免震装置の種類	LRB	
免震装置の個数(支点当り)	2	
最大最大反力R _{max} (tf)	230	500
反力死荷重反力R _d (tf)	130	330
支承温度変化移動量(cm)	3.8	2.3

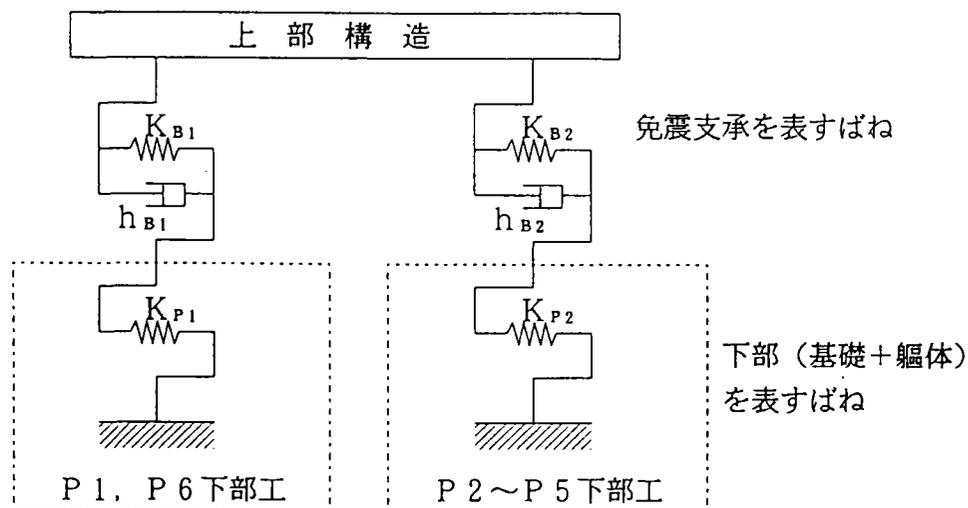


図-3.3.5.4 免震設計上の静的解析モデル

(b) 設計結果

上記設計条件に基づき、図-3.3.5.4に示すような免震橋梁の簡易モデルによる設計(静的解析)を行って得られた結果を表-3.3.5.5および表-3.3.5.6に示す。また、最終的な免震支承の仕様は表-3.3.5.4に示すように4種類であることがわかった。

ここで端支点用の2と3はそれぞれ鋼製橋脚橋の橋脚高さが30mと40mのものであり、その他は各ケースでは端部用支承、中間橋脚用支承とも全く同一形状の支承が選定される結果となった。

表-3.3.5.4 免震支承の仕様

仕 様 項 目	端支点用1	端支点用2	端支点用3	中間支点用
計算寸法 a×b (mm)	580×580	580×580	580×580	580×580
ゴム厚×層厚 (mm)	13×15層	14×19層	20×10層	19×7層
鉛プラグ φ×n (mm)	80×4本	80×4本	80×4本	105×4本
ゴム体積 (m ²)	0.0656	0.1056	0.0925	0.0916

表-3.3.5.5 鋼製橋脚橋免震支承設計結果

種 別	S-10M				S-20M				S-30M				S-40M				
	L1レベル		L2レベル		L1レベル		L2レベル		L1レベル		L2レベル		L1レベル		L2レベル		
	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	
上部構造変位 U_T (cm)	4.24		31.04		6.43		39.53		10.56		59.20		16.85		83.07		
支承の設計変位 U_s (cm)	4.06	3.87	30.68	30.05	4.97	3.69	36.49	31.76	5.11	1.96	46.08	30.24	3.84	0.88	41.92	83.07	
地震水平力 (橋脚当り) F_s (tf)	57.8	117.4	112.2	309.5	61.7	115.4	127.4	326.3	58.6	92.6	141.0	311.4	61.1	75.1	193.4	269.8	
慣性力の分担率	0.099	0.201	0.077	0.212	0.106	0.197	0.0817	0.209	0.120	0.189	0.0923	0.204	0.144	0.178	0.132	0.184	
固有周期 T (sec) ()内は非免震モデル	0.876 (0.264)		1.610 (0.264)		1.121 (0.721)		1.780 (0.721)		1.636 (1.425)		2.210 (1.425)		2.258 (2.155)		2.688 (2.155)		
設計水平震度 K_h	0.18		0.45		0.18		0.48		0.15		0.46		0.13		0.45		
減衰定数 h (%)	25.3		16.0		17.7		13.8		9.5		11.1		6.07		8.72		
支圧応力 σ (kg/cm ²)	78.2	78.7	—	—	78.2	78.7	—	—	65.2	78.7	—	—	63.3	49.3	130.4	93.1	
ゴムの局部 せん断ひずみ	水平変位 γ_s (%)	20.8	29.1	157.3	101.1	25.5	27.7	187.1	238.8	19.2	14.7	173.3	227.4	6.6	19.2	209.6	194.4
合計 γ_T (%)	75.3	94.8	272.6	327.0	80.9	93.4	339.6	343.5	64.7	78.8	354.4	328.8	69.9	68.5	340.0	287.5	

表-3.3.5.6 RC橋脚橋免震支承設計結果

種 別	C-10M				C-20M				C-30M				C-40M				
	L1レベル		L2レベル		L1レベル		L2レベル		L1レベル		L2レベル		L1レベル		L2レベル		
	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	端橋脚	中間橋脚	
上部構造変位 U_T (cm)	4.01		30.42		4.98		32.21		5.47		32.77		6.48		40.91		
支承の設計変位 U_s (cm)	3.95	3.89	30.31	30.10	4.38	3.80	31.07	29.17	4.58	3.76	31.00	28.36	4.58	3.07	36.85	30.88	
地震水平力 (橋脚当り) F_s (tf)	57.3	117.6	111.3	310.0	59.2	116.6	113.2	300.9	60.1	116.2	113.0	292.9	60.1	108.1	128.4	317.7	
慣性力の分担率	0.098	0.201	0.076	0.212	0.101	0.199	0.081	0.215	0.103	0.199	0.0795	0.210	0.109	0.196	0.084	0.208	
固有周期 T (sec) ()内は非免震モデル	0.847 (0.152)		1.593 (0.152)		0.965 (0.469)		1.673 (0.469)		1.020 (0.566)		1.686 (0.566)		1.169 (0.830)		1.829 (0.830)		
設計水平震度 K_h	0.18		0.45		0.18		0.44		0.18		0.43		0.17		0.47		
減衰定数 h (%)	26.7		16.2		21.8		15.5		20.2		15.4		15.60		13.49		
支圧応力 σ (kg/cm ²)	78.2	78.7	—	—	78.2	78.7	—	—	78.2	78.7	—	—	78.2	77.2	—	—	
ゴムの局部 せん断ひずみ	水平変位 γ_s (%)	20.3	29.2	155.4	226.3	22.5	28.6	159.3	219.3	23.5	28.3	153.3	213.2	23.5	23.1	189.0	232.2
合計 γ_T (%)	74.6	95.0	268.9	327.5	77.3	94.3	276.5	318.7	78.6	94.0	275.0	310.9	78.6	88.2	344.5	355.0	

これは、外形寸法については、経済的設計を行うために鉛直最大反力から計算される支圧応力度を許容値 80kg/cm²にできるだけ近づけることを試みたが、上部工の鉛直最大反力は、当然橋脚剛性（材質・高さ）などに無関係で、各検討ケースで同一であるために外形寸法が同一となったと解釈される。

また、ゴム厚と層数については地震時（保有水平耐力レベル）のせん断ひずみが形状決定の要因となったが、免震支承の変位は各ケースであまり変化がなく、結果としてほとんど同じゴム厚と層数になったものと思われる。

このことは支承に変形を集中させるという免震支承の効果が 30 m 程度までの橋脚の橋梁に対しては有効に働いており、比較的剛性の柔らかい鋼製橋脚に対しても十分に免震装置が機能する可能性を示すものである。

(4) 動的応答解析

動的応答解析においては、免震支承については等価線形化手法を用い、鋼製橋脚と RC 橋脚の特性を際立たせる意味で、ここでは線形解析を行うことにした。

(a) 有限要素解析モデル

(3) の「静的解析」によれば、鋼製橋脚を免震システムの一部として組み込む効果

はほとんどないという結果となった。

しかし、鋼製橋脚橋はRC橋脚橋にくらべて確実に長周期化しており、免震性が期待できるため、「静的解析」で用いた各ケースについてL1、L2レベルの標準地震波形を用いて動的解析を行うことにした。

免震支承は有効等価剛性を有するばねとしてモデル化し、橋脚は梁要素を用いてモデル化した。有限要素モデルの全体系略図を図-3.3.5.5に示す。

解析はモーダルアナリシス手法を用いて行った。モード減衰はRC橋脚橋5%、鋼製橋脚橋3%とし、免震支承については有効等価減衰定数を有する集中減衰を定義した。

非免震モデルは免震支承の剛性を十分大きくすることで対処した。

解析後の評価は、図-3.3.5.5に示すように上部構造としてA点、下部構造は橋脚の天端のB点で行った。

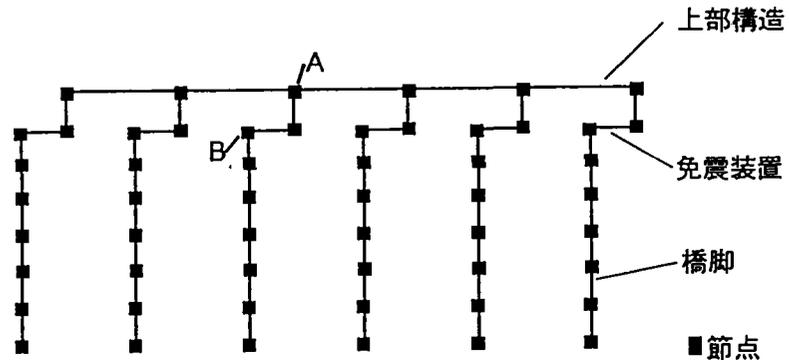


図-3.3.5.5 有限要素解析モデル略図

(b) 動的応答解析結果

図-3.3.5.6に、L2レベルの鋼製橋脚30m (S-30M)の場合と、RC橋脚 (C-30M)の場合の加速度(a)~(d)、変位(e)~(h)の時刻歴応答波形を例示する。

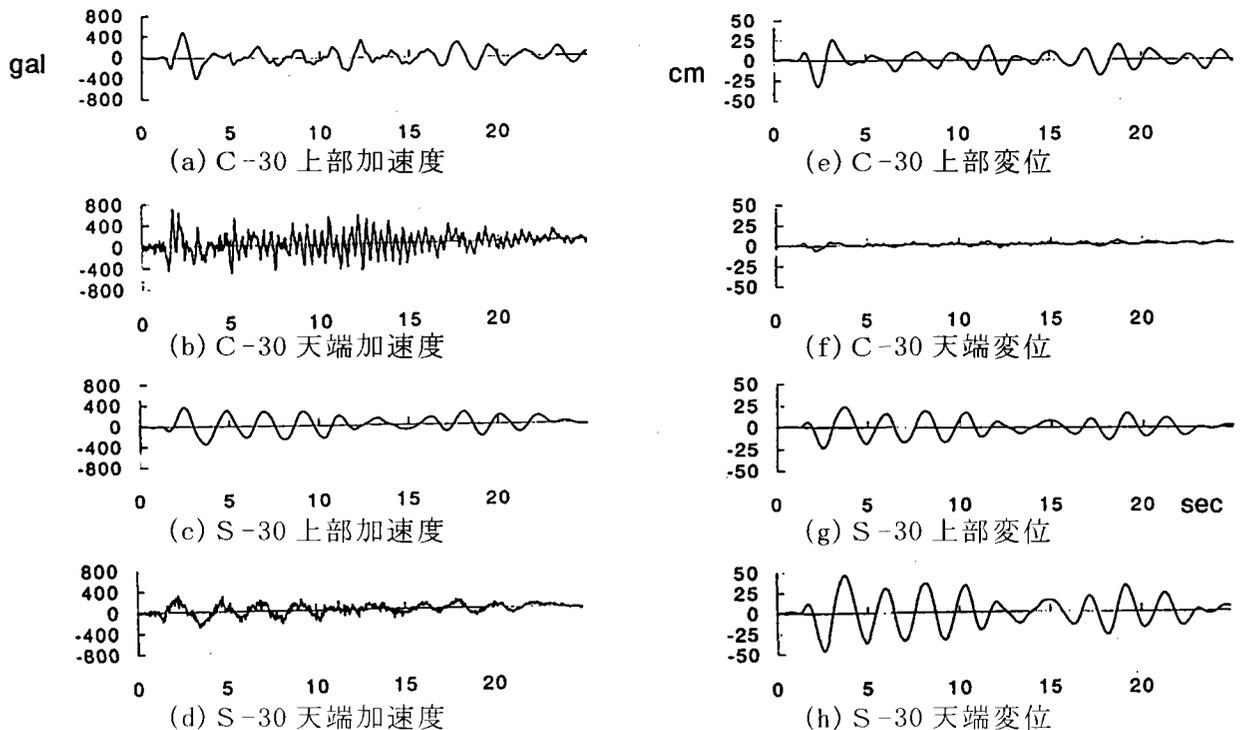


図-3.3.5.6 応答波形例 (橋脚高さ30mの免震橋、L2レベル波形入力)

また、変位・速度・加速度応答の最大値（L1，L2レベル）を表-3.3.5.7に、L2レベル波形入力に対する免震化した場合と非免震の場合の変位・加速度応答の最大値を図-3.3.5.7(a)，(b)に示す。

表-3.3.5.7 最大応答変位と加速度

		L1		L2				L1		L2	
		変位 (cm)	加速度 (gal)	変位 (cm)	加速度 (gal)			変位 (cm)	加速度 (gal)	変位 (cm)	加速度 (gal)
S-10M	上部	2.44	133.0	27.57	439.9	C-10M	上部	2.09	125.6	26.19	432.6
	天端	0.28	104.8	0.97	357.9		天端	0.10	132.9	0.35	455.5
	免震装置	2.17		26.65			免震装置	2.01		25.89	
	非免震	0.48	215.8	1.60	756.5		非免震	0.17	212.2	0.59	723.1
S-20M	上部	5.04	157.1	33.76	427.3	C-20M	上部	3.68	158.5	29.46	453.9
	天端	2.56	122.6	7.10	359.7		天端	1.29	133.7	3.82	570.0
	免震装置	2.55		26.83			免震装置	2.54		26.83	
	非免震	4.21	262.8	13.62	850.2		非免震	1.87	218.9	6.49	752.5
S-30M	上部	10.10	133.2	46.45	363.8	C-30M	上部	5.18	187.1	32.84	485.3
	天端	8.64	115.7	23.87	321.9		天端	2.61	213.4	6.41	719.5
	免震装置	1.48		22.92			免震装置	2.92		26.52	
	非免震	11.17	179.7	42.53	680.9		非免震	3.53	258.6	12.11	799.3
S-40M	上部	15.97	105.4	71.22	354.2	C-40M	上部	7.73	179.1	40.91	473.8
	天端	15.35	144.4	51.09	392.6		天端	5.31	179.4	13.38	647.5
	免震装置	0.63		20.34			免震装置	2.55		29.54	
	非免震	18.53	128.8	63.89	449.1		非免震	7.16	223.5	25.46	779.6

この結果によると橋脚剛性の差が現れ、鋼製（S）はRC製（C）よりも変位が大きく長時間揺れが続くが、加速度の最大値は小さい。ただし、鋼製脚橋においても最大変位は免震支承設計時の制約条件（L1で15cm）以内となっている。

また、上部構造の変位と橋脚天端の相対変位、すなわち免震支承の変形量の最大値（表-3.3.5.7の免震装置の欄）は橋脚高10m、20mではほとんど差がないが、30～40mで鋼製の方が小さくなっている。

一方、L2レベルの入力に対する加速度応答の最大値は、図-3.3.5.7に示すように橋脚高さ30～40mでは鋼製橋脚橋はRC橋脚橋よりも加速度はかなり小さく抑えられている。特に、橋脚天端の応答加速度が小さい。また、ピークの現れる時刻に差があり、RC橋脚橋の方が早くピークが現れる。脚長が20mから30mに変化する間に鋼製橋脚橋の系の動特性が変わっていると思われる結果が得られた。

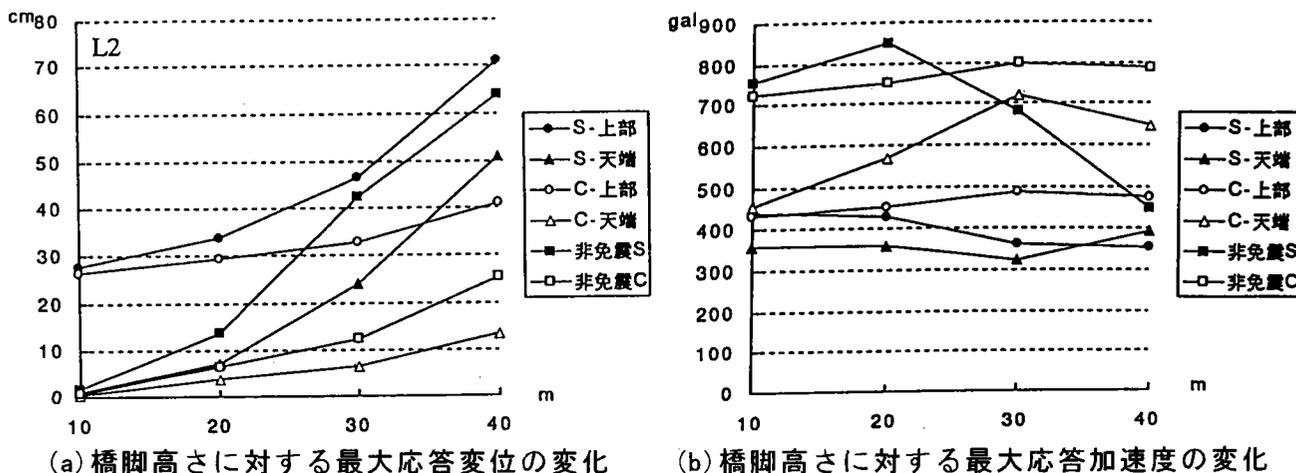


図-3.3.5.7 最大応答値

図-3.3.5.8 は本解析に用いた地震波の加速度応答スペクトル上に加速度応答の最大値をプロットしたものである。

R C橋脚橋は非免震時の周期が短いため免震化することで2倍以上の周期としやすいが、加速度応答スペクトルが下降する範囲まで長周期化することは難しく、主に内部減衰が大きいことで免震効果をもたらしている。一方、鋼製橋脚橋は長周期を図りやすい構造になっていることがわかった。

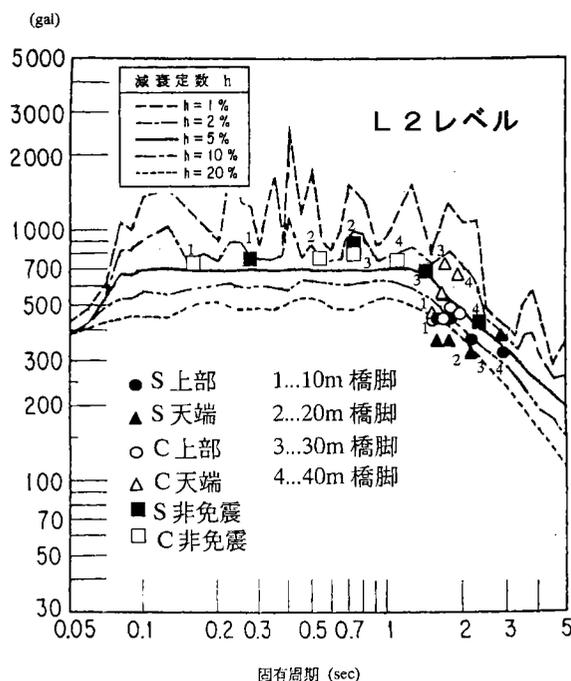


図-3.3.5.8 応答スペクトル上に示す加速度応答

(5) 実地震記録波による動的応答解析

前述の事例解析橋梁モデルの中の橋脚高さ 20 m の免震橋の F E Mモデル（鋼製：S 20 M、R C 製：C 20 M）に対し、図-3.3.5.9 に示す兵庫県南部地震の加速度記録波（神戸 N S 成分；最大 820.6gal，卓越周波数 1 Hz～3 Hz 付近）を入力して等価線形化手法による動的応答解析を行った。上部工（太線）と橋脚天端（細線）の変位応答波形と加速度応答波形をそれぞれ図-3.3.5.10、図-3.3.5.11 に示す。ここで、(a)は R C 橋脚橋、(b)は鋼製橋脚橋の応答結果である。応答変位は、鋼製橋脚橋の方がやや大きい、応答加速度は特に橋脚天端でかなり低下しており、明らかに鋼製橋脚橋の低剛性の影響が現れている。

以上の検討結果は（4）の結果と整合しており、鋼橋脚の軽量・低剛性を免震システムに組み込める可能性を示すものである。

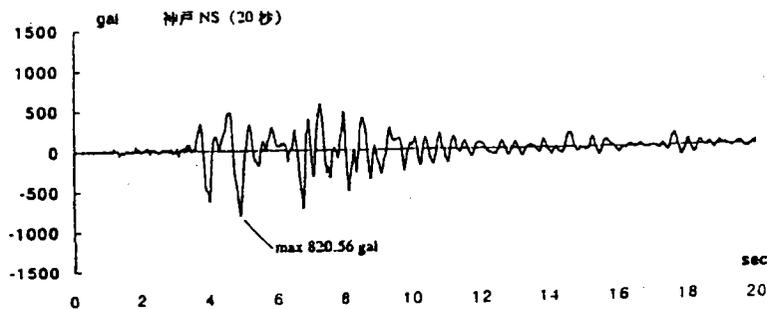


図-3.3.5.9 入力加速度波形⁵⁾（神戸 N S 成分）

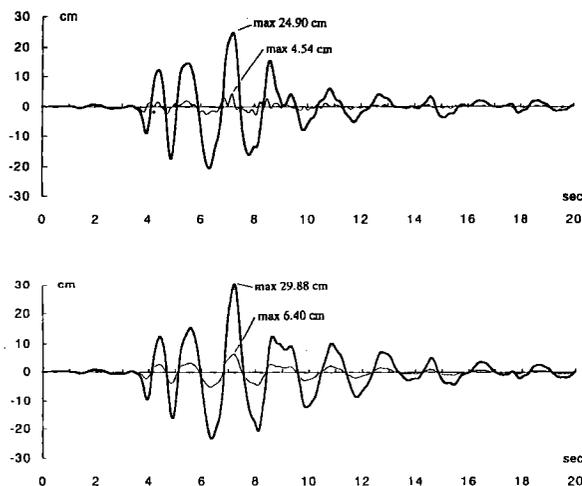


図-3.3.5.10 変位応答波形

[(a) RC製橋脚橋、(b) 鋼製橋脚橋]

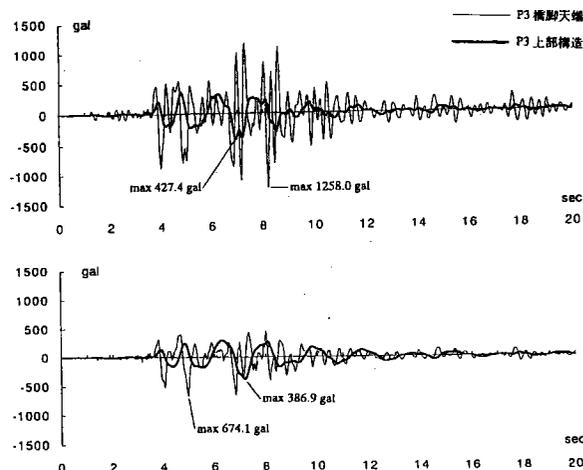


図-3.3.5.11 加速度応答波形

[(a) RC製橋脚橋、(b) 鋼製橋脚橋]

(6) まとめ

「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」¹⁾に基づいた「静的解析」で免震支承設計を行った場合、RC橋脚橋と鋼製橋脚橋の違いにかかわらず免震支承の変位は各ケースであり変化がなく、せん断ひずみも相違が少ないため、支承のゴム厚、層数ともほぼ同一となり、ほとんど同じ形状の免震支承となること、設計震度は鋼製橋脚橋の方が若干小さくなるがRC橋脚橋と大差ないこと、等の結果が得られ、鋼製橋脚とRC橋脚はほとんど同様の挙動を示すことがわかった。

一方、橋脚高さなどをパラメータとした動的応答解析を用いたケーススタディによると、橋脚高さ10m~20mのごく一般的な高架橋では、静的解析と同様、免震橋に鋼製橋脚を用いた場合でもRC製橋脚とほとんど同様の挙動を示したが、橋脚高さが20m~30m程度以上になると鋼製橋脚橋はその剛性低下の影響が現れ始め、RC橋脚橋に比較して変位はやや大きくなるが、特に橋脚天端の加速度はかなり小さくなる結果が得られた。

実地震記録波による動的応答解析でも明らかに鋼製橋脚の応答加速度が低くなっており、今後「静的解析」と動的応答解析の両者の整合性をとることについて検討すべきであると思われる。

以上に述べた動的解析結果から、鋼製橋脚の免震橋はRC製橋脚の免震橋に較べて軽量かつ低剛性であるために応答加速度が低く、従って橋脚基部のせん断力が小さくなり耐震性に優れていると言える。

ただし、鋼製橋脚橋は橋脚高さが30m以上になると特に、RC製橋脚橋に比較して応答変位が大きくなる点に注意を要する。これは応答加速度が小さくなることの裏返し現象である。

ここでの検討はI種地盤に限定したものであったが、その他の地盤種についても同様の検討を行い、比較的軟弱な地盤上の鋼製橋脚橋の免震時動的挙動を明らかにしたいと思っている。また今後、橋脚の材料非線形性を考慮した解析を行う予定である。

なお、本研究の成果は、土木学会年次学術講演会⁶⁾⁷⁾および鋼構造シンポジウム⁸⁾において発表している。

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) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、平成2年2月
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編、平成6年2月
- 4) 日本道路協会：道路橋支承便覧、平成3年7月
- 5) 気象庁：平成7年(1995年)兵庫県南部地震の気象庁87型磁気式強震計計の記録
- 6) 内田光彦、長嶋文雄、田中努、増田陳紀：鋼製橋脚を有する免震橋の動特性に関する研究、土木学会第50回年次学術講演会概要集Ⅰ-B785、平成7年9月
- 7) 大丸隆、長嶋文雄、岩塚由雄、竹ノ内勇：鋼製橋脚橋の免震化に関する一考察、土木学会第50回年次学術講演会概要集Ⅰ-B786、平成7年9月
- 8) 竹ノ内勇、長嶋文雄、岩塚由雄、大丸隆、内田光彦：鋼製橋脚連続橋の免震化に関する基礎的研究、日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集第4巻、1996年11月