

# 反力分散支承設計時における剛性の小さい橋脚の評価法 (モデル化) についての一考察 (北崎高架橋)

## Evaluation of Bridge Piers with Small Rigidity for the Design of Reinforced Elastomer Bearings (Kitasaki Viaduct)

小林 裕 輔\* 桑 山 豊 六\* 井 上 雄 城\* 堀 大 佑\*  
Yusuke KOBAYASHI Toyomu KUWAYAMA Yuki INOUE Daisuke HORI

### Summary

When reinforced elastomer bearings are used on a bridge, how such bearings share the horizontal forces from each pier during an earthquake should be calculated using an appropriate model of the structure including the foundation of the bridge. The Chubu Regional Bureau of Japan Highway Public Corporation specified that whether a detailed model or a simplified model, which is independent of the inertia force of the pier itself, will suffice for the analysis should be determined by the ratio between the rigidity of a pier and that of a corresponding bearing. Because the Kitasaki Viaduct had high steel piers, the pier-bearing rigidity ratio was near the specified value in the above specification. Accordingly, analysis results from the simple and the detailed models were compared. This comparison indicated that the design based on the simple model would have no problem. This is because the simple model predicted a smaller natural period and a larger lateral seismic factor than the detailed model. This paper deals with the investigation and consideration on the modeling of the bridge for Kitasaki Viaduct.

キーワード：反力分散支承，固有周期，動的解析

### 1. はじめに

反力分散型ゴム支承を橋梁に用いる場合、各橋脚が負担する地震時水平力を求めるには、基礎工を含めた構造の骨組みなどを適正に評価したモデル化を行い、解析する必要がある<sup>1)</sup>。日本道路公団名古屋建設局（現、中部支社）では、解析にあたり橋脚自体の慣性力を無視し得る範囲を、橋脚とゴム支承の剛性の比で規定している<sup>2)</sup>。すなわち、支承のせん断ばね定数と橋脚の等価ばね定数の比  $\mu$  が1:5以上の場合（支承のせん断ばね定数がある程度小さい場合）、支承のせん断ばね定数と橋脚の等価ばね定数の合成剛性を用いた簡易モデルで行うことを文

献2)の中で認めている。

北崎高架橋は高い鋼製橋脚上に載る鋼床版箱桁橋であり、橋脚と反力分散型ゴム支承の剛性の比は比較的小さいが、基本設計時点では  $\mu$  が1:5以上であったため、簡易モデルにて設計を行っていた。しかし、詳細設計時に支承高を低くする必要が生じたことから、ゴム支承の剛性が大きくなり、 $\mu$  が1:5以下となった。また、本橋は門型ラーメン橋脚に上下線の上部工が分離して載る構造となっており、基本設計において反力分散支承は上下線単独のモデルで設計を行っているが、上下線の相互作用の影響が考慮されていない。

以上のことから、支承と橋脚に上下線の上部工を含め

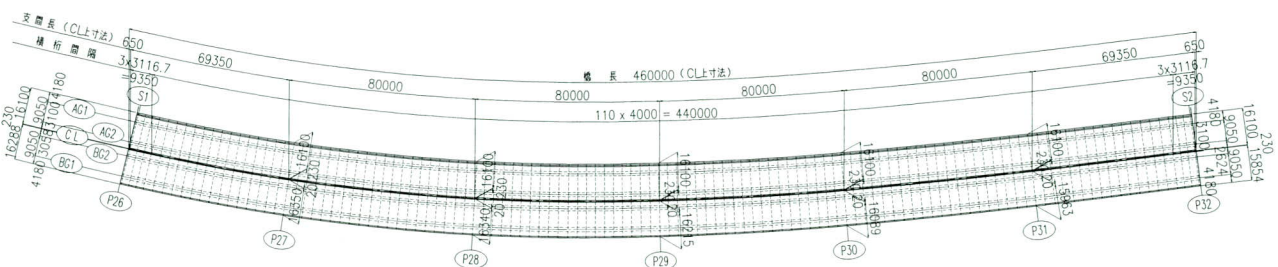


図-1 上部工平面図

\*技術本部設計部設計二課

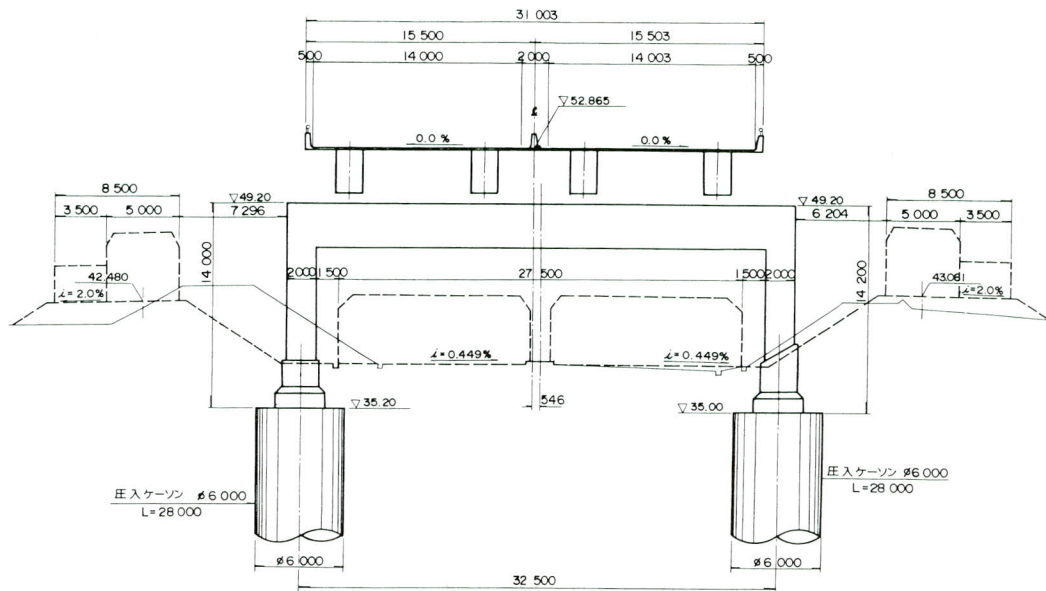


図-2 P32橋脚上断面図

た立体モデルでの動的解析と、簡易モデルによる結果を比較することとした。

## 2. 北崎高架橋の概要

北崎高架橋（鋼上部工）東工事は、第二東名高速道路が国道23号線の直上に計画された区間に位置し、P26～P32橋脚間の6径間連続、橋長は460mである（図-1）。構造形式は鋼床版箱桁橋であり、図-2に示すように、上下線分離の2主桁となっている。材片数を減らして合理的な構造とするために、従来の鋼床版よりデッキ厚を厚くしトラフリブ（Uリブ）を大型化した合理化鋼床版を採用しており、総鋼重は上下線で約7000tである。

桁架設は、国道23号線脇の架設ヤード上に設けた構台（ステージ）にて、主桁、中鋼床版、側鋼床版部を全て組み立て、上下線をそれぞれP26～P29間、P29～P32間に2分割して国道23号線上に横取り架設する工法とした。

なお、橋脚は全て国道23号線を跨ぐ門型であり（図-2参照）、柱の高さは14m～16m程度である。

## 3. ゴム支承の設計方針

### (1) 基本方針

橋軸方向は、震度法時、保耐法時とも全支点上で水平力を分散させる。橋軸直角方向は、震度法時全支点上固定とし、保耐法時には全支点上に水平力を分散させる。

### (2) 上部工慣性力の分散計算

地震時における上部工慣性力の分散および固有周期の算定には、支承、橋脚および基礎のバネを考慮する。

各橋脚が負担する地震時慣性力の比率は、文献2)に準じ、[1]式により算出する。

$$\alpha_i = K_i / \sum K_i \dots \dots \dots [1]$$

ここに、 $\alpha_i$ ：橋脚 i が負担する慣性力比率。

$K_i$ ：橋脚 i 上の支承のせん断バネ定数  $K_{Bi}$  と [3] 式で算出される橋脚 i の等価バネ定数  $K_{Pi}$  の合成剛性であり、[2] 式で算定する。

$$K_i = 1 / \{ (1 / K_{Bi}) + (1 / K_{Pi}) \} \dots \dots \dots [2]$$

なお、保耐法時の橋脚バネの算出には橋脚の降伏剛性を用いる。

### (3) 設計水平震度

保耐法時の等価水平震度の算定に用いる橋脚の許容塑性率は、タイプIIでは文献1)より  $\mu_a = 3$ 、タイプIでは橋脚の事前検討結果より  $\mu_a = 2$  を用いる。

### (4) 下部工バネの算出

橋脚の剛性および基礎のバネを考慮したラーメン部材の天端（支点位置）に単位荷重を載荷し、平均バネ定数  $K_P$  を算出する（図-3参照）。 $K_P$  に上下線の重量比を乗じたものを、それぞれ上下線の下部工バネとする。

$$K_P = 4 \cdot P / \delta' \dots \dots \dots [3]$$

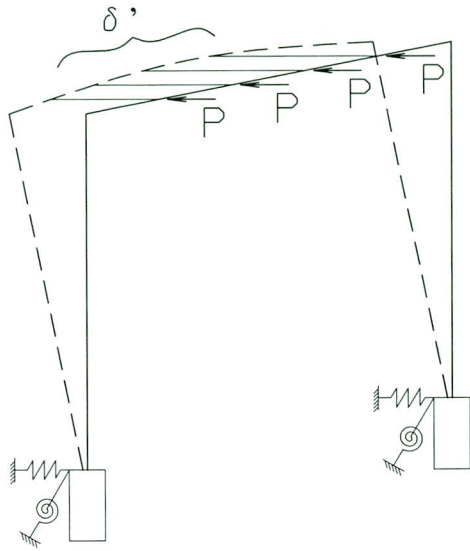


図-3 下部工バネの算出モデル

表-1 支承設計方針一覧表

橋軸方向	最大圧縮応力	許容値	10S (全支承S>8)	
	応力振幅の照査		65kg/cm2以下	
	せん断ひずみの照査	常時	70%以下	
		地震時	250%以下 (保耐時)	
	座屈安定性の照査		免震マニュアルによる	
	回転に対する照査		ひずみ回転照査 $\gamma c > \gamma r$	
	震度			1質点系として固有周期を算出
		常時		$\gamma c + \gamma s + \gamma r \leq \gamma ta$ (安全率1.5)
	局部せん断ひずみ	常時		$\gamma c + \gamma s \leq \gamma ta$ (安全率1.2)
		地震時		$\gamma c$ はRLを考慮した荷重から算出
橋軸直角方向	震度		保耐時は分散設計による (1質点系として固有周期を算出) 震度法時は固定→ $Kh=0.25$	
	水平力の算定		1質点系モデルとし、上部工は剛体として下部工/支承のばね比によって水平力を分配する	
	地震時RL, RUの算出		道示V12.2による算出方法	
	せん断ひずみの照査		250%以下 (保耐時)	
	局部せん断ひずみの照査		$\gamma c + \gamma s \leq \gamma ta$ (安全率1.2) $\gamma c$ はRLを考慮した荷重から算出	
	引張応力度		$V = -0.3Rd$ に対して照査 ( $\leq 20$ ) = (G10) ( $\leq 16$ ) = (G8)	
	取付金具の設計			
せん断キー		支圧/せん断応力の照査		
セットボルト		引張 (0.3Rd) /せん断応力度の照査		
六角穴付きボルト (ゴム取付ボルト)		引張 (0.3Rd) /せん断応力度の照査		
サイドブロック	ウェブ付け根		曲げ/せん断/合成応力度	
	ベース部		照査なし	
サイドブロック取付ボルト	引張応力度		モーメントアーム式	
	せん断応力度		谷径に対し照査	
	合成応力度		<1.2	
下査	ノッチ部		ノッチなし	
	めネジ部		0.8d以上ねじ込み	
下査			モーメントアーム式	
下査下面の溶接部			引張 (0.3Rd) /せん断応力度の照査	

温度変化	0.36L (30×1.2)
最大支圧	風時: (D+L+W) $\leq 1.25 \times \delta ba$
	常時: (D+L) $\leq 1.00 \times \delta ba$
サイドブロック照査水平力 (ジョイントプロテクター)	$kh \times \Sigma Rd / n$ $= 0.25 \times \Sigma Rd / 2$

表-2 下部工バネ (平均バネ定数) の算出

橋軸方向	常時							
	橋脚	荷重 P (tf)	たわみ (mm)					バネ定数 Kp (kgf/cm)
			$\delta AG1$	$\delta AG2$	$\delta BG2$	$\delta BG1$	$\Sigma \delta / 4$	
	P26	100	58.150	71.944	72.895	62.030	66.255	60373
	P27	100	39.154	50.967	50.327	38.340	44.697	89492
	P28	100	36.077	48.042	48.639	38.798	42.889	93265
	P29	100	39.284	52.324	53.675	44.755	47.509	84194
	P30	100	41.712	55.138	56.659	47.822	50.333	79471
	P31	100	33.404	45.534	46.520	35.998	40.296	99265
	P32	100	28.003	36.671	37.070	29.245	32.747	122148
	地震時<震度法>							
	橋脚	荷重 P (tf)	たわみ (mm)					バネ定数 Kp (kgf/cm)
			$\delta AG1$	$\delta AG2$	$\delta BG2$	$\delta BG1$	$\Sigma \delta / 4$	
	P26	100	56.748	70.505	71.430	60.529	64.803	61726
	P27	100	38.272	50.036	49.361	37.324	43.748	91433
P28	100	35.181	47.096	47.658	37.767	41.925	95408	
P29	100	38.082	51.108	52.451	43.519	46.290	86412	
P30	100	40.376	53.687	55.127	46.171	48.840	81899	
P31	100	32.226	44.133	44.672	34.100	38.782	103139	
P32	100	26.929	35.607	36.013	28.198	31.687	126236	
地震時<保有水平耐力法>								
橋脚	荷重 P (tf)	たわみ (mm)					バネ定数 Kp (kgf/cm)	
		$\delta AG1$	$\delta AG2$	$\delta BG2$	$\delta BG1$	$\Sigma \delta / 4$		
P26	100	66.818	79.687	79.955	68.103	73.641	54318	
P27	100	42.565	54.544	54.015	42.198	48.331	82763	
P28	100	38.932	50.833	51.363	41.439	45.642	87639	
P29	100	41.842	54.927	56.292	47.394	50.114	79819	
P30	100	44.336	57.752	59.255	50.394	52.934	75565	
P31	100	37.164	49.012	49.499	38.857	43.633	91673	
P32	100	29.962	38.618	39.009	31.172	34.690	115306	
橋軸直角方向	地震時<保有水平耐力法>							
	橋脚	荷重 P (tf)	たわみ (mm)					バネ定数 Kp (kgf/cm)
			$\delta AG1$	$\delta AG2$	$\delta BG2$	$\delta BG1$	$\Sigma \delta / 4$	
	P26	100	26.380	26.396	26.234	25.964	26.244	152419
	P27	100	10.614	10.653	10.538	10.394	10.550	379152
	P28	100	11.654	11.752	11.647	11.479	11.633	343855
	P29	100	12.900	13.023	12.944	12.793	12.915	309719
	P30	100	13.466	13.596	13.545	13.401	13.502	296249
	P31	100	11.135	11.260	11.226	11.081	11.176	357923
	P32	100	13.411	13.551	13.553	13.419	13.483	296662

ここに、KP : 平均バネ定数

P : 単位荷重

$\delta'$  : 支点位置のたわみの平均値

$$(\Sigma \delta / 4)$$

ゴム支承の設計方針一覧を表-1に、方針に基づいて算出した下部工バネ (平均バネ定数および上下線の各バネ定数) を表-2、3に示す。

#### 4. 解析条件

解析条件は、次の通りである。

- ①全体座標系は、橋軸方向をX、橋軸直角方向をYとした右手座標系とする。
- ②基礎工のバネ値を表-4に示す。表-4以外は全て固定とする。
- ③支承バネ値を表-5に示す。ただし、Kzを固定とし、

表一三 支承設計用下部工バネ定数

常時		隣接工区との反力比	死荷重反力(tf)		バネ定数(kgf/cm)	
橋脚	平均バネ定数 Kp(kgf/cm)		上り線	下り線	上り KpA	下り KpB
P26	60373	0.54	460.5	407.0	17194	15198
P27	89492	—	1326.0	1161.1	47712	41779
P28	93265	—	1261.1	1101.5	49782	43483
P29	84194	—	1279.9	1109.6	45098	39096
P30	79471	—	1265.6	1086.3	42764	36708
P31	99265	—	1335.1	1133.0	53695	45570
P32	122148	0.49	464.4	398.0	32522	27872
地震時<震度法>						
橋脚	平均バネ定数 Kp(kgf/cm)	隣接工区との反力比	死荷重反力(tf)		バネ定数(kgf/cm)	
P26	61726	0.54	460.5	407.0	17579	15539
P27	91433	—	1326.0	1161.1	48747	42685
P28	95408	—	1261.1	1101.5	50926	44482
P29	86412	—	1279.9	1109.6	46286	40126
P30	81899	—	1265.6	1086.3	44070	37829
P31	103139	—	1335.1	1133.0	55791	47348
P32	126236	0.49	464.4	398.0	33610	28805
地震時<保有水平耐力法>						
橋脚	平均バネ定数 Kp(kgf/cm)	隣接工区との反力比	死荷重反力(tf)		バネ定数(kgf/cm)	
P26	54318	0.54	460.5	407.0	15470	13674
P27	82763	—	1326.0	1161.1	44125	38638
P28	87639	—	1261.1	1101.5	46779	40860
P29	79819	—	1279.9	1109.6	42754	37064
P30	75565	—	1265.6	1086.3	40662	34903
P31	91673	—	1335.1	1133.0	49589	42085
P32	115306	0.49	464.4	398.0	30700	26311
地震時<保有水平耐力法>						
橋脚	平均バネ定数 Kp(kgf/cm)	隣接工区との反力比	死荷重反力(tf)		バネ定数(kgf/cm)	
P26	152419	0.54	460.5	400.4	43740	38039
P27	379152	—	1326.0	1138.0	204038	175115
P28	343855	—	1261.1	1081.2	185130	158725
P29	309719	—	1279.9	1087.8	167426	142293
P30	296249	—	1265.6	1066.1	160795	135454
P31	357923	—	1335.1	1110.2	195423	162500
P32	296662	0.49	464.4	391.5	79593	67086
隣接工区			P26橋脚(P25側)		744.8	
死荷重反力(tf)			P32橋脚(P33側)		859.8	

表一四 基礎バネ値

位置	Kx (kN/m)	K/y (kN·m/rad)
P26	左柱 2.83E+06 右柱 2.37E+06	9.71E+07 8.42E+07
P27	左柱 2.85E+06 右柱 2.78E+06	9.99E+07 1.01E+08
P28	左柱 2.70E+06 右柱 2.29E+06	9.92E+07 8.69E+07
P29	左柱 1.81E+06 右柱 1.88E+06	7.85E+07 7.60E+07
P30	左柱 1.85E+06 右柱 1.44E+06	8.00E+07 6.33E+07
P31	左柱 2.07E+06 右柱 1.67E+06	8.53E+07 7.93E+07
P32	左柱 2.07E+06 右柱 1.67E+06	8.53E+07 7.93E+07

※座標系は、全体座標系と同様。

表一五 支承バネ値

位置	Kx (kN/m)	Ky (kN/m)
P26	上り線 5038 下り線 5279	5038 5279
P27	上り線 14126 下り線 11953	14126 11953
P28	上り線 14126 下り線 11953	14126 11953
P29	上り線 14126 下り線 11953	14126 11953
P30	上り線 14126 下り線 11953	14126 11953
P31	上り線 14126 下り線 11953	14126 11953
P32	上り線 5038 下り線 5279	5038 5279

※座標系は、全体座標系と同様。

回転は全て自由とする。

- ④ 橋脚および主桁の剛度を表一六に示す。
- ⑤ 橋脚および主桁の重量を表一七に示す。

動的解析に用いたモデルの骨組み図を図一四に示す。

## 5. 解析結果

### (1) 固有値解析

固有値解析により、固有周期を算出した。1次～10次モードまでを表一八に示す。震度法時における1次～5次モードのモード形状を図一五に示すが、1次、2次モードは主桁に同期（1次モードは上下線が同位相、2次モードは逆位相）、3次モード以降は各橋脚に同期した形状となっている。

表一六 橋脚および主桁の剛度

震度法時					
位置	断面積 (m <sup>2</sup> )	ねじり (m <sup>4</sup> )	Y軸回り (m <sup>4</sup> )	X軸回り (m <sup>4</sup> )	
橋脚	P26	0.4139	0.6015	0.4240	0.5066
	P27	0.4346	0.5497	0.4695	0.3958
	P28	0.3694	0.5541	0.4459	0.5541
	P29	0.3704	0.5540	0.4475	0.5540
	P30	0.3598	0.5356	0.4454	0.5356
	P31	0.3937	0.5523	0.4250	0.5523
	P32	0.3413	0.5862	0.3474	0.5862
主桁	10	—	1	17	
保耐法時					
位置	断面積 (m <sup>2</sup> )	ねじり (m <sup>4</sup> )	Y軸回り (m <sup>4</sup> )	X軸回り (m <sup>4</sup> )	
橋脚	P26	0.4139	0.6015	0.4240	0.4120
	P27	0.4346	0.5497	0.4695	0.3423
	P28	0.3694	0.5541	0.4459	0.3046
	P29	0.3704	0.5540	0.4475	0.3045
	P30	0.3598	0.5356	0.4454	0.2982
	P31	0.3937	0.5523	0.4250	0.3078
	P32	0.3413	0.5862	0.3474	0.4001
主桁	10	—	1	17	

表一七 橋脚および主桁の重量

橋脚	部 位	kN/m	備 考
	P26		58.0
P27		60.9	
P28		51.8	
P29		51.9	
P30		50.4	
P31		55.2	
P32		47.8	

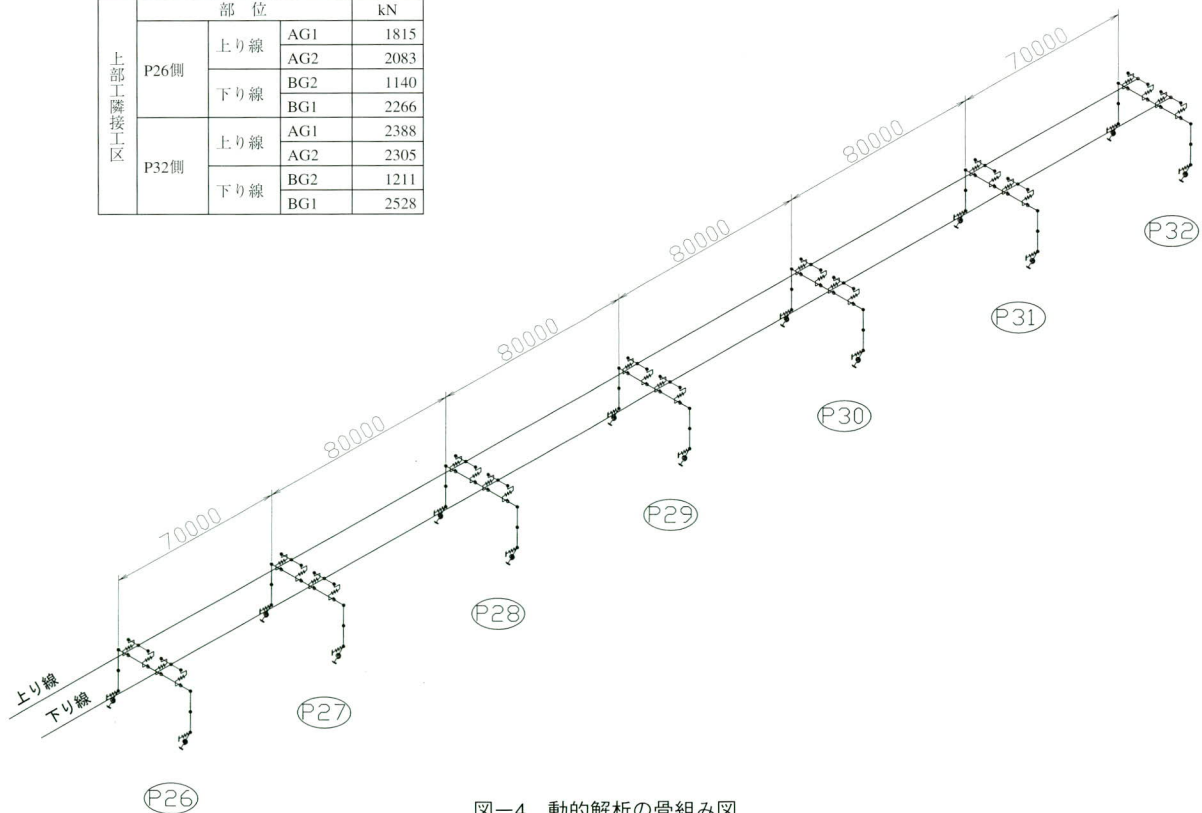
  

主桁	部 位		kN
	P26上	上り線	AG1
AG2			2343
下り線		BG2	1289
P27上	上り線	AG1	2700
		AG2	6708
	下り線	BG2	6288
P28上	上り線	AG1	3842
		AG2	7536
	下り線	BG1	6373
P29上	上り線	AG1	5985
		AG2	6478
	下り線	BG2	7116
P30上	上り線	AG1	6064
		AG2	3640
	下り線	BG1	7233
P31上	上り線	AG1	6398
		AG2	6005
	下り線	BG2	3527
P32上	上り線	AG1	7119
		AG2	6847
	下り線	BG1	6237
上部工隣接工区	P26側	AG1	1815
		AG2	2083
	P32側	下り線	BG2
上り線		BG1	2266
		AG1	2388
P32側	上り線	AG2	2305
		BG2	1211
	下り線	BG1	2528

表一八 固有値解析結果

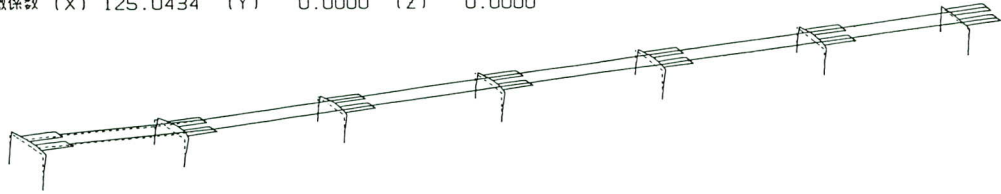
振動モード	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数	有効質量	累積有効質量比 (%)	
震度法時	1次	0.458	2.185	125.00	15640.0	88.1
	2次	0.493	2.026	4.50	20.2	88.2
	3次	3.257	0.307	14.94	223.1	89.5
	4次	3.831	0.261	8.67	75.1	89.9
	5次	4.289	0.233	13.50	182.1	90.9
	6次	4.993	0.200	-8.28	68.6	91.3
	7次	5.248	0.191	11.66	136.1	92.1
	8次	5.319	0.188	11.75	138.0	92.8
	9次	5.798	0.172	-12.32	151.9	93.7
	10次	5.831	0.171	13.82	191.0	94.8
保耐法時	1次	0.440	2.275	125.40	15730.0	88.6
	2次	0.491	2.035	3.33	11.1	88.7
	3次	3.012	0.332	15.00	225.0	89.9
	4次	3.578	0.280	7.80	60.8	90.3
	5次	4.099	0.244	-13.41	179.9	91.3
	6次	4.264	0.235	9.00	81.0	91.8
	7次	4.266	0.234	-13.87	192.3	92.8
	8次	4.608	0.217	12.49	155.9	93.7
	9次	4.702	0.213	13.92	193.7	94.8
	10次	4.827	0.207	-7.65	58.5	95.1

1次モードの有効質量比は震度法時：88%、保耐法時：89%と極めて高い。また、1次モードの固有周期と簡易モデルでの固有周期の差は、震度法時：3%、保耐法時：6%と小さく（表一九参照）、簡易モデルの方が固有周期が短い。

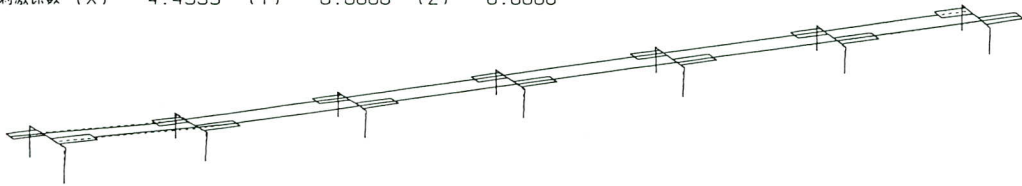


図一四 動的解析の骨組み図

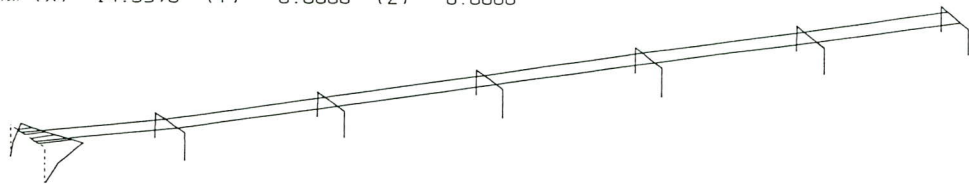
1次モード  $F = 0.458\text{Hz}$   
 刺激係数 (X) 125.0434 (Y) 0.0000 (Z) 0.0000



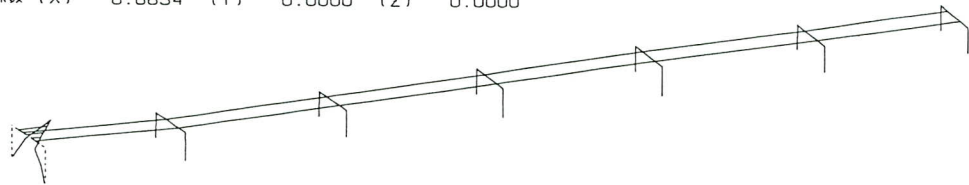
2次モード  $F = 0.493\text{Hz}$   
 刺激係数 (X) 4.4959 (Y) 0.0000 (Z) 0.0000



3次モード  $F = 3.257\text{Hz}$   
 刺激係数 (X) 14.9378 (Y) 0.0000 (Z) 0.0000



4次モード  $F = 3.831\text{Hz}$   
 刺激係数 (X) 8.6654 (Y) 0.0000 (Z) 0.0000



5次モード  $F = 4.289\text{Hz}$   
 刺激係数 (X) 13.4958 (Y) 0.0000 (Z) 0.0000

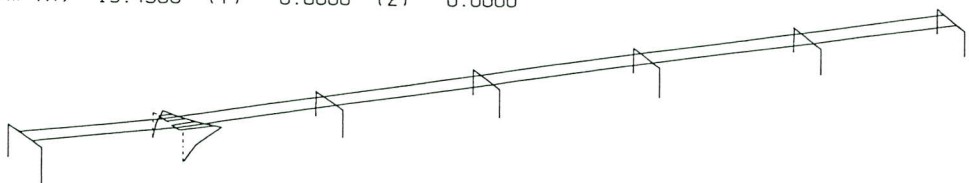


図-5 固有値解析による震度法時のモード形状

## (2) 応答スペクトル解析

次に、応答スペクトル解析により、震度法時の支承部における橋軸方向反力（バネ反力）を算出した。1次モードの反力および各橋脚の分担率を、簡易モデルとの比較とともに表-10に示す。

各橋脚の反力の分担率は、応答スペクトル解析による

端支点の分担率が簡易モデルより最大で20%高くなっており、その分、中間支点の分担率が低くなっている。そのため、応答スペクトル解析による橋軸方向反力は、全支点の合計が上り線で94%、下り線で89%と、簡易モデルよりも小さくなっているが、端支点では逆に応答スペクトル解析の方が大きくなっている箇所がある。

表一9 固有周期の比較

		固有周期 (sec)		
		動的解析	簡易モデル	比
震度法時	上り線	2.185	2.119	1.03
	下り線	2.185	2.121	1.03
保耐法時	上り線	2.275	2.143	1.06
	下り線	2.275	2.145	1.06

表一10 橋軸方向反力と各橋脚の分担率

位置	橋軸方向反力 (kN)			分担率 (%)			
	動的解析	簡易モデル	比	動的解析	簡易モデル	比	
上り線	P26	820.8	835.9	0.98	6.7	6.4	1.05
	P27	2051.7	2250.0	0.91	16.8	17.3	0.97
	P28	2114.3	2272.9	0.93	17.3	17.4	1.00
	P29	2101.7	2222.2	0.95	17.2	17.0	1.01
	P30	2079.8	2195.2	0.95	17.0	16.8	1.01
	P31	2136.3	2318.9	0.92	17.5	17.8	0.98
	P32	902.8	945.2	0.96	7.4	7.2	1.03
	合計	12207.4	13040.3	0.94	100.0	99.9	1.00
下り線	P26	804.6	756.1	1.06	8.1	6.7	1.20
	P27	1658.4	1939.0	0.86	16.6	17.2	0.97
	P28	1680.2	1957.2	0.86	16.8	17.3	0.97
	P29	1644.1	1910.8	0.86	16.5	16.9	0.97
	P30	1625.0	1883.1	0.86	16.3	16.7	0.97
	P31	1686.4	1984.1	0.85	16.9	17.6	0.96
	P32	890.7	853.4	1.04	8.9	7.6	1.17
	合計	9989.3	11283.7	0.89	100.0	100.0	1.00

## 6. 考察およびまとめ

解析結果および簡易モデルによる結果から、以下のことが言えよう。

- ①動的解析における1次モードの固有周期と簡易モデルでの固有周期の差は、震度法時：3%、保耐法時：6%と小さいことから、今回の解析モデルにおける橋脚自体の慣性力の影響は相対的に小さいと言える。
- ②動的解析の固有周期の方が長く、固有周期が2秒を超える範囲では地震時の水平力は小さくなる方向であることから、簡易モデルでの設計の方が安全側になっている。動的解析の固有周期の方が長くなるのは、橋脚の慣性力の影響を評価しているためと考えられる。
- ③動的解析の1次モードと簡易モデルとの橋軸方向反力の比率は、上り線が下り線に比べ5%程度大きい。このことから、1次モードは上り線の主桁（下り線より重量が大きい）に同期した振動モードである（したがって、下り線主桁の有効質量に占める割合が小さい）と判断できる。

④簡易モデルにおける上下線の固有周期がほぼ等しいことから、下部工の平均バネ定数KPに上下線の重量比を乗じたものを、それぞれ上下線の下部工バネとすることに合理性はある。しかし、重量比の差が大きい場合、上記③の理由により、軽い主桁側のゴム支承が不経済な設計となる恐れがある。

⑤動的解析による端支点の分担率が簡易モデルより大きくなっているのは、簡易モデルが隣接橋との反力比によって下部工剛性を小さくしているのに対し、動的解析ではラーメン橋脚の梁の剛性や柱のねじれを評価する必要から、そのままの下部工剛性を用いたことが一因であると考えられる。また、今回は隣接橋の反力を端橋脚に直接載荷していることにも原因があり、バネ要素を用いるなど適切なモデルにて動的解析を行えば、より実際に近い値（端橋脚は小さい値）になると思われる。

以上のことから、本橋は支承のせん断ばね定数と橋脚の等価ばね定数の比 $\mu$ が1:5より小さいが、支承のせん断ばね定数と橋脚の等価ばね定数の合成剛性を用いた簡易モデルによる設計にて問題ないと判断できる。

また、今回の検討結果は限られたものであるが、本橋より支承のせん断ばね定数と橋脚の等価ばね定数の比 $\mu$ が更に小さい場合においても、固有周期が0.5秒以上であれば、簡易モデルにて安全側の設計を行えると考えられる。

最後に、本工事の設計にあたり御指導いただいた日本道路公団中部支社および名古屋工事事務所の皆様、ならびにゴム支承の設計に御協力いただいたオイレス工業(株)の皆様に感謝の意を表します。

## <参考文献>

- 1) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, (社)日本道路協会, 平成8年12月
- 2) 第二東名・名神高架橋反力分散型ゴム支承の設計基準(案), 日本道路公団名古屋建設局, 平成9年9月

2001.11.15 受付