

SUダンパーを用いた9径間連続PC箱桁橋 (その2)

遠藤 有昭*
古谷 徹夫**

5. 動的解析

5.1 主要諸数値と解析手順

構造形式を決定する基本設計段階から、動的解析による検討を併行させており、その検討経過は、図-32に示すような手順で行った。

応答計算法は、時刻歴解析を主として用い、一部平均応答スペクトル曲線を用いる2乗和平方根法を併用した。

地震入力方向は、通常に行われている橋軸方向と橋軸直角方向の2種類である。また、地震応答解析に用いる入力地震動、最大加速度の仮定は、架設地点の地震歴から期待される地震規模、震央距離、頻度、地盤状態、橋梁の重要度などを考慮して定めるべきであるが、過去の解析例も参考として、表-10のように入力データを設定した。

5.2 基本モデルと解析手法

5.2.1 橋軸方向の応答解析

予め図-33に示すような、簡易モデルによる振動特性解析を行い、次に9径間モデル解析を行った。

計算法は、直接積分法により $\Delta t=0.001$ 秒、地震入力時間は、10秒間である。

5.2.2 橋軸直角方向の応答解析

橋軸直角方向は一般の応答解析と同様に行うことができるが、平面骨組モデルで平均応答スペクトル曲線法とモーダルアナリシス法による時刻歴解析を併用し、本橋の特質（上部構造：2主箱桁構造，下部構造：2脚門型構造）から、立体骨組モデル解析でも照査している。

計算法は、直接積分法により $\Delta t=0.01$ 秒、地震入力時間は10秒間である。

* 首都高速道路公団第三建設部設計課補佐

** 新構造技術(株)設計一課課長代理

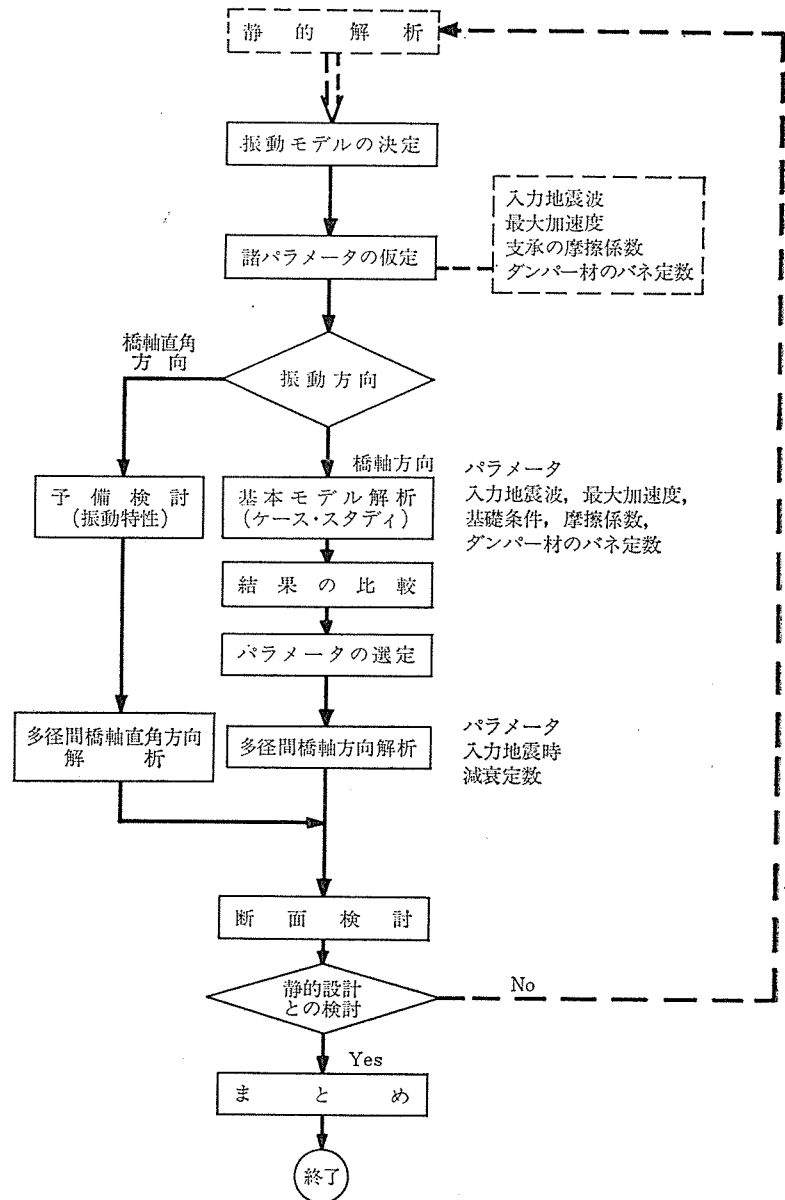


図-32 解析手順のフローチャート

5.3 解析

5.3.1 橋軸方向の応答解析

予め図-34に示すように単径間モデルを設定し、滑り支承だけの端部橋脚 P_1 と滑り支承とダンパー材を考慮する中間橋脚 P_2 を簡易化して表わし、パラメーターによる比較解析を行った。その結果を示すと次のとおり

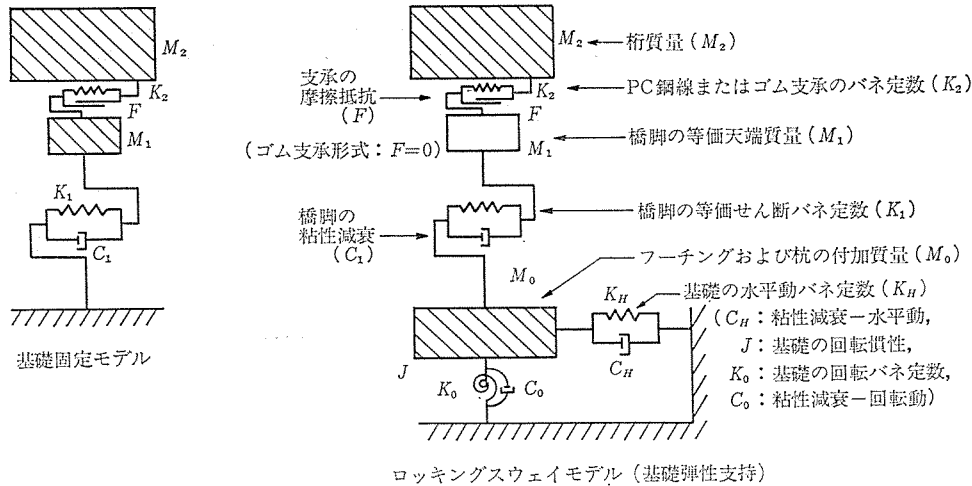


図-33 基本モデル図

表-10 (1) 入力データ

地震波	W ₁ EL-CENTRO N/S Max. 330 gal W ₂ TOKYO 121 (東松山地震) N/S Max. 46 gal
最大加速度	静的設計水平震度 $k_H=0.26$ より Max. 250 gal とした。
減衰定数	道路橋耐震設計指針に基づき、固有周期から減衰定数を仮定する方法に従った。 橋軸方向…SUダンパー支承におけるダンパー材の粘性減衰は無視し、橋脚個々の減衰を与えた。 $h=0.02$ 橋軸直角方向…減衰定数 $h=0.2$ とし、高次振動に対しては剛性比例型で与えた。
SUダンパー支承	可動支承の摩擦係数とダンパー材振動特性解析において $\mu=0.0\sim0.3$ の範囲について比較し、適切と考えられる摩擦係数を選定した。またダンパー材は静的設計で定められたPC鋼線引張剛性をバネ定数として与えた。 $k = \frac{A \cdot E}{l}$ ただし、 l :ダンパー材長 A, E :PC鋼線の横断面積とヤング係数

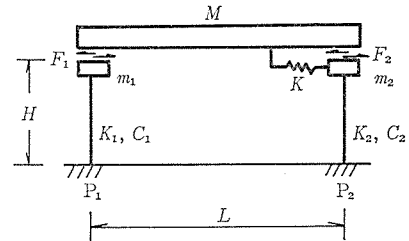


図-34 単径間モデル

である。

図-35 には、橋脚 P₁ と橋脚 P₂ の応答せん断力を比較しているが、P₂ の応答値はすべての P₁ の値を上廻っている。これは支承の摩擦力とダンパー材を介して桁移動の影響がより多く P₂ に現われたものである。摩擦力が大きくなると、P₁ の応答値は漸増し P₂ との差はなくなる。この状態ではほぼ一体振動が支配的になるから、同位相地震動の入力を考える限り P₁ の摩擦力は橋脚に対して有利に働いていると考えられる。

ここで、 $\mu=0.05$ ということは、摩擦力のないゴム支承形式などに相当するものである。図-36 は、橋脚 P₂ の応答せん断力と摩擦係数の関係を示したものであり、入力加速度が小さい時は、桁の滑動がほとんど発生しないので、それによる橋脚への影響はなく、せん断力はほぼ一定である。W₁ の入力加速度が大きい場合に、ある摩擦係数の時応答せん断力が極小になる場合がある。この摩擦係数は W₁ に対して、いわば最適摩擦係数といえることができる。W₂ の大加速度入力では、応

表-10 (2) 入力データ諸数値

	橋脚高 H (m)	支承の 摩擦抵抗 F (t)	SUダンパ ーバネ定数 K ₂ (t/cm)		橋脚質量 M ₁ (t·sec ² /cm)	橋脚 バネ定数 K ₁ (t/cm)	橋脚 粘性減衰 C ₁ (t·sec/cm)
橋脚データ							
P ₁	14.500	84.0	0.0	0.0	2.724	594.2	1.61
P ₂	14.465	214.5	28.08	0.0	0.262	306.1	0.36
P ₃	13.575	190.5	38.65	0.0	0.239	370.3	0.38
P ₄	13.435	197.0	49.19	0.0	0.237	382.0	0.38
P ₅	13.405	195.5	67.45	0.0	0.237	384.6	0.38
P ₆	13.370	195.0	76.86	0.0	0.237	387.6	0.38
P ₇	13.180	198.0	55.47	0.0	0.234	404.7	0.39
P ₈	12.770	188.0	45.10	0.0	0.231	444.9	0.41
P ₉	12.635	257.5	33.28	0.0	0.240	459.3	0.42
P ₁₀	11.588	228.0	0.0	0.0	0.486	595.4	0.68
上部桁質量	18.6170 (t·sec ² /cm)						

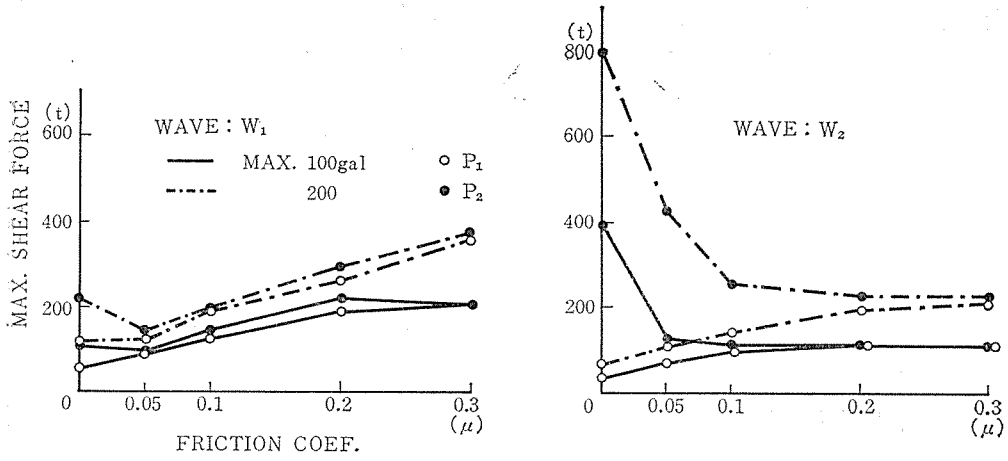


図-35 P₁ と P₂ のせん断力比較

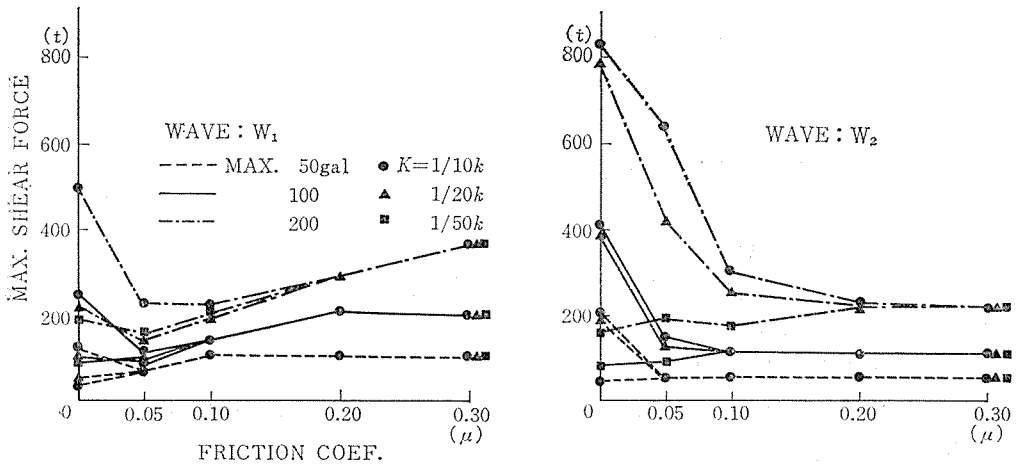


図-36 橋脚 (P₂) の最大せん断力と摩擦係数の関係

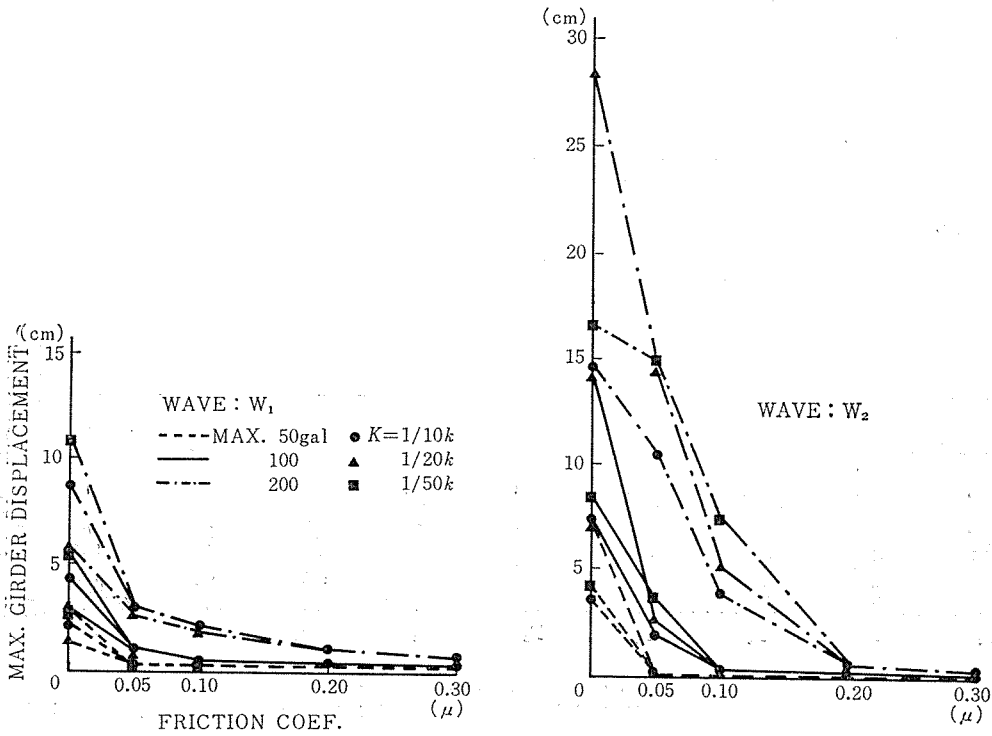


図-37 桁の最大変位と摩擦係数の関係

◇報告(投稿)◇

答せん断力が大きくなるが、摩擦係数とダンパー材のバネ定数を適切に決定することによって大幅に低減することができる。

図-37 は、桁の最大移動量と摩擦係数の関係を示したものである。入力波 W_1 , W_2 の両者に対して支承の摩擦力を考慮することにより、桁の移動量は減少する。一般的に W_2 の入力時に大きな応答値を示している。

桁の移動量が大きい時、その変位量の80%以上 ($\mu=0.10$ 以下) は、ダンパー材の伸びによるものである。すなわち、桁と橋脚の相対変位が大きく、橋脚の曲げ変位分は微小である。特に摩擦力が小さくダンパー材のバネ定数が小さい時、この傾向は著しく、振幅が大きい周期 1.0~1.5 秒の振動を示すが、橋脚は桁の振動にあまり左右されず短周期振動である。

以上のようなことから、この支承形式の特性は、次のように考えられる。

- 1) 摩擦力の大きい状態では、短周期の振動系で、桁が滑動している状態では、見掛け上長周期の振動系とみなすことができる。短周期地震波ほど SU ダンパー支承のダンパー効果が大きい。
- 2) SU ダンパー支承形式の橋梁では、摩擦力だけ考慮する可動支承橋脚はダンパー効果が小さい。
- 3) 摩擦係数の大小は応答値を大きく左右する。通常用いる滑り支承の摩擦係数の範囲 $\mu=0.05\sim 0.20$ 程度にダンパー効果が現われ、 $\mu=0.2$ を超えるとヒンジ結合に近い状態になる。
- 4) ダンパー材のバネ定数の影響は摩擦力が小さい場合に顕著に現われ、 $\mu=0.1$ 以上の場合には、バネ定数の影響は少ない。

9 径間振動モデルは、図-38 に示すとおりであるが、桁を 1 質点、橋脚は各々等価せん断バネを有する 1 質点とした 11 質点系モデルである。ここで、両端橋脚 P_1 , P_{10} は、ダンパー材のない滑り支承で摩擦抵抗のみを考慮する。滑り支承の摩擦係数はすべて $\mu=0.10$ と仮定

し、最大摩擦力は上部工構造鉛直反力と摩擦係数の積 $F=\mu\cdot R$ で算定した。減衰は橋脚個々の減衰係数 $C=2h\sqrt{mk}$ で与えた。また、橋脚の振動周期は 0.5~1.0 秒前後となるので、 $h=0.02\sim 0.05$ と仮定する。

両端隣接桁の取扱いは、固定端 P_1 は隣接桁全重量を付加質量とし、可動端側 P_{10} の質量は無視した。

以上のような条件に基づいた応答解析の結果を示すと次のようである。

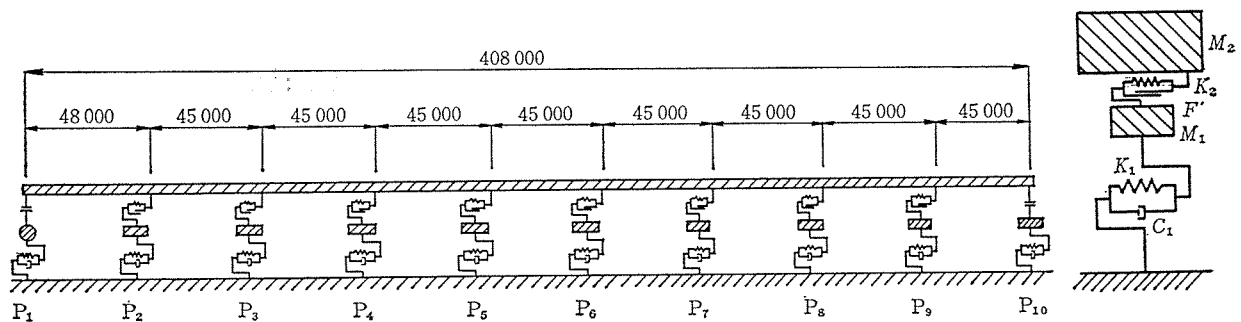
図-39 には、 W_1 と W_2 の入力時の応答変位曲線を桁、 P_1 , P_2 , P_6 , P_{10} について表わした。 P_2 と P_6 は SU ダンパー支承の橋脚 ($P_2\sim P_9$) のうちで最小と最大応答を示す箇所であるが、その差は小さく、応答性状はほとんど類似している。したがって、桁の慣性力はほぼ均等か、あるいはダンパー材の剛性に応じて各橋脚に伝達される。

変位曲線からみると、 W_1 と W_2 の場合の応答には著しい相違があり、 W_2 では桁の変位振幅(桁の水平移動)が大となり、橋脚は桁に追従する振動を示す。また W_1 の場合は変位は小さく、橋脚と桁が一体振動する傾向が強い。

以上の応答特性は、入力地震波の周期特性に負うところが大きいと考えられる。

本橋の橋軸方向固有周期は一体振動時で約 0.5 秒、摩擦力無視の状態では約 1.5 秒であるから、桁が滑り始めると見掛け上の振動周期は長くなり、1.2 秒前後の卓越周期を持つ W_2 に対して一般的に大きな応答値を示す結果となった。また $P_2\sim P_{10}$ の単独の固有周期は、 $T=0.14\sim 0.18$ 秒であるのに比べて、 P_1 は $T=0.4$ 秒のため W_1 に対して桁の振動に影響されない独自の振動を示したものである。これは P_1 は単柱であるうえに、頂部に床版と伸縮継手装置、隣接桁全重量などの負担、SU ダンパー支承でないことが起因している。

図-40 には P_2 と P_6 の SU ダンパー材に発生する引張力の応答を示した。 P_2 , P_6 は引張力の最小と最大であ



M_1 : 橋脚の等価天端質量 K_1 : 橋脚の等価せん断バネ定数 F : 支承の摩擦抵抗
 M_2 : 桁質量 K_2 : SU ダンパーのバネ定数 C_1 : 橋脚の粘性減衰

図-38 橋軸方向解析モデル

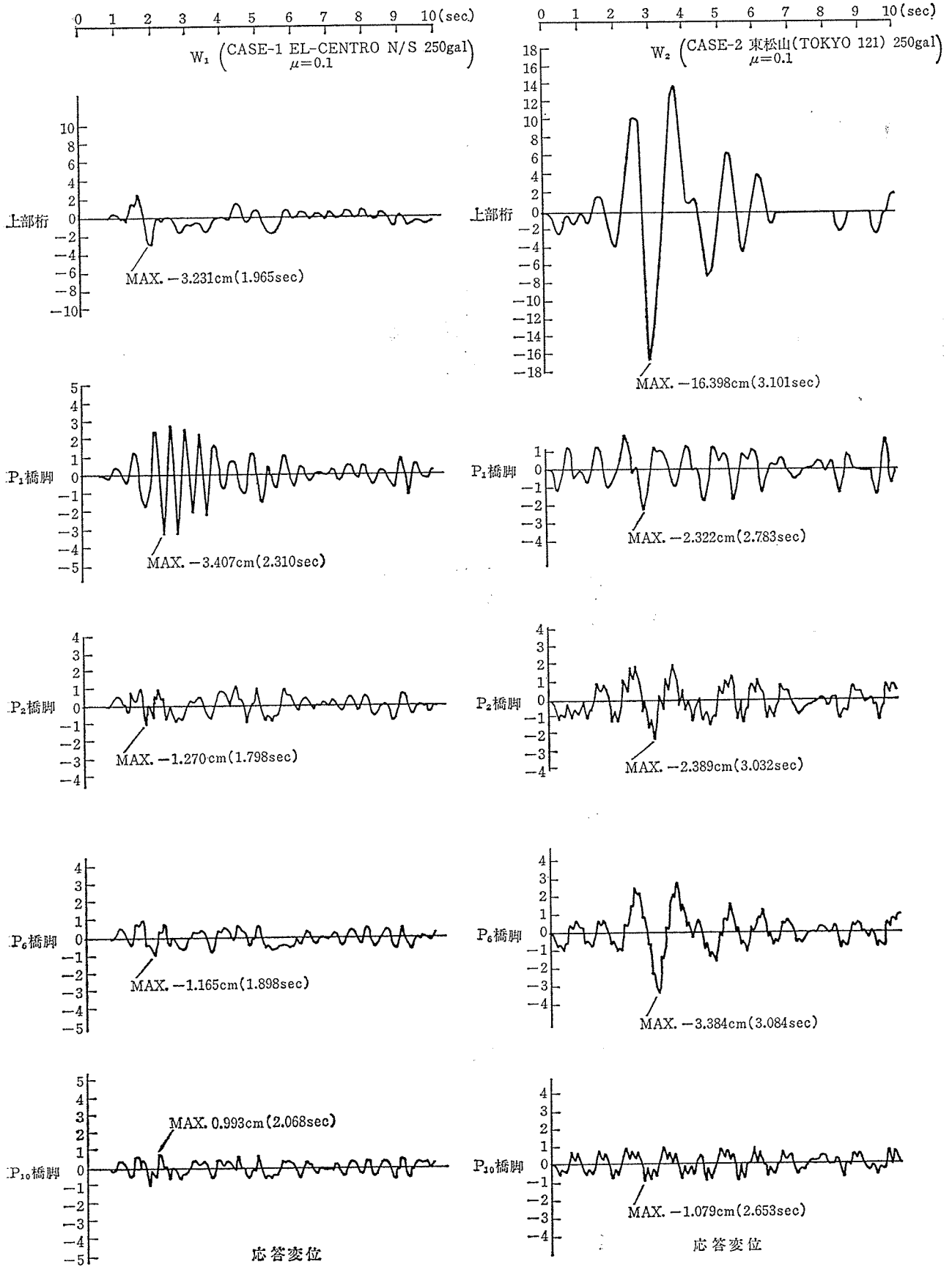


図-39 応答変位曲線

◇報告(投稿)◇

る。また、この曲線で引張力が零の時と一定の時は桁と橋脚は一体振動時である。W₂ の場合桁と橋脚の相對滑り量は大きい、大振幅後の残留変位はほとんどない。

図-41 は、滑り支承 (P₁) と SU ダンパー支承 (P₆) の履歴を時刻歴に表わしたものである。縦軸は支承に作用するせん断力 (Q)、横軸は上部桁と橋脚天端の相對変位

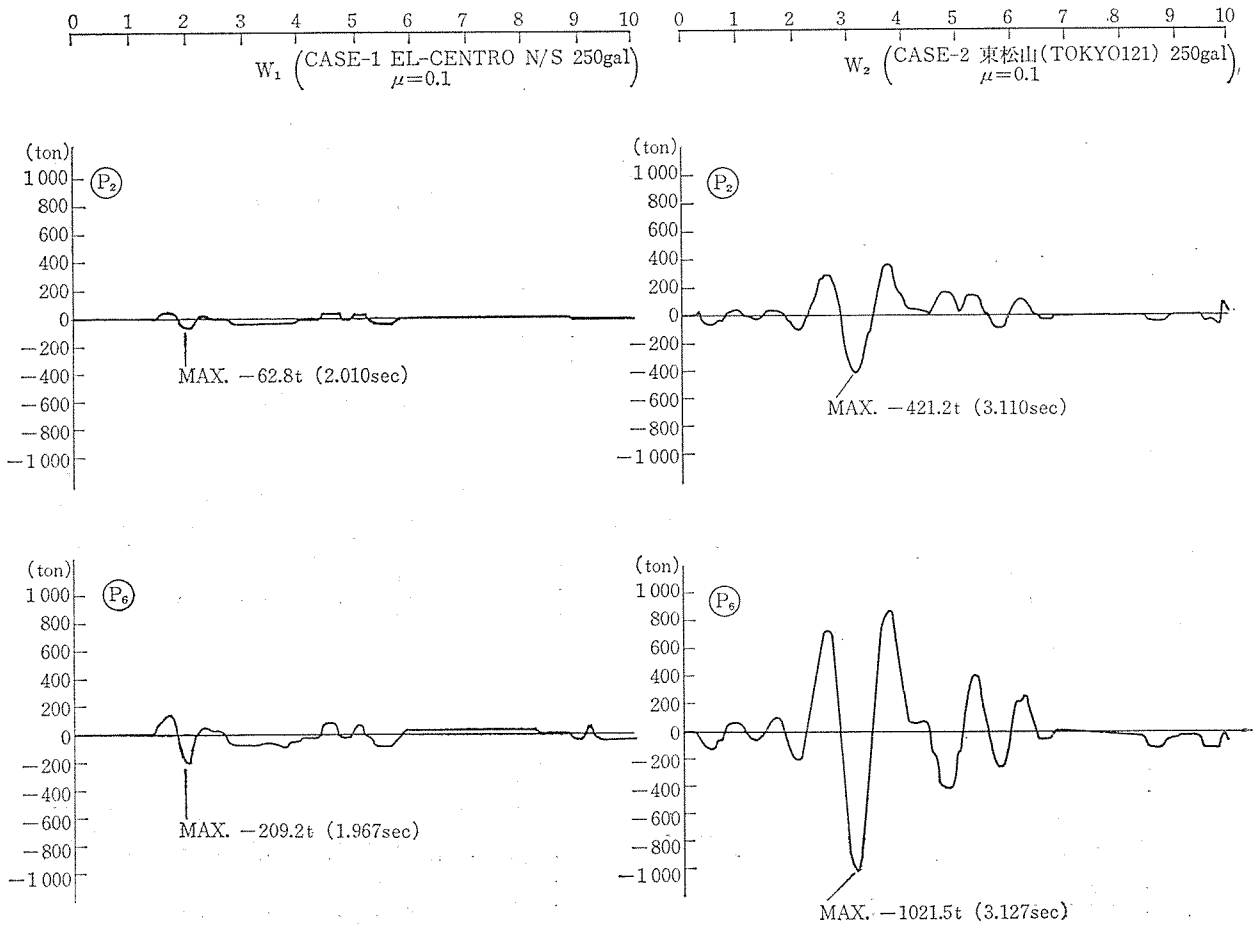


図-40 SU ダンパーの応答軸力

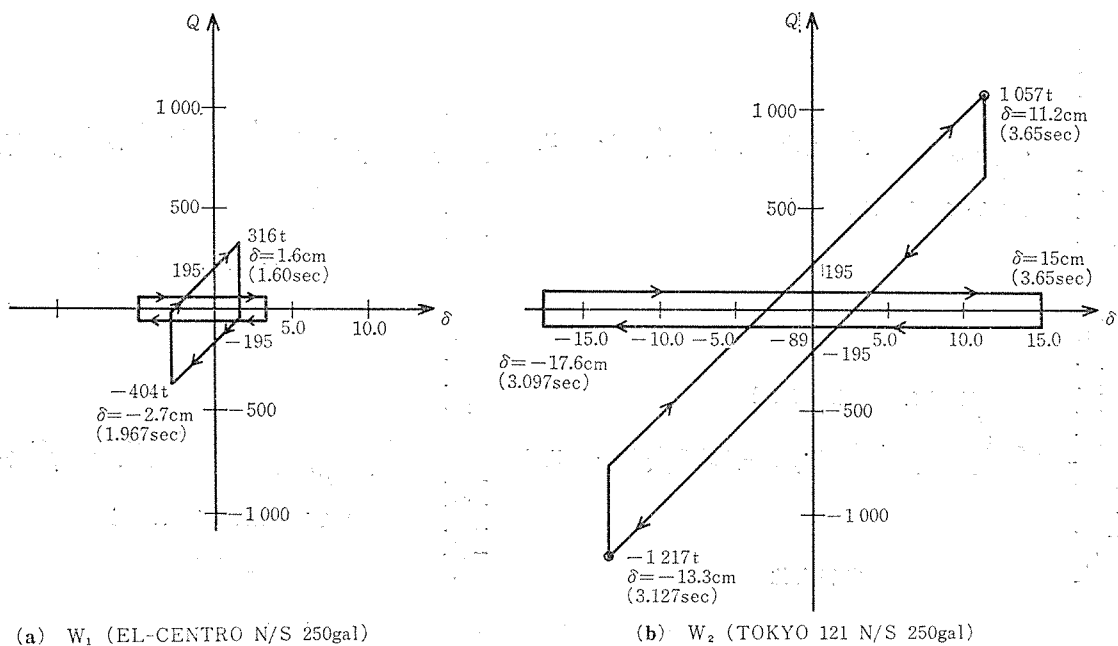
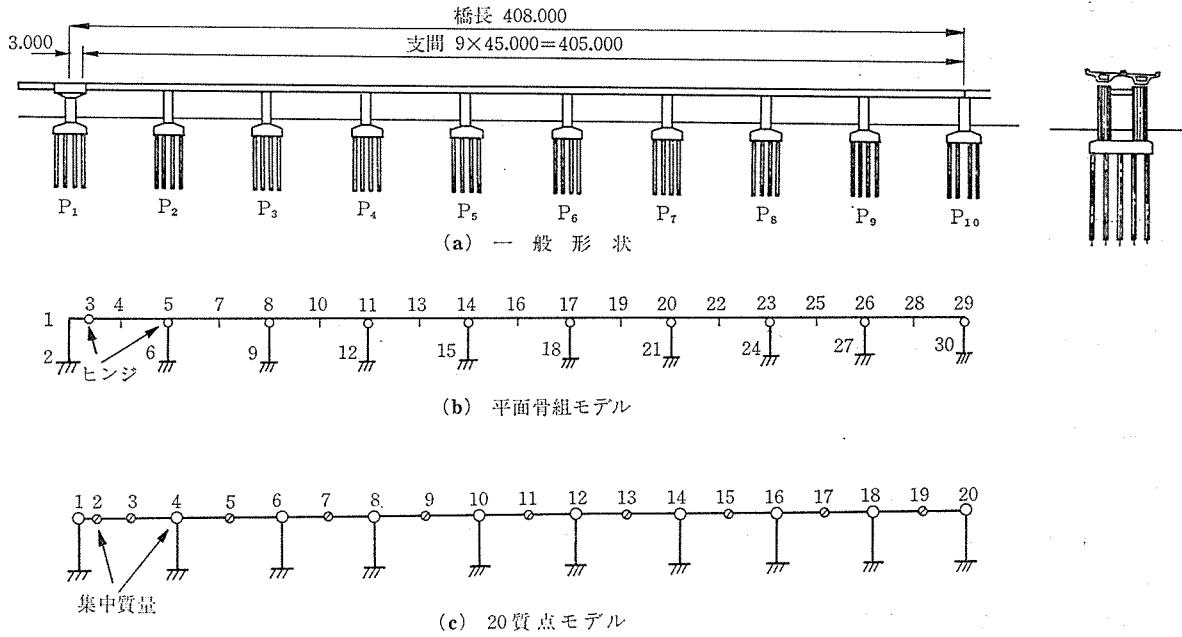


図-41 滑り支承 (P₁) と SU ダンパー支承 (P₆) の履歴



図—42 9 径間連続橋振動モデル

位置 (d) である。

5.3.2 橋軸直角方向の応答解析

(1) 平面骨組モデル解析

地震動の入力方向を橋軸直角方向とし、構造物を平面骨組に置換し、質量を骨組の節点に集中させる。その構造モデルは、図—42 に示すとおりである。

桁は、節点間直線均一材とし、床版は全断面有効として、断面性能を算出した。下部構造の門型ラーメン橋脚 (P₂~P₁₀) は、等価剛性を有する単柱に置換し、上部桁と橋脚柱との結合はヒンジ結合とした。このモデルの断面性能と質量データは、表—11 に示すとおりである。

以上のモデルに基づいて、固有値解析より得た固有周期と振動モード図を 表—12、図—43 に示す。ここで特徴的なことは、P₁、P₂ 間の桁の局部曲げを起こす振動モードが最低次振動に現われることである。この振動モードは、P₁ が単柱であり、他の門型橋脚に比べて剛性が低いこと、および P₁ 頂部の床版と特殊伸縮継手装置の負担重量が大きいことに起因している。通常の単振動を表わすモードは、2次以上の振動モードに現われる。ただし、P₉~P₁₀ 間の上部桁拡幅のため、完全な対称、あるいは逆対称の振動モード形にはならない。

各振動次の有効質量率 (モード寄与率) でみると橋軸直角方向の振動で卓越する振動は2次、3次モードに現われる上部桁の曲げ振動である。2次、3次モードの寄与率は大きく、4次以上の振動は高次微振動とみなすことができる。

図—44 には、橋脚 P₁、P₆、P₁₀ 上の上部桁の応答変位曲線を示した。P₁~P₁₀ 位置についてはほぼ同じ振動性

表—11 断面性能と質量データ

上部桁部材番号	断面2次モーメント (m ⁴)	橋脚柱部材	断面2次モーメント (m ⁴)	質量 (t·sec ² /m)
1—3	617.400	P ₁ 1—2	20.129 (J=40.258)	1 224.1
3—4	389.768	P ₂ 5—6	35.131	2 53.7
4—5	389.768	P ₃ 8—9	29.278	3 64.1
5—7	390.818	P ₄ 11—12	29.196	4 195.3
7—8	390.818	P ₅ 14—15	29.178	5 67.8
8—10	390.818	P ₆ 17—18	29.166	6 165.6
10—11	390.818	P ₇ 20—21	29.129	7 67.8
11—13	390.818	P ₈ 23—24	28.796	8 171.9
13—14	390.818	P ₉ 26—27	28.151	9 67.8
14—16	390.818	P ₁₀ 28—30	26.355	10 170.3
16—17	390.818		(J: 振り断面 2次モーメント)	11 67.8
17—19	390.818			12 169.7
19—20	390.818			13 67.8
20—22	390.818			14 172.2
22—23	390.818			15 67.8
23—25	403.202			16 161.3
25—26	403.202			17 67.8
26—28	647.379			18 224.8
28—29	647.379			19 84.1
				20 252.6

表—12 固有周期と振動モード寄与率

次数	固有周期 (sec)	振動モード寄与率 (%)	累加モード寄与率 (%)
1	0.418	16.290	16.290
2	0.295	39.845	56.135
3	0.287	43.247	99.382
4	0.283	0.018	99.400
5	0.262	0.014	99.414
6	0.234	0.348	99.762
7	0.196	0.156	99.918
8	0.158	0.013	99.931
9	0.130	0.056	99.987
10	0.111	0.001	99.988

◇報告(投稿)◇

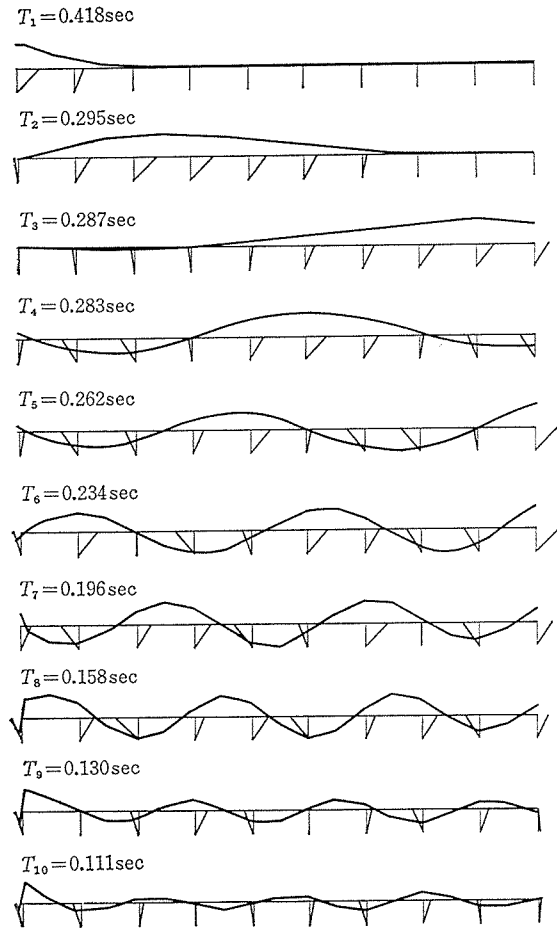


図-43 直角方向振動モード図

状を示し、最大変位においても大差ない。P₁ 上の上部桁の変位が W₁, W₂ 入力の場合とも大きな振幅を示すのは、1次振動モードの寄与によるものと考えられる。これらの変位曲線に現われた振動周期は入力地震動の周期に大きく左右されているが、本橋の橋軸直角方向固有周期は約0.3秒程度の短周期構造系であるから短周期成分の卓越する W₁ 入力の場合、一般的に大きな応答値を示している。

また、最大応答値を示すと表-13のとおりである。

(2) 立体骨組モデル解析

地震入力方向を橋軸直角方向とした時の、桁の曲がりの影響、横桁と床版に生じる応力、橋脚の放射状配置の影響などを調べる目的で本橋を立体骨組に置換した場合の振動解析を行った。

振動モデルの立体骨組は、図-45に示すように上部構造を直線材で構成する格子桁とし、下部構造の門型ラーメン橋脚と組み合わせた。上部桁と橋脚柱の結合は3方向ヒンジとし、橋軸方向が滑り支承であるために生ずる桁の滑りは無視した。立体骨組モデルにおける質点自由度は6自由度を有するため解析は極めて膨大な計算量となるので、質点を格子桁節点に集中させ、49質点、応答計算における振動自由度は、縮約を行って147に低減した。また地震入力方向は、P₁, P₁₀ を結ぶ弦の直角方向である。

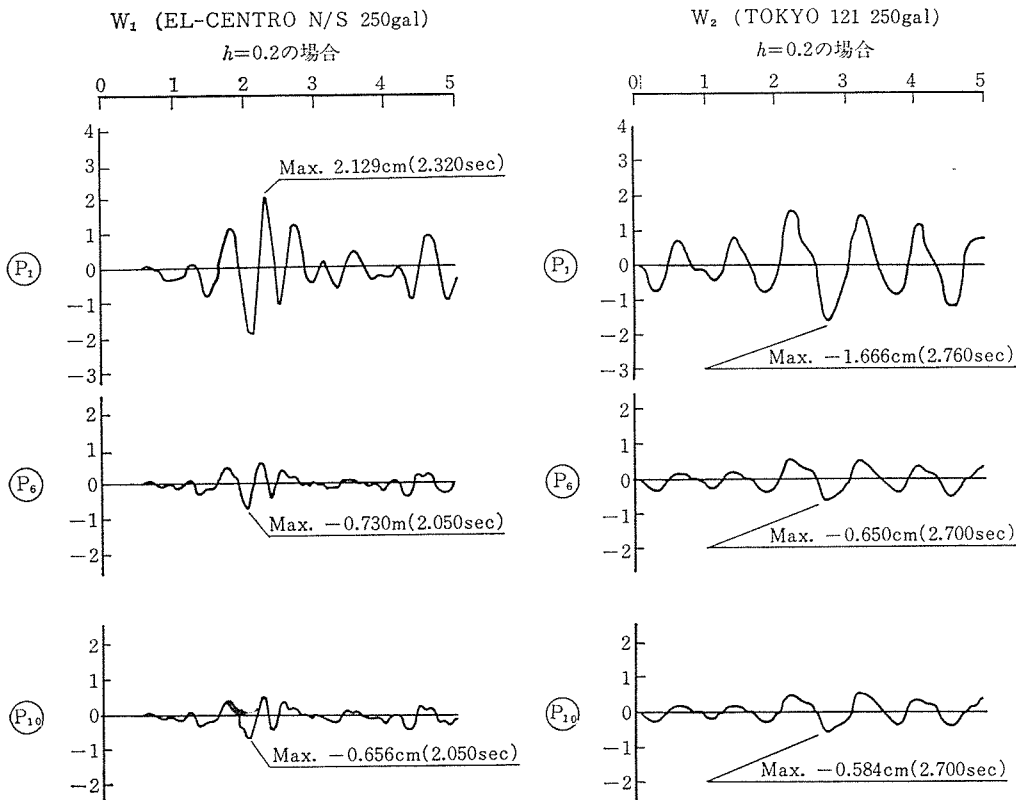


図-44 橋軸直角方向、応答変位

質点の振動方向を3方向(橋軸方向, 橋軸直角方向, 上下方向)に関して着目すると, 固有周期, 振動モード

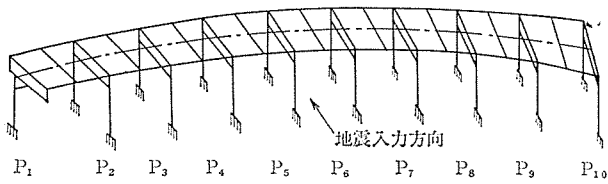


図-45 橋軸直角方向立体骨組モデル

は表-14, 図-46 のようである。質点の振動自由度が多いため, 非常に複雑な振動モードが現われているが, 解析の対象は地震動入力を橋軸直角方向に限定するので, その方向に卓越するモード以外は極めて低い振動モードとなる。すなわち, 桁の上下や振れ, 橋軸方向の振動は橋軸直角方向の分力による振動となる。ここで, 桁の上下振動が低次モードに多く現われるのは, 桁の上下曲げ剛性が他方向の剛性に比して小さいためである。

表-13 橋軸直角方向最大応答値一覧表

応答値	桁および橋脚		P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	P ₁₀
	地震波	減衰定数										
最大応答変位量 (cm)	EL-CENTRO	$h=0.2$	2.1	1.1	0.7	0.7	0.8	0.7	0.7	0.7	0.8	0.7
	TOKYO 121	$h=0.2$	1.7	1.0	0.7	0.7	0.7	0.7	0.6	0.6	0.7	0.6
橋脚天端最大加速度 (kg/cm ²)	EL-CENTRO	$h=0.2$	502	383	367	368	368	367	360	359	372	356
	TOKYO 121	$h=0.2$	373	323	316	319	318	314	310	311	318	307
橋脚の最大せん断力 (ton)	EL-CENTRO	$h=0.2$	1250	1170	780	780	810	800	800	860	950	1000
	TOKYO 121	$h=0.2$	980	1020	700	710	730	710	710	770	850	890

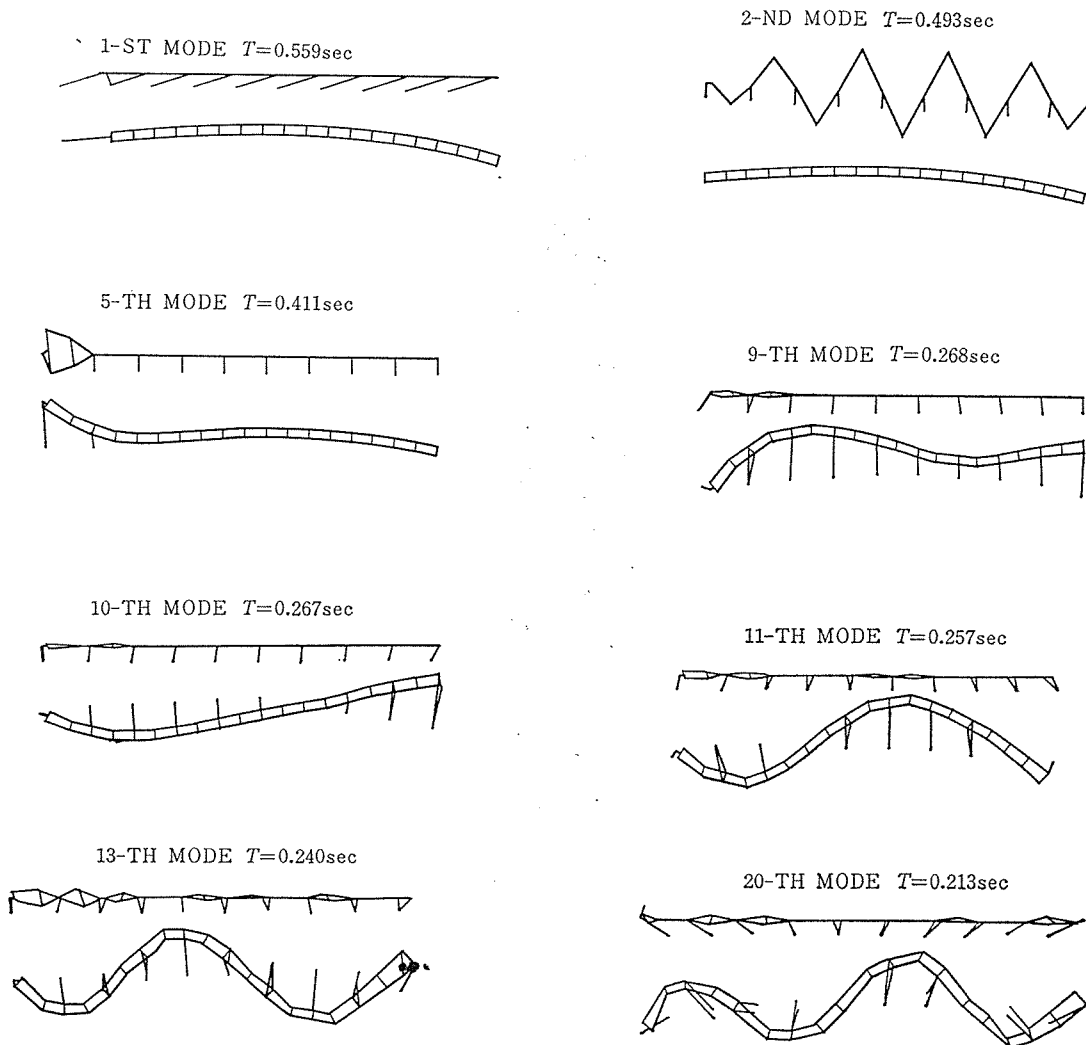


図-46 主な振動モード

表—14 立体骨組モデルの固有周期と振動形

振動次数	固有周期 (sec)	主な振動方向成分
1	0.558	橋軸方向
2	0.492	桁の上下
3	0.465	桁の上下
4	0.423	桁の上下
5	0.410	P ₁ -P ₂ 間の桁の振れと橋軸直角方向
6	0.372	桁の上下
7	0.323	桁の上下
8	0.282	桁の上下
9	0.267	橋軸直角方向
10	0.267	橋軸直角方向
11	0.256	橋軸直角方向
12	0.250	桁の上下
13	0.239	軸軸直角方向
14	0.236	桁の振れ
15	0.232	桁の振れ
16	0.227	桁の振れ
17	0.224	桁の上下と振れ
18	0.220	桁の振れ
19	0.215	橋軸直角方向
20	0.212	橋軸直角方向と橋軸方向

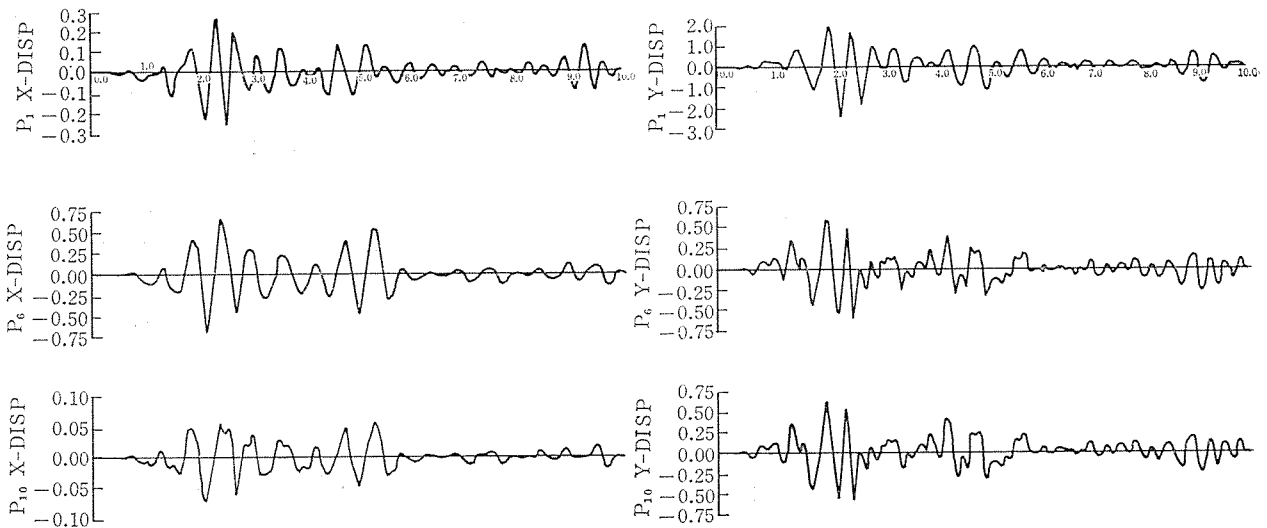
応答解析の結果、上部桁の応答変位曲線を示すと図—47、図—48 のようである。また、表—15 には上部桁の最大応答値を示した。

これらが明らかになることは、橋軸直角方向に地震入力させた時の橋軸直角方向と橋軸方向の応答値の差は7~10倍程度になり橋軸方向への影響は小さいことがわかる。上部桁の振り変形や、上下変形によって生ずる横桁、床版、主桁の応力は、第1径間(P₁~P₂)が最大であり、他の径間における応力は無視できる程度のものである。

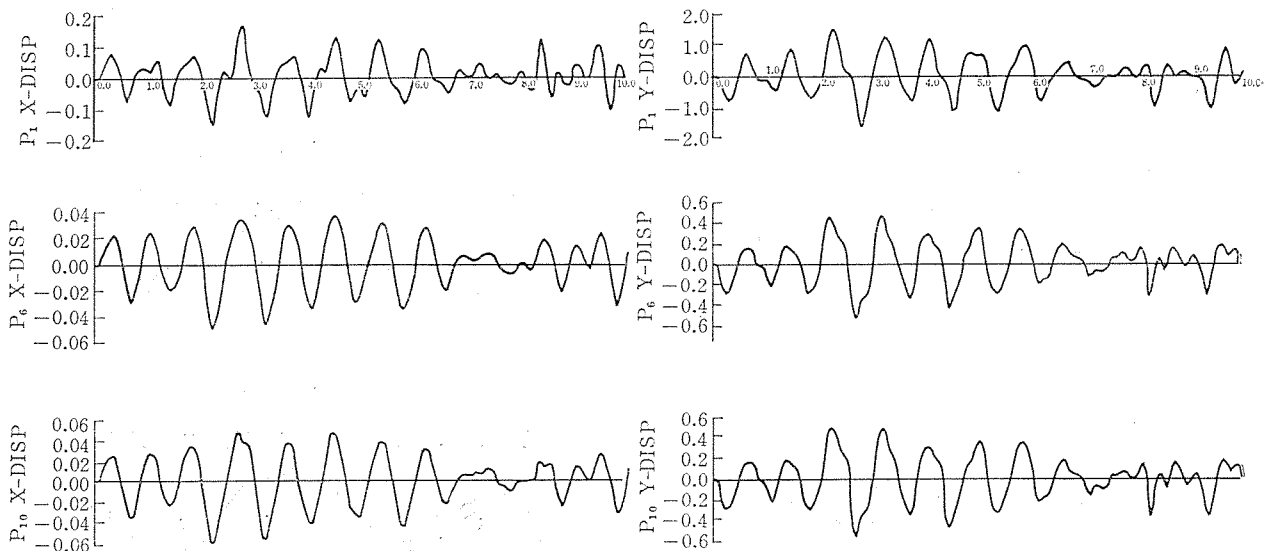
すなわち、上部桁の振りおよび上下曲げ変形は、ほとんど第1径間にだけ生じている。この変形はP₁の変形に追従したものである。

(3) 平面、立体骨組モデル解析の比較

橋軸直角方向の固有周期について比較すると表—16



図—47 応答変位曲線 W₁ (EL-CENTRO N/S) (X: 橋軸方向, Y: 橋軸直角方向)



図—48 応答変位曲線 W₂ (TOKYO 121) (X: 橋軸方向, Y: 橋軸直角方向)

表-15 最大応答値

最大応答断面力 (第1径間)

		曲げモーメント (t・m)	振りモーメント (t・m)	せん断力 (t)	軸力 (t)
横 桁	W ₁	(XY) 303	209	135	484
	W ₂	152	163	99	348
主 桁	W ₁	(XZ) 415	785	29	199
	W ₂	322	548	21	128
床 版	W ₁	(YZ) 55	53	24	561
	W ₂	16	38	7	387

桁の最大加速度 (cm/s²)

		P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	P ₁₀
橋軸直角方向	W ₁	557	389	372	400	386	383	370	352	391	370
	W ₂	394	317	310	310	308	305	301	298	309	312
橋 軸 方 向	W ₁	97	45	27	20	14	14	23	31	32	28
	W ₂	31	29	13	8	5	4	5	6	6	5

桁の最大変位 (cm)

		P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	P ₁₀
橋軸直角方向	W ₁	2.36	1.00	0.65	0.65	0.61	0.62	0.59	0.57	0.65	0.65
	W ₂	1.69	0.84	0.57	0.54	0.54	0.54	0.51	0.49	0.57	0.58
橋 軸 方 向	W ₁	0.28	0.12	0.09	0.09	0.08	0.07	0.08	0.08	0.08	0.08
	W ₂	0.17	0.06	0.03	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.06	0.06

表-16 平面骨組モデルとの比較

平面骨組 (sec)	立体骨組 (sec)	振 動 形
1次 T=0.418	5次 T=0.410	P ₁ ~P ₂ 間の局部振動
2次 T=0.295	9次 T=0.268	梁の曲げ1次振動に相当する
3次 T=0.285	10次 T=0.267	梁の曲げ2次振動に相当する
4次 T=0.283	11次 T=0.257	梁の曲げ3次振動に相当する
5次 T=0.262	13次 T=0.240	梁の曲げ4次振動に相当する

のように、最低次の振動に関しては、固有周期、振動形とも良く一致している。2次の高次振動では部材の局部剛性評価の差が固有周期の差になって現われているが、その振動形は良く近似している。

図-49には W₁ に対する両者の応答変位曲線を表わしたものであるが、両者の傾向は良く対応している。振幅の極大、極小付近で生じる多少の差は高次振動の影響が現われたものと言えよう。

以上のように、本橋においては、上部桁の曲率は比較的小さく、また、桁、橋脚の剛性分布がほぼ一樣であるために、両者の応答値は良く近似したものと考えられる。

5.3.3 静的設計との検照

(1) 橋軸方向に関して

静的設計計算値と動的最大応答値を上部桁の変位および橋脚の最大曲げモーメントに着目して比較したものを図-50、図-51に示す。P₁とP₁₀の曲げモーメントを除き動的最大応答値は、EL-CENTRO N/S入力時に静的計算値以下であるが、Tokyo 121 N/S入力時は、静

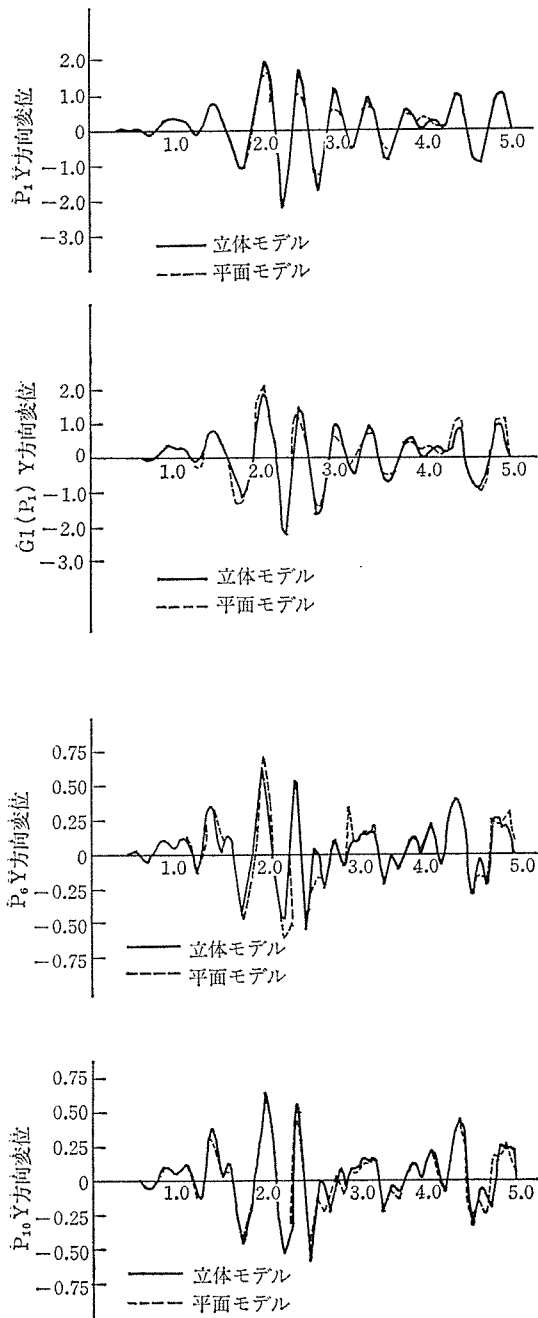
的計算値を全体的に超えている。このような結果となった原因は、

- ① 入力地震波の最大加速度を水平震度 $k_H=0.26$ に対応させて 250 gal としたこと。
- ② 静的計算は、線形解析であるのに対して、動的計算は、全体構造系の挙動を非線形解析で扱っていること。特に静的解析における P₁、P₁₀ は全体構造系での挙動として扱っていない。
- ③ 動的解析における振動モデルでは、地震慣性力が摩擦以下以下の振動状態時は、短周期構造系(桁と橋脚が一体振動)であるが、桁が滑り始めると見掛け上の長周期構造系(約1秒)に変化する。したがって、1秒以上の周期成分が多い Tokyo 121 N/S 入力時に大きな応答を示した。

と考えられる。また、静的計算値は EL-CENTRO N/S、Tokyo 121 N/S 入力時の最大応答値のほぼ中間値であり、Tokyo 121 N/S 入力時の最大値は静的計算値を全体的に上廻るが、図-51に示すように地震時の許容応力度から算定する抵抗モーメントと比べれば、大略抵抗モーメント以下となっているため、地震時の橋軸方向に関する橋脚の曲げに対しては、耐力上の余裕はあるとみなせる。

(2) 橋軸直角方向に関して

橋軸直角方向の静的計算値は、「4.2.2 橋軸直角方向の構造系および反力」からの等価節点バネの変位とせん断力から門型フレーム橋脚の応力に換算して求める。以



図—49 W_1 による橋軸直角 (Y) 方向変位曲線

上のようにして求めた静的計算値の曲げモーメントに関して、平面骨組モデルと立体骨組モデルの地震応答計算の最大応答値を比較したものを 図—52 に示す。静的計算値は動的最大応答値と比較すると値の分布傾向は類似しているが、いずれのケースにおいても最小値であり、Tokyo 121 N/S 入力時の立体骨組の場合も近似した値である。これは、

- ① 構造物の固有周期と入力地震波の卓越周期
- ② 応答計算における入力最大加速度と静的設計震度の対応

に左右されたものであり、計算モデルの相違による結果

の差異は微小と考えられる。従来から、前記 ② の対応を同値と考えた場合、動的最大応答値は、静的計算値を大幅に超過することが多く、耐震設計の際、問題視されている。本橋の場合も例外ではなく、動的最大応答値は静的計算値を超過しているが、橋脚の抵抗モーメントに着目してみると、どの橋脚の応答値も抵抗モーメントに達していない。ここでいう抵抗モーメントは、地震時の許容応力度から定まる抵抗値であるから、橋軸直角方向における地震時の橋脚の曲げに対しては、耐力上の余裕は、十分にあるといえる。

本橋は、400 m 以上の橋長であるうえに SU ダンパーという特殊支承形式をもつため、橋軸方向の振動性状は特異である。本解析における SU ダンパーの力学モデルの仮定は、単純化された理想状態のものであるが、摩擦係数やダンパー材初期緊張力の経年変化に対する点を別にすれば、SU ダンパー支承の減衰機構は、耐震上有利となり、基礎構造など他の構造要因の影響の少ない、すぐれた支承方式といえよう。橋軸直角方向の振動では、平面骨組モデルと詳細な立体骨組によって応答比較したが、その差は微小であるといえる。最大応答値で一部許容値を超過するものがあったが、軟弱地盤上での入力最大加速度を 250 gal と仮定したことは、考慮に入れる必要がある (P₁ 橋脚の応答値が他の橋脚と比べて大きくなっている原因は、P₁ 橋脚の脚柱が 1 本柱 [他橋脚は 2 本柱] であり、頭部に質量の大きな枕床版 [19.5×13.4×1.8] を有しているためである)。

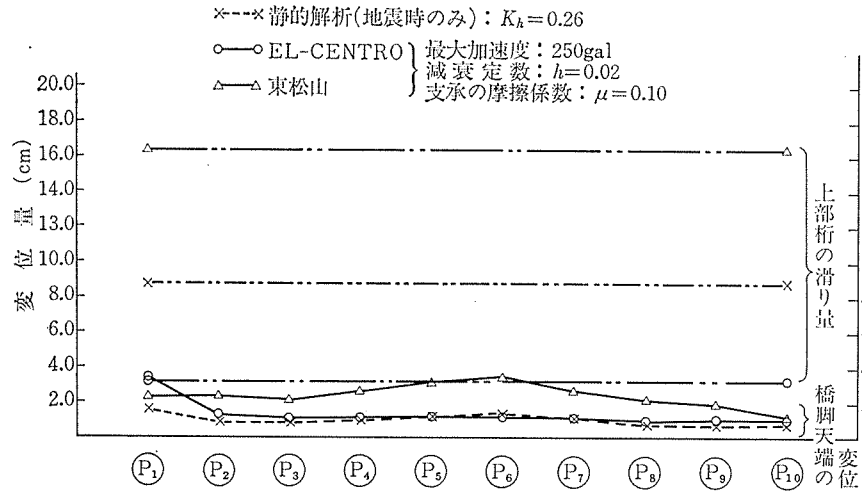
6. おわりに

免震材を用いた 9 径間連続 PC 箱桁橋という特殊な構造物であるため、2 号にわたり解析上の説明のみを述べてきた。これは解析時に種々の検討と実験を行い設計条件を定めてきたが、これらの設計条件はあくまでも現時点での最善な判断として考えてきたものであり、このため、当設計の方法を概要ではあるがここに発表するとともに、5 か年にわたる長期測定を、

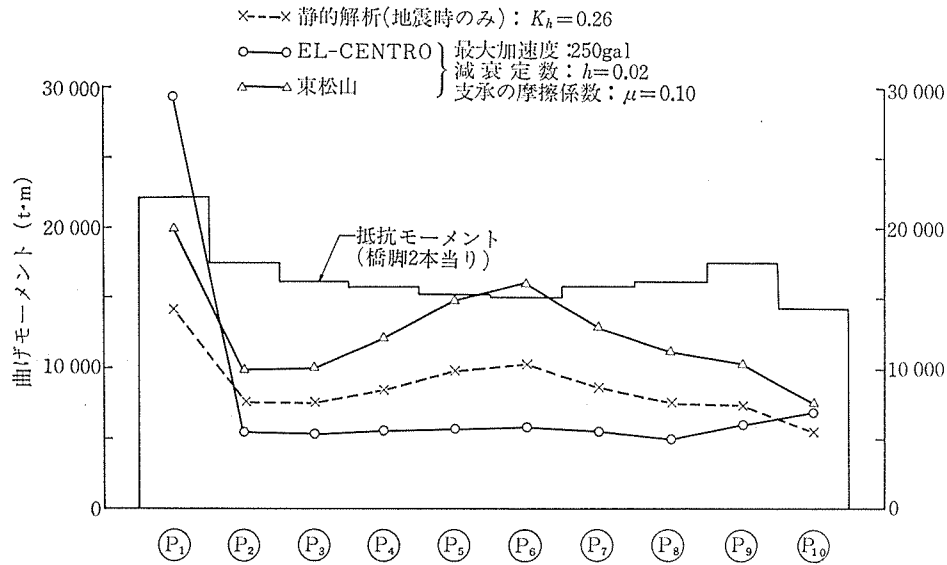
- ① 温度変化による挙動：桁の伸縮、橋脚の変形、可動桁の移動量、SU ダンパー材の応力測定
 - ② 地震時の挙動：振動モード、位相差を知るための地震計の設置、SU ダンパー材の応力測定
- について行い、今後、同形式の橋梁設計条件確立の一助とする予定である。

本構造物設計に際しては、主構造の解析上の問題のみならず、景観配慮的な問題や、9 径間端部の伸縮継手構造、そして、施工箇所の地理的条件による施工法の決定、と種々の問題があった。景観を配慮した点では、

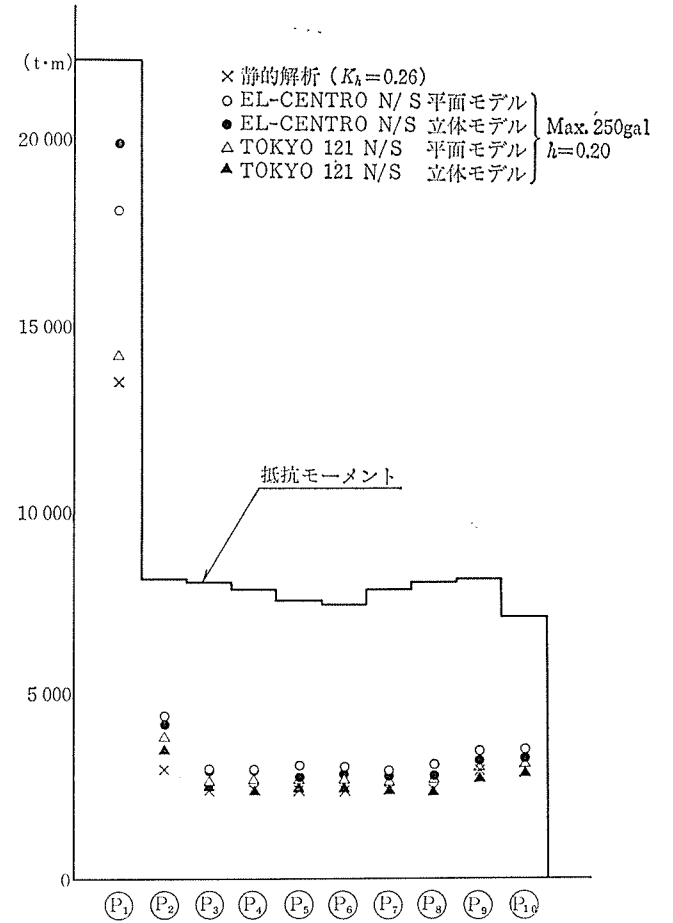
- ① 主桁断面形状に曲線を用い、橋脚との連続性を考



図—50 桁上の最大応答変位量



図—51 橋脚の最大曲げモーメント (橋軸方向)



図—52 橋脚の最大曲げモーメント (直角方向)

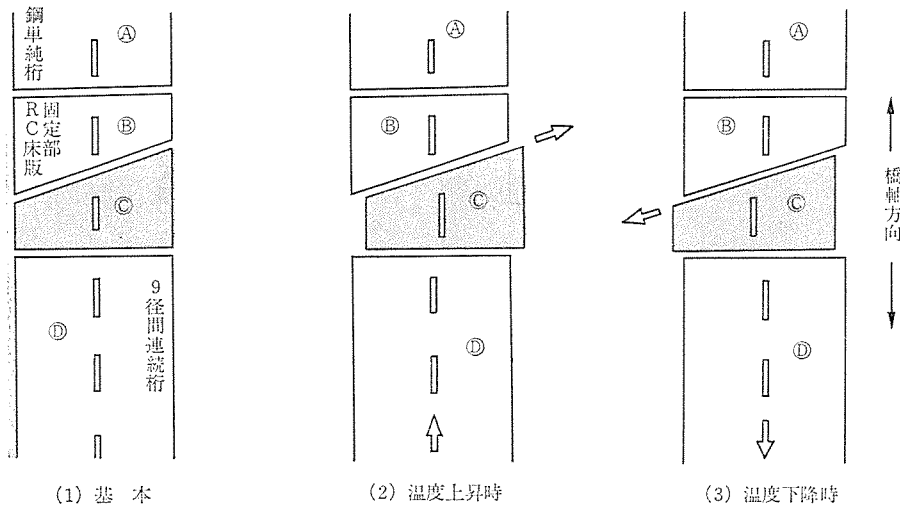


図-53 ST ジョイントの原理

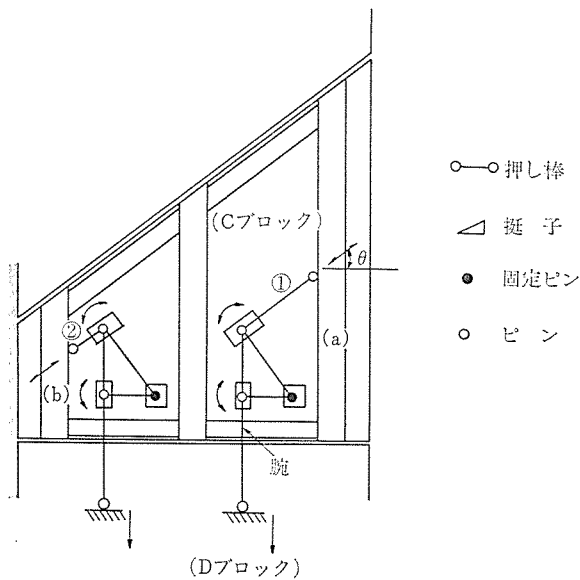


図-54 ST ジョイントの機構

慮した。

- ② 橋脚にスリットを入れ脚柱の表面に変化を持たすとともに太さを軽減する考慮を行った。
- ③ 桁下からの視点で常に問題とされる繁雑さを避けるために分配桁を支点上のみとした。
- ④ 排水管の設置位置をなるべく目立たなくするため、主桁内を通し、脚ではスリットの1本を排水構造とした。
- ⑤ 沓隠し板を脚頭に設け、桁と脚との連続性を阻害しない配慮を行った。

また、9径間端部の伸縮継手構造としては、一端は通常の鋼製フィンガージョイントを用いたが、もう一端にはクサビの原理を思わせるような、ST ジョイントなるものが当団で考案されていたため、数度の実験を行い実施された。これは、多径間連続桁橋のような大変形を

伴う橋梁用に考案されたものである。従来、橋軸方向のみ変位を取らせていた構造とは異なり、橋軸直角方向に変位することにより、橋軸方向の変位を取らそうとするものである。図-53, 54 参照。

また、施工法であるが、本工区は投影面下に幹線街路と柵梁を有しているとともに、表土の状態も支保工施工で行う場合には地盤改良等、何らかの処理が必要となるような状況であった。このため、上

部構造施工に際しては、地盤条件や地理的制約に左右されない移動吊支保工を用いて行われた。本工法は全天候型の屋根および養生設備を備えているため、型枠、鉄筋、PC 鋼線配置等の各作業がサイクル化でき、工程および品質の管理が良好に行えた。特に工程は、片側車線 45 m (1 SPAN) を 15 日間程度で施工でき、従来の施工スピードを大幅に短縮するものであった。

設計着手から施工完了までの期間でも7年を費した本工事も、今春の供用開始を待つばかりとなった。本橋の計画、設計、施工の各段階ごとに、本当に多くの方々の御協力をいただいた。特に、設計の段階では、(財) 高速道路調査会において行われた「都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究委員会」で、本構造の諸問題を御討議いただき御指導いただいたことは本当に幸いであった。本紙面をお借りし、初代委員長、足立洪氏、2代委員長、宇都一馬氏はじめ、各委員の方々、幹事の方々には、心よりお礼申し上げる次第です。

参 考 文 献

- 1) 松野操平：橋梁の振動減衰機構が動的応答に与える影響，土木学会論文報告集 (163 号, S.45.11, p. 15~30)
- 2) 上前孝行：ダンパー方式による橋梁耐震設計法の研究 (S.45)
- 3) 高速道路調査会：都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する研究 (その2 54.3) (その3 55.3)
- 4) 音川，遠藤，洞毛：免震機能を有する橋梁の振動特性解析，第 15 回地震工学研究会，土木学会 (S.54.7)
- 5) 音川，遠藤，池内：免震材を用いた9径間連続コンクリート橋の動的解析，第 34 回年次学術講演会 (S.54)
- 6) 池内，音川，遠藤：SU ダンパーの挙動試験，第 35 回年次学術講演会 (S.55)
- 7) 飯野，音川，若狭：SU ダンパーを用いた多径間連続橋について，プレストレストコンクリート技術協会 (S.55.11)
- 8) 玉置，飯野，池内：ST ジョイントの構造と挙動実験，第 14 回日本道路会議論文集

【昭和 59 年 9 月 29 日受付】