

土 木 研 究 所 資 料

ゴム支承を用いた道路橋の地震応答特性

昭和61年 5 月

建設省土木研究所
地震防災部・耐震研究室

Copyright © 1986 by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ゴム支承を用いた道路橋の地震応答特性

耐震研究室 室長 川 島 一 彦
研究員 長谷川 金 二
小 山 達 彦
吉 田 武 史

要 旨

道路橋にゴム支承を用いることにより、地震時に上部構造から下部構造に伝達される地震力を各橋脚で均等化することができるが、同時に、ここにエネルギー吸収能を有する減衰材を用いれば、橋全体の振動応答を低減でき、経済的な耐震設計となし得る可能性がある。そこで、ゴム支承の非線形力学特性を組み入れた上下部構造系の3次元地震応答解析を行い、ゴム支承及びこれに減衰材を併用した場合の地震応答特性を検討した。

本報告は、ゴム支承を用いた道路橋の地震応答特性を検討し、その結果をとりまとめたものである。

キーワード：道路橋、ゴム支承、地震応答特性

目 次

1. 概 説	1
2. 解析対象	6
2-1 解析対象橋	6
2-2 ゴム支承	6
2-3 解析対象ケース	7
3. 地震応答解析手法	15
4. 入力地震動	16
5. ゴム支承の効果	17
5-1 固定支承を用いた場合の地震応答特性	17
5-2 ゴム支承（リング沓）を用いた場合の地震応答特性	17
5-3 LRBを用いた場合の地震応答特性	18
6. 結論及び今後の検討事項	34
6-1 本解析から得られた結論	34
6-2 今後の検討事項	34
参考文献	36
謝 辞	37

1. 概 説

道路橋の支承は上部構造に作用する活荷重、衝撃荷重等を下部構造に伝達するとともに、地震時の地盤振動を上部構造に伝達するため、その設計にあたっては耐震上の配慮が重要な要因となる。また、支承の持つ力学的特性が橋全体系の地震応答特性に大きな影響を与えることもある。現行の道路橋示方書による耐震設計は、動的に作用する地震力を静的な荷重に置き換えて耐震計算を行う震度法を基本としており、このため、一般には上部構造に作用する静的な地震力を確実に下部構造に伝達することのできる支承型式が選定されることが多い。線支承、支承板支承等の金属製支承は固定・可動の条件が明確であり、橋軸方向の地震力を固定側の支承で確実に伝達できるため、従来、道路橋の支承として数多く使用されてきた。

一方、ゴム支承は昭和48年の道路橋支承便覧（日本道路協会）に取り上げられた後、短支間長のコンクリート橋の支承として採用されていたが、近年、耐久性に関する調査、ゴムの品質改良等による信頼性の向上とともに、その適用支間長が逐次伸びてきた。ゴム支承の特徴は、ゴムの等方性のため金属製支承ほど据付方向に注意を払う必要がなく、据付作業が容易であること、及び金属製支承に比べて安価なことである。また、水平地震力に対してもゴム支承の平面寸法及び厚さを適当に選定することにより橋脚、橋台に作用する水平地震力の均等化を図ったり、あるいは適当な大きさで分布させることもできる特徴を有している。

さらに近年では、ゴム支承を用いることにより、上下部構造を弾性的に結合できる特徴を生かし、ゴム支承とは独立に、あるいは、ゴム支承内にエネルギー吸収能のある部材を用いることにより、橋脚への作用地震力の均等化を図るのみならず、積極的に橋梁の振動応答レベルを引き下げようとする試みも行われている。例えば、Kelly¹⁾²⁾はカリフォルニア州の道路橋（橋長615フィート、幅員117フィート、斜角60度）の耐震補強に、ゴム支承の中に鉛プラグを埋め込んだLead Rubber Bearingを用いた免震設計を導入している。本橋はカリフォルニア州の旧耐震設計基準により0.15 G以下の地震力を用いて耐震設計されたが、新耐震設計基準では0.6 Gの地震力に耐えなければならなくなった。しかしながら、桁下に道路及び鉄道が通過しており、橋脚の巻き立てによる耐震補強は不可能なことから、ニュージーランドで開発されたLead Rubber Bearingが用いられたものである。Lead Rubber Bearingをバイリニア型の履歴特性を有するばねとしてモデル化した非線形地震応答解析により、各種の入力地震動に対して、平均的に橋の地震応答を0.15 G以下にすることができたとしている。このようなゴム支承を用いた免震設計はニュージーランドで最も普及しており、Skinner³⁾によれば、過去10年間に、17橋に用いられたとされている。また、エネルギー吸収材としては、鉛プラグ以外にも各種のものが考案されており、例えば、Stiemers⁴⁾は図1-1及び図1-2に示すような熱間加工した鋼板及び鋼棒が非常に高いエネルギー吸収能を有していることを示している。これらは、常時の荷重や風荷重に対しては弾性的に変形し、大地震等の際には塑性域に入ってエネルギー吸収できるように設計されており、ゴム支承を併用することにより、優れた耐震性を有するとされている。またPetrovski⁵⁾

らは、図1-3に示すようにネオプレンゴムにバネ付の鋼棒によるエネルギー吸収装置を加えた橋梁用の支承を提案し、これにより、図1-4に示すようなエネルギー吸収が可能であることを示している。

以上に示したゴム支承の特性をまとめると、耐震設計面からのゴム支承の機能は以下のようにまとめることができる(図1-5及び表1-1参照)。

1) タイプ1

ゴム支承の剛性をできる限り小さくし、上部構造系の固有周期を長くすることにより、地震力の低減を図る方法である。この場合には、確かに地震力は低減されるが、上下部構造間の相対変位が大きくなるとともに、常時の荷重、風荷重等による振動も現われやすく、こうした点に対する対策が必要とされよう。

2) タイプ2

一般のゴム支承を用いるもので、この場合にはタイプ1のように大きな地震力の低減を見込むことはできないが、橋脚、橋台に対する地震力の均等化を図ることができる。ただし、ゴム支承は一般に弾性的性能を有し、エネルギー吸収能は小さい。

3) タイプ3

タイプ2のゴム支承にエネルギー吸収能を有する減衰材装置を併用するもので、地震力の均等化の他にエネルギー吸収能の大きさによっては、地震力の低減を見込むことができる。

現在までに我国で行われた設計では、タイプ2を採用した事例はあるが、タイプ3の機能を取り入れた事例はない。なお、鋼製支承と同時にダンパーが採用された事例は比較的多いが⁶⁾、これは、常時においては、可動支承として、また、地震時には固定支承に近い挙動を示すことにより、橋脚作用力の分散化をねらったもので、上述のゴム支承とは根本的に考え方が違うことに注意しなければならない。

このため、本調査では阪神高速道路公団大阪池田線を対象に、エネルギー吸収能のあるLead Rubber Bearingを用いることにより、橋脚作用力の均等化と同時にどの程度、地震力の低減が期待されるかを検討することとした。

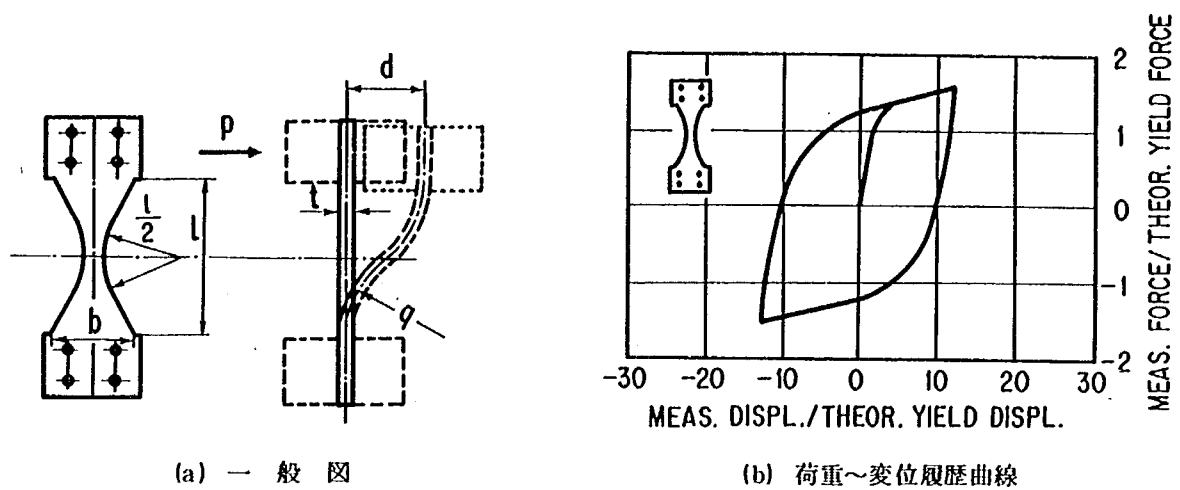


図1-1 Stiernerのエネルギー吸収装置 (One-Directional Energy Absorber X-Shaped Hot Rolled Steel Plate)

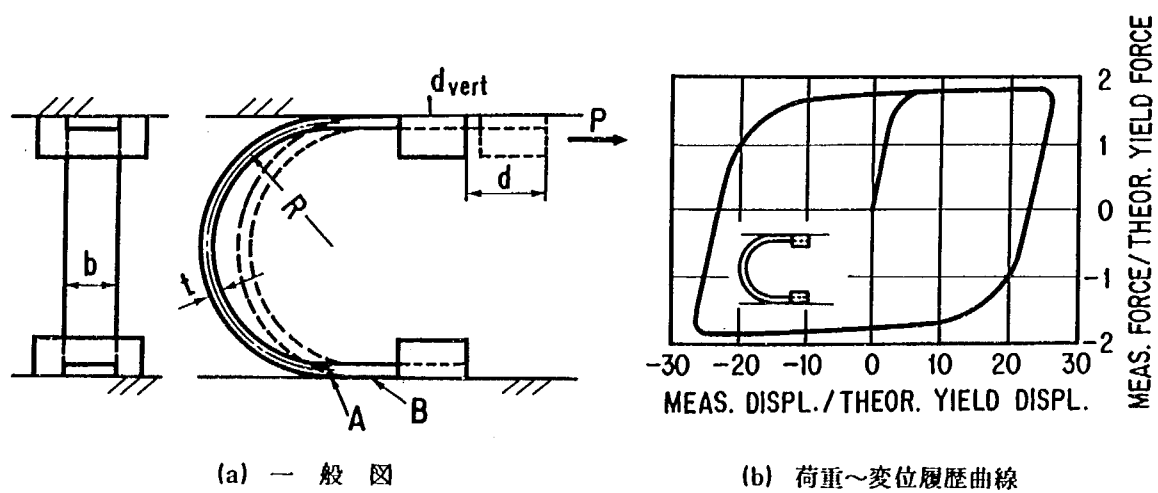


図1-2 Stiernerのエネルギー吸収装置 (Quarter Element of Double Yield Ring)

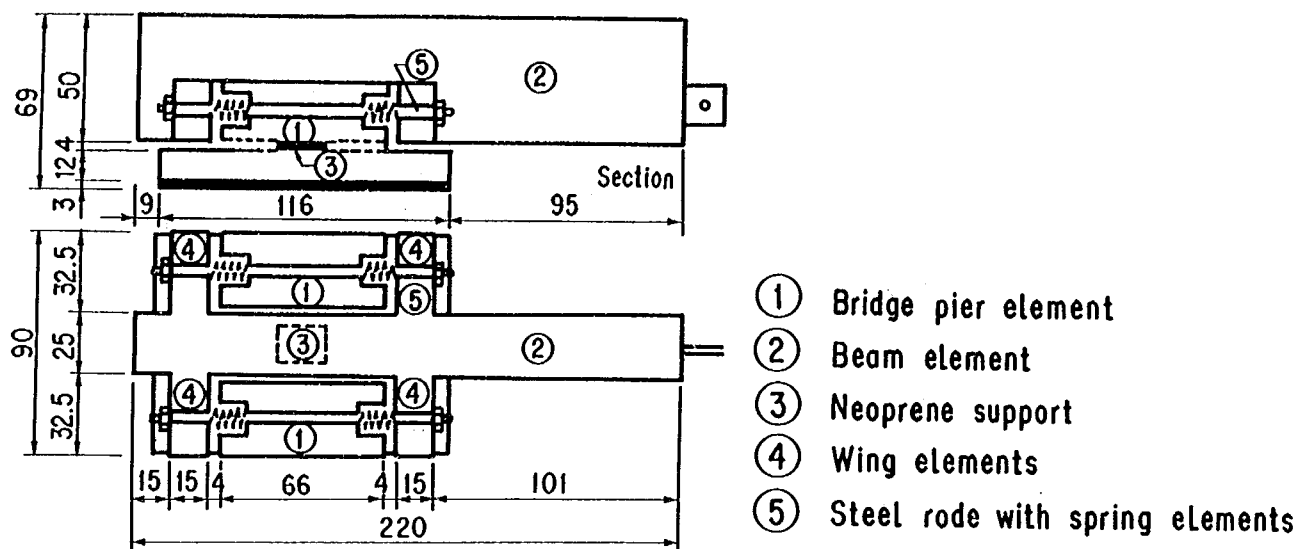


図1-3 Petrovski らのエネルギー吸収装置

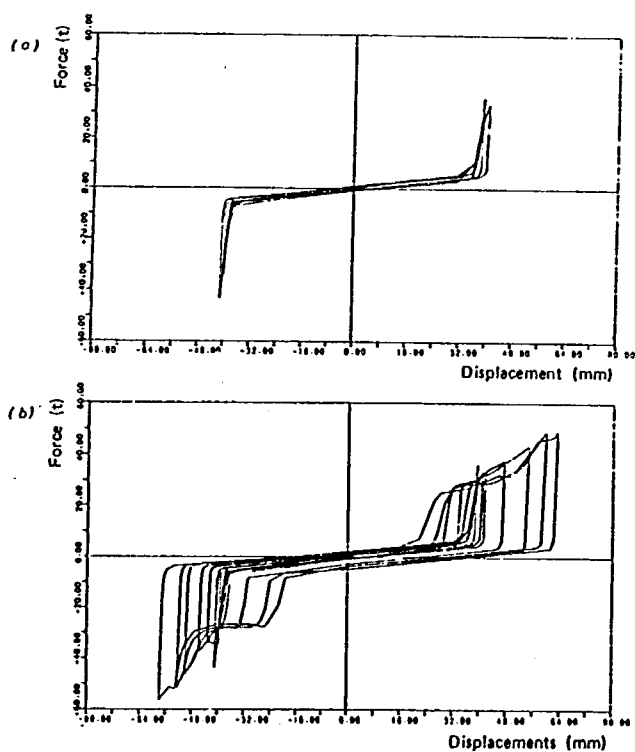


図1-4 Petrovski らのエネルギー吸収装置の荷重～変位履歴曲線

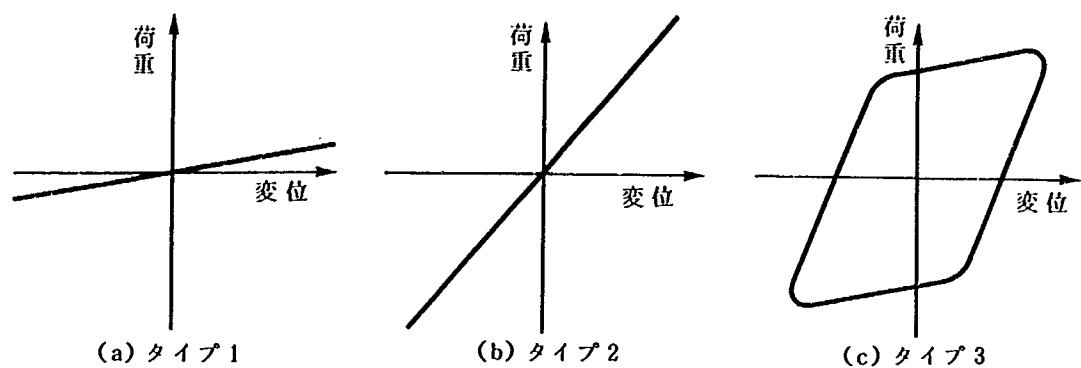


図 1 - 5 機能別にみたゴム支承の特性

表 1 - 1 耐震設計面からみたゴム支承の効果

タイプ	構 成	効 果		備 考
		地震力の低減	支承作用力の均等化	
タイプ 1	横抵抗の非常に小さいゴム支承の採用	○	△	免震設計
タイプ 2	ゴム支承		○	
タイプ 3	ゴム支承＋エネルギー吸収材	○	○	エネルギー吸収材には各種のものがある

2. 解析対象

2-1 解析対象橋

解析対象としては、阪神高速道路公団大阪池田線のうちゴム支承を用いた図2-1の橋梁を取り上げた。上部構造は4径間連続PC箱桁1連及び3径間連続PC箱桁2連よりなり、橋長は388 m (4 × 37 m, 37 m + 42 m + 40.25 m, 3 × 40.25 m), 有効幅員は8.5 mである。下部構造は直接基礎を有するRC壁式橋脚9基、逆T式橋台1基及び深礎杭を有する逆T式橋台1基よりなる。支承として天然ゴムの中に鉄筋が埋め込まれたリング沓が各支点上にそれぞれ2個ずつ配置されている。ゴム支承の詳細については次項で述べる。なお、解析対象橋は曲率半径500 mの曲線橋であり、P₆及びA₂ではそれぞれ60°及び75°の斜角を有している。

解析では対象橋を図2-2に示すように95節点からなる骨組構造系にモデル化した。表2-1に橋脚及び上部構造の剛性及び質量を示す。基礎型式はA₁橋台を除いてすべて直接基礎であることを考慮し、下部構造は地盤面位置で剛結されているものとし、ここに入力地震動を作用させることとした。ただし、橋台は剛性が大きいので、剛体と仮定し、支承位置に直接、地震動を作用させることとした。また、曲率半径が非常に大きいので、曲率の影響は小さいと考えられるため、ここでは直線橋として解析することとした。同様にP₆及びA₂は上部構造の主軸に対して斜角を有しているが、この影響も無視するものとした。なお、本解析では橋軸方向の振動応答に対するゴム支承の影響を検討することとし、橋軸方向を解析方向とした。

2-2 ゴム支承

本橋では図2-3に示すように天然ゴムの中に直径13mmあるいは16mmの鉄筋を埋め込んだリング沓が用いられている。ゴム支承の平面寸法及び層厚は表2-2に示す通りである。

ゴム支承のせん断ばね定数K_sは次式により求めることができる。

$$K_s = \frac{G \cdot A}{\sum t_e} \dots\dots\dots (2-1)$$

ここで、

G : ゴムのせん断弾性率

A : ゴム支承の支圧面積

$\sum t_e$: ゴムの総厚

ゴムのせん断弾性係数を10.6 kg/cm²とすると式(2-1)によりせん断ばね定数は表2-2に示すように求められる。支承面に直交する方向の圧縮方向の剛性は十分大きいと仮定し、計算上では、この方向のばね定数には十分大きな値を与えた。また、ゴム支承は回転に対して抵抗しないものと仮定した。

次に、以上に示したリング沓の他に図2-4に示すようにゴムの中に鉛プラグを埋め込んだLead Rubber Bearing (以下、LRBと略す)を想定した解析を行い、エネルギー吸収材を有するゴム支

承を用いた場合の全橋に対する振動応答の低減効果を調査することとした。LRBでは大きなせん断変形を与えると鉛プラグの塑性変形に伴い図2-5に示すような履歴曲線を描く。履歴曲線が全体として平行四辺形のバイリニア型となるため、ここではLRBのせん断ばねを図2-6に示すようなバイリニア型の履歴特性を有するばねとしてモデル化した。LRBの履歴特性を規定する定数は次式によって定めた。

$$K_r = \frac{G \cdot A_s}{n \cdot t_e} \dots\dots\dots (2-2)$$

$$K_d = K_r \left(1 + 12 \cdot \frac{A_p}{A_r} \right) \dots\dots\dots (2-3)$$

$$K_u = 6.5 K_d \dots\dots\dots (2-4)$$

$$Q_d = 78 A_p \dots\dots\dots (2-5)$$

ここで、

K_r : ゴム単体のせん断ばね定数 (kgf/cm)

G : ゴムのせん断弾性率 (kgf/cm²)

A_s : 受圧面積 (cm²)

n : ゴム層数 (層)

t_s : ゴム一層の厚さ (cm)

A_p : 鉛プラグ断面積 (cm²)

A_r : ゴムの受圧面積 (cm²)

K_u : 初期及び除荷剛性 (kgf/cm)

K_d : 降伏後の剛性 (kgf/cm)

Q_d : 固有降伏強度 (kgf, 図2-6参照)

式(2-3)及び式(2-4)から分かるように、LRBではゴムと鉛の面積比により初期剛性、除荷剛性及び降伏後の剛性が変化し、また、履歴減衰の効果も異なってくる。今回の解析ではLRBの平面寸法及び層厚は、上述したリング沓と同じ値とし、鉛プラグについては直径10cmの鉛円柱を6本及び10本埋め込むと仮定して、LRBの諸定数を求めた。解析に用いたLRBの剛性及び降伏変位を表2-3に示す。支承面に直交する方向の圧縮方向及び回転に対してはリング沓の場合と同様にそれぞれ、剛性無限大及び零とした。

2-3 解析対象ケース

解析ケースは表2-4に示すように5種類とした。ここで、解析ケース1は、上部構造と橋脚、橋台が橋軸方向に固定されている場合(ただし、回転は自由)である。このようにすると、後述するように、橋台の拘束が非常に強く現われるため、両橋台の支承で橋軸方向の固定を解除し、可動支承とした場合がケース2である。ただし、このケースも橋脚上の支承は固定支承である。また、ケース3、及び、4と5は、それぞれ、リング沓及びLRBを用いたケースである。実際の設計においては支承条件により、上下部構造の寸法、剛性も変化するが、今回の解析では支承条件のみに着目し、ここが変化した場合の

影響を検討するために、上下部構造の剛性及び質量等については表 2 - 1 に示した値をそのまま用いることとした。

表 2-1 部材剛性および質量

		ヤング係数 E(t/m ²)	せん断弾性率 G(t/m ²)	断面積 A(m ²)	断面2次モーメント 注1)			単位長さ当りの重量
					I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	W(t/m)
上部構造		3.5 × 10 ⁶	1.5 × 10 ⁶	6.72	7.733	36.114	3.39	16.8
下部構造	P ₁	2.85 × 10 ⁶	1.24 × 10 ⁶	11.61	28.212	17.889	7.053	29.025
	P ₂	2.85 × 10 ⁶	1.24 × 10 ⁶	11.61	28.212	17.889	7.053	29.025
	P ₃	2.85 × 10 ⁶	1.24 × 10 ⁶	11.61	28.212	17.889	7.053	29.025
	P ₄	2.85 × 10 ⁶	1.24 × 10 ⁶	11.61	28.212	17.889	7.053	29.025
	P ₅	2.85 × 10 ⁶	1.24 × 10 ⁶	11.61	28.212	17.889	7.053	29.805
	P ₆	2.85 × 10 ⁶	1.24 × 10 ⁶	13.5	32.805	28.125	8.201	33.75
	P ₇	2.85 × 10 ⁶	1.24 × 10 ⁶	11.61	28.212	17.889	7.053	29.025
	P ₈	2.85 × 10 ⁶	1.24 × 10 ⁶	11.61	28.212	17.889	7.053	29.025
	P ₉	2.85 × 10 ⁶	1.24 × 10 ⁶	11.61	28.212	17.889	7.053	29.025

注1) x 軸, y 軸及び z 軸はそれぞれ, 部材軸, 橋軸方向の面内で部材軸と直交する軸, 及び橋軸直角方向の軸である。

表2-2 ゴム支承の寸法

	全反力 (t)	必要支圧面積 (cm^2)	支承サイズ (cm)	沓面積A (cm^2)	支圧応力度 (kg/cm^2)	単層厚 t_e (mm)	単層数 n	せん断層厚 $\sum t_e (\text{mm})$	せん断ばね定数 (t/cm)
A ₁	211	4,220	550×850	4,589	46	25	3	101	4.82
P ₁	488.1	9,764	1,050×1,050	10,831	45.1	45	2	106	10.83
P ₂	509.2	10,184	1,050×1,050	10,831	47	30	2	76	15.1
P ₃	489.8	9,796	1,050×1,050	10,831	45.3	45	2	106	10.8
P ₄	210.2	4,204	550×850	4,589	45.9	25	3	101	4.82
P ₄	213.4	4,268	550×850	4,589	46.5	25	3	101	4.82
P ₅	483.7	9,674	1,050×1,050	10,831	44.7	38	2	92	12.48
P ₆	514.0	10,280	1,050×1,050	10,831	47.5	38	2	92	12.48
P ₇	226.0	4,520	550×850	4,589	49.3	25	3	101	4.82
P ₇	228.2	4,564	550×850	4,589	49.8	25	3	101	4.82
P ₈	497.2	9,944	1,050×1,050	10,831	45.9	38	2	92	12.48
P ₉	500.8	10,016	1,050×1,050	10,831	46.3	38	2	92	12.48
A ₂	226.7	4,534	550×850	4,589	49.4	25	3	101	4.82

表2-3 (a) LRB (鉛6本) の剛性および降伏変位

	A_s (cm ²)	A_r (cm ²)	K_r (t/cm)	K_d (t/cm)	K_u (t/cm)	δ_y (cm)
A ₁	4,589	4,118	4.82	11.4	74.1	0.586
P ₁	10,831	10,360	10.83	16.74	108.8	0.399
P ₂	10,831	10,360	15.1	23.34	151.7	0.286
P ₃	10,831	10,360	10.83	16.74	108.8	0.399
P ₄	4,589	4,118	4.82	11.4	74.1	0.586
P ₅	10,831	10,360	12.48	19.29	125.4	0.346
P ₆	10,831	10,360	12.48	19.29	125.4	0.346
P ₇	4,589	4,118	4.82	11.4	74.1	0.586
P ₈	10,831	10,360	12.48	19.29	125.4	0.346
P ₉	10,831	10,360	12.48	19.29	125.4	0.346
A ₂	4,589	4,118	4.82	11.4	74.1	0.586

注) $A_p = 5\text{ cm} \times 5\text{ cm} \times \pi \times 6\text{ 本} = 471.2\text{ cm}^2$

$Q_d = 78 \times A_p = 36,760\text{ kpf}$

表2-3 (b) LRB (鉛10本) の剛性および降伏変位

	A_s (cm ²)	A_r (cm ²)	K_r (t/cm)	K_d (t/cm)	K_u (t/cm)	δ_y (cm)
A ₁	4,589	3,831	4.82	16.7	109	0.664
P ₁	10,831	10,073	10.83	20.96	136.2	0.5316
P ₂	10,831	10,073	15.1	29.23	190.0	0.3810
P ₃	10,831	10,073	10.83	20.96	136.2	0.5316
P ₄	4,589	3,831	4.82	16.7	109	0.664
P ₅	10,831	10,073	12.48	24.16	157	0.4611
P ₆	10,831	10,073	12.48	24.16	157	0.4611
P ₇	4,589	3,831	4.82	16.7	109	0.664
P ₈	10,831	10,073	12.48	24.16	157	0.4611
P ₉	10,831	10,073	12.48	24.16	157	0.4611
A ₂	4,589	3,831	4.82	16.7	109	0.664

注) $A_p = 5\text{ cm} \times 5\text{ cm} \times \pi \times 10\text{ 本} = 785.4\text{ cm}^2$

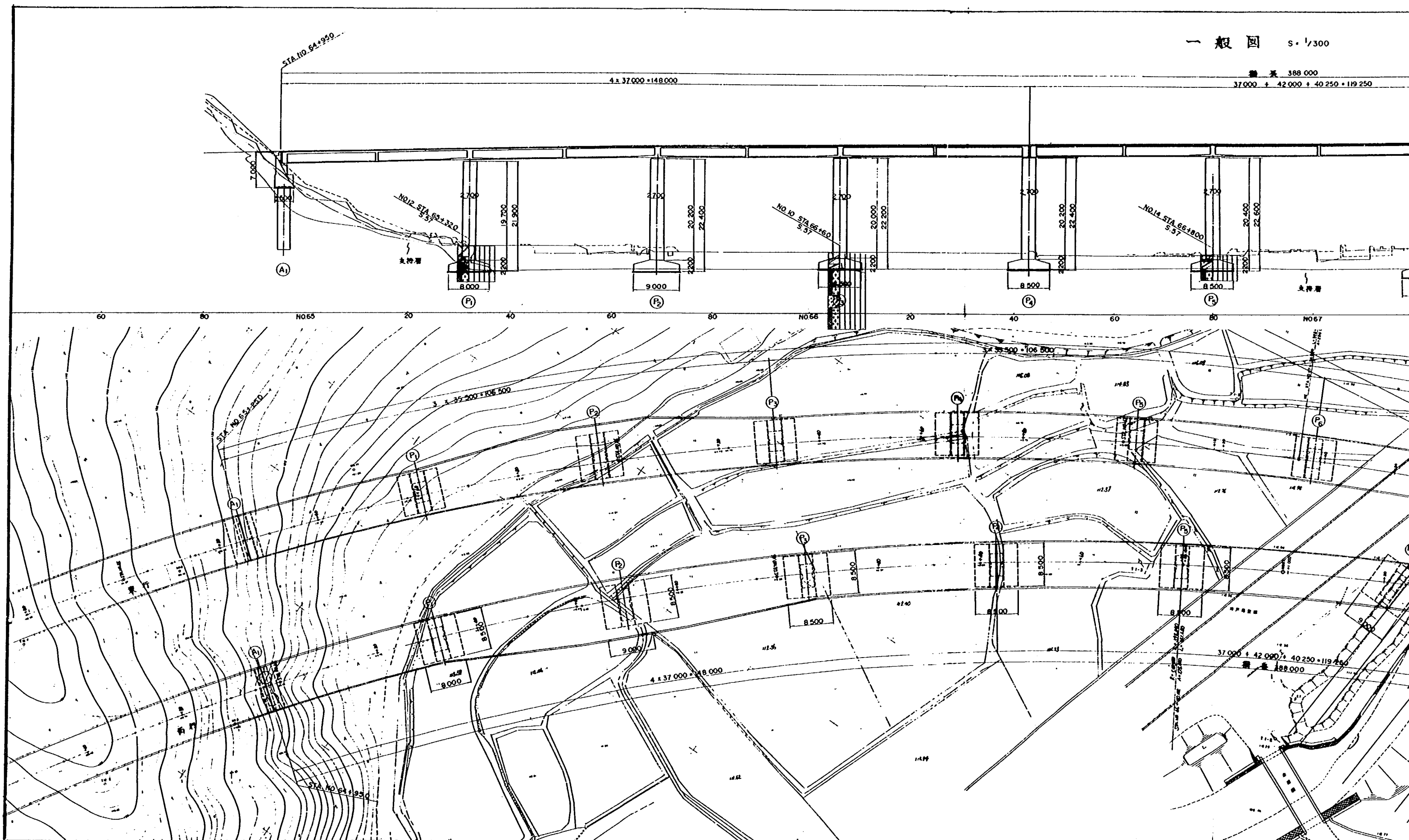
$Q_d = 78 \times A_p = 61,260\text{ kpf}$

表2-4 解析ケース及び解析目的

解析ケース	解析条件	解析目的
1	全支承が橋軸方向に対して固定	上部構造と橋脚、橋台が橋軸方向に結合されている場合の地震応答特性の検討
2	橋台上は可動、橋脚上は橋軸方向に固定	上部構造と橋台は可動支承により、また、上部構造と橋脚は固定支承により、それぞれ支持されている場合の地震応答特性の検討
3	全支承にリング沓を用いた場合	リング沓だけを用いた場合の地震応答特性の検討
4	全支承にLRBを用いた場合 (鉛プラグ6本)	LRBの効果の検討
5	全支承にLRBを用いた場合 (鉛プラグ10本)	LRBの効果の検討

一般図 S: 1/300

全長 388,000
37,000 + 42,000 + 40,250 + 119,250



一般圖 $s = 1/300$

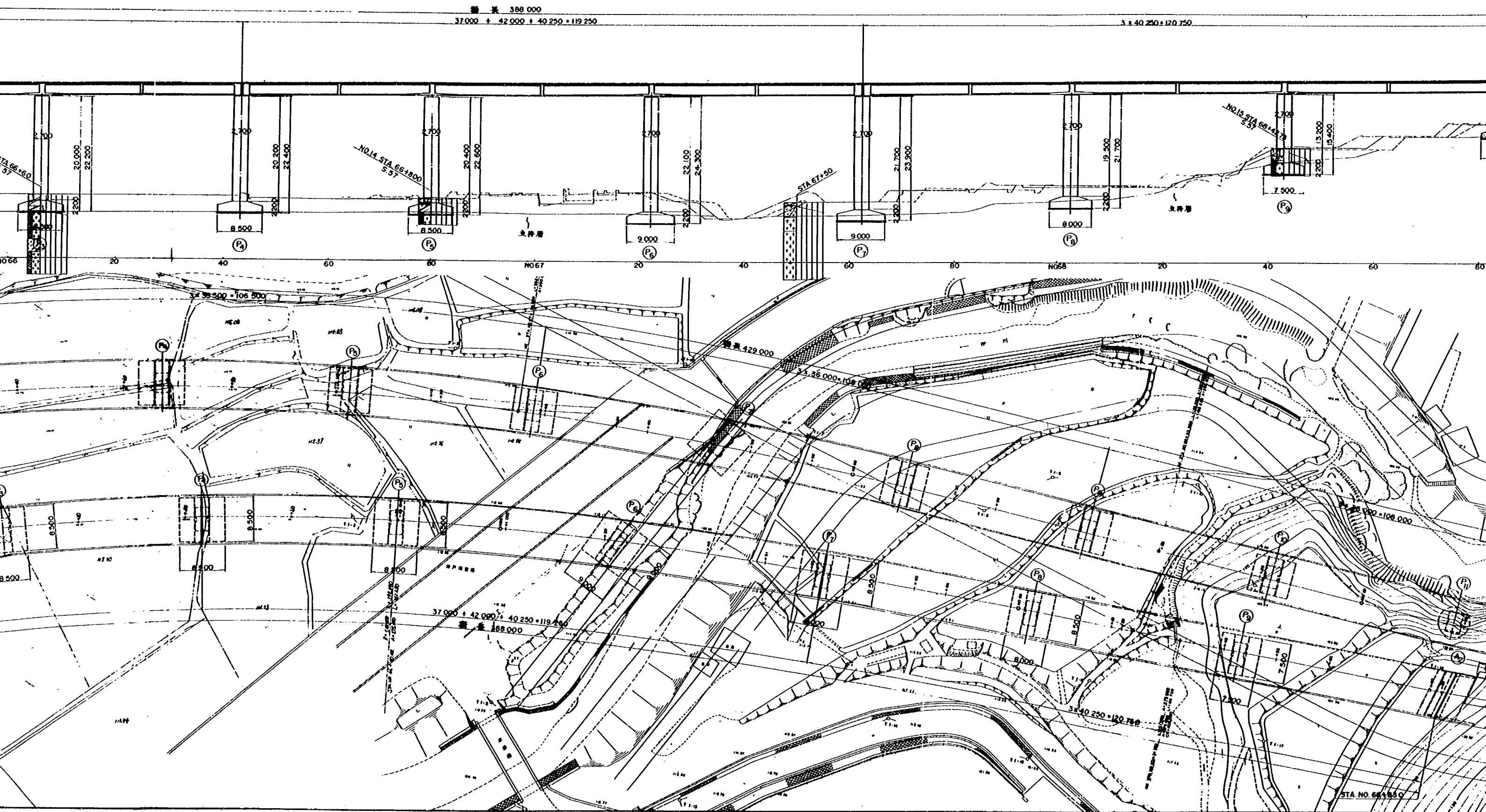
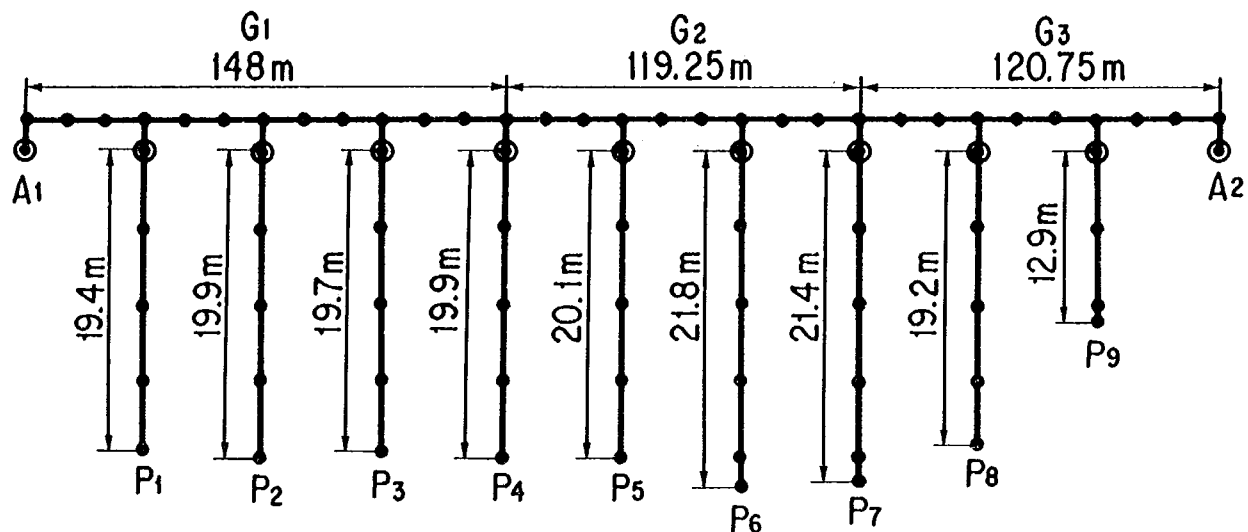


图 2-1 解析对象桥



◎ 印は支承を示す。

図 2 - 2 解析モデル

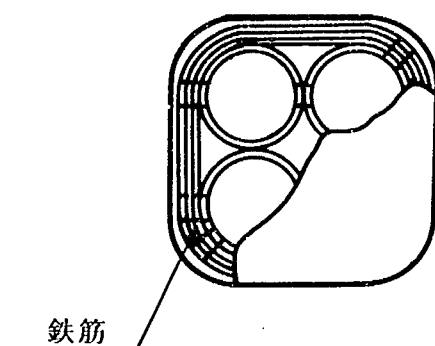


図 2 - 3 リング沓

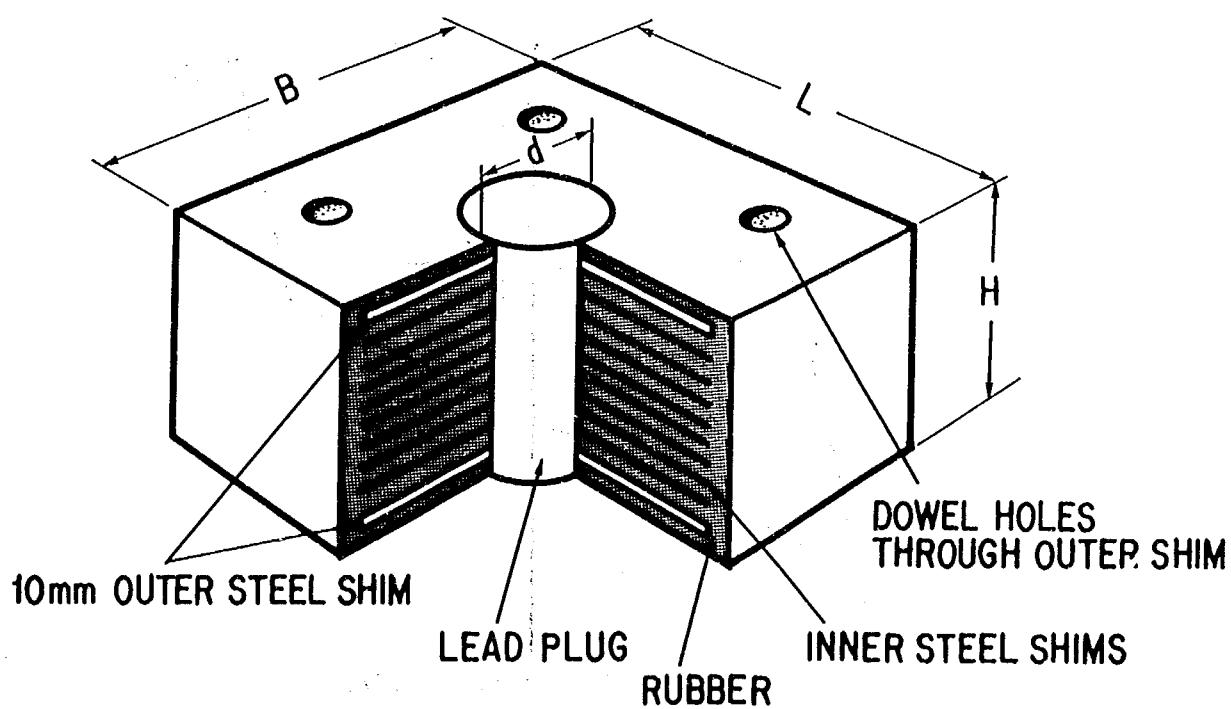


図 2 - 4 Lead Rubber Bearing (LRB)

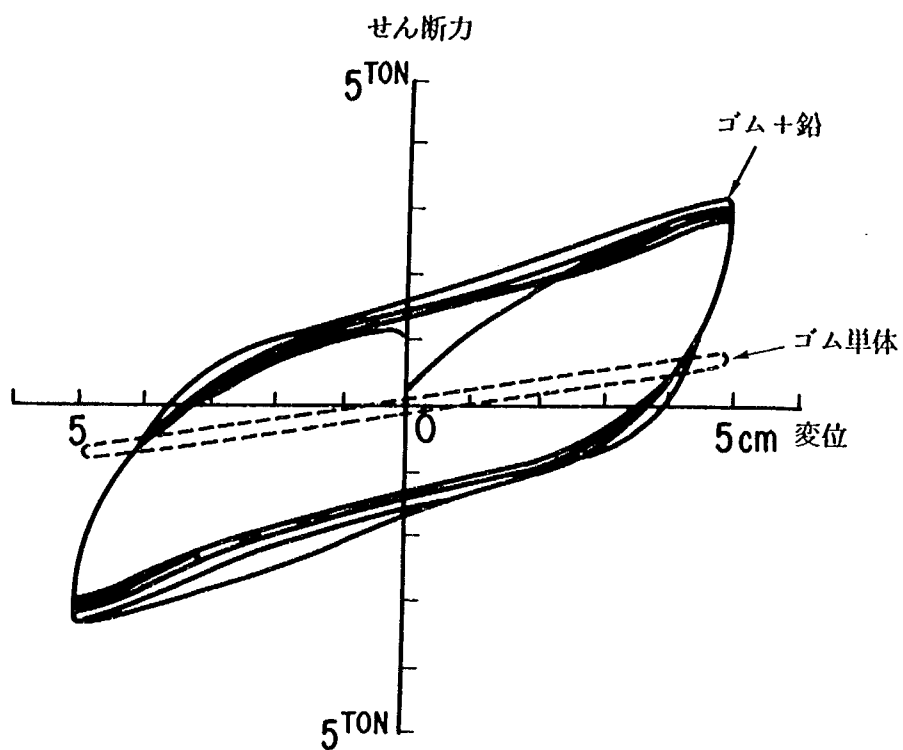


図 2 - 5 L R B の荷重～変位履歴曲線

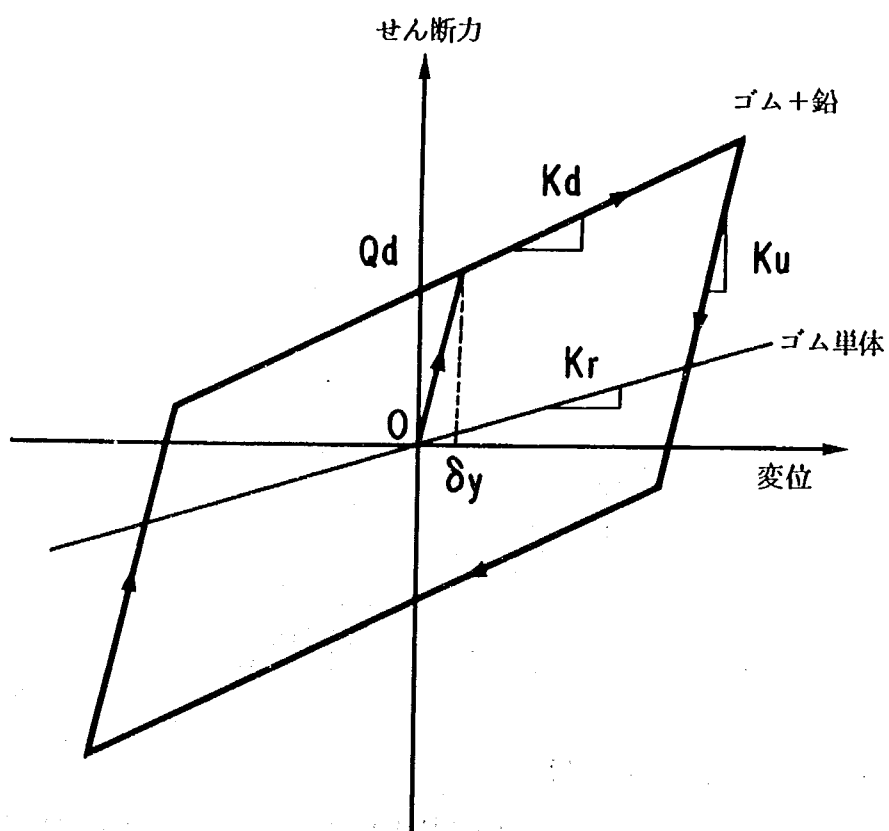


図 2 - 6 バイリニア型ばね

3. 地震応答解析手法

解析には、土木研究所で開発したバイリニア型の非線形ばね要素及びRC橋脚の非線形履歴モデルを組み込んで3次元の骨組構造系非線形地震応答解析が行える電算プログラムBRIDGE-IIを用いた。BRIDGE-IIでは、運動方程式における剛性マトリックスが時間とともに変化するため、運動方程式を増分形で表現し、直接積分法により応答解析を行うようになっている。なお、運動方程式の減衰マトリックス $\underline{C}$ は時刻 $t=0$ における初期剛性 $\underline{K}_0$ を用いて次式で与えた。

$$\underline{C} = \alpha \underline{M} + \beta \underline{K}_0 \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

ここで、

$\underline{M}$ ：質量マトリックス

$\underline{K}_0$ ：初期剛性マトリックス

α, β ：減衰力の大きさを表わすパラメーター

α, β は、任意の2つのモードに対する減衰定数を与えることにより、次のように求められる。すなわち、いま、 i 次の振動モードベクトル $\underline{\phi}_i$ 及びその転置ベクトル $\underline{\phi}_i^T$ をそれぞれ(3-1)に後と前から乗じると次のようになる。

$$\underline{\phi}_i^T \underline{C} \underline{\phi}_i = \alpha \underline{\phi}_i^T \underline{M} \underline{\phi}_i + \beta \underline{\phi}_i^T \underline{K}_0 \underline{\phi}_i \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

いま、減衰マトリックス $\underline{C}$ が振動モードベクトル $\underline{\phi}_i$ によって次のように対角化できると仮定する。

$$\underline{\phi}_i^T \underline{C} \underline{\phi}_i = \text{diag} [2 h_i \omega_i] \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

また、質量マトリックス $\underline{M}$ が振動モードベクトル $\underline{\phi}_i$ によって正規化されているものとすれば、式(3-2)は次式のようになる。

$$2 h_i \omega_i = \alpha + \beta \omega_i^2 \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

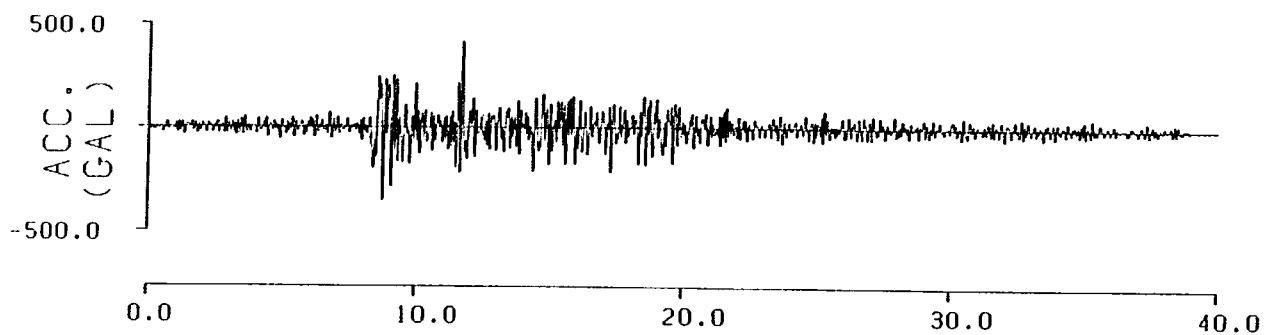
すなわち、

$$h_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

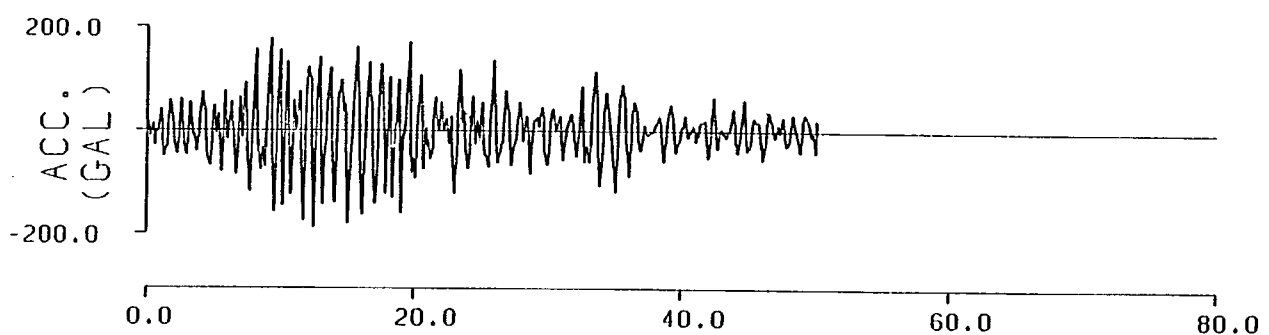
従って、式(3-5)を任意の2つの振動モードに対して連立させれば、係数 α 及び β を定めることができる。一般には、主要な振動モードに対して減衰定数を指定するために、1次モード及び2次モードが選ばれる場合が多い。

4. 入力地震動

解析に用いた地震動は、1978年宮城県沖地震 ($M=7.4$) において開北橋近傍地盤上で観測された記録 (橋軸直角方向成分, 最大加速度 414 gal) 及び 1968 年十勝沖地震 ($M=7.9$) において新石狩大橋近傍地盤上で観測された記録 (N-S 成分, 最大加速度 189 gal) の 2 つである。図 4-1 に両記録の加速度波形を示す。



(a) 開北橋記録



(b) 新石狩大橋記録

図 4-1 入力地震動

5. ゴム支承の効果

5-1 固定沓を用いた場合の地震応答特性（ケース1及びケース2）

全支承を固定した場合（ケース1）の主要な振動モードを図5-1に示す。これによれば、1次モード、2次モード及び3次モードは、それぞれ、 $P_7 \sim A_2$ 間の桁 G_3 、 $P_4 \sim P_7$ 間の桁 G_2 、及び $A_1 \sim P_4$ 間の桁 G_1 の振動が卓越するモードである。1次の固有周期は0.395秒と橋脚高さの割には小さく、両橋台位置における変位の拘束効果が大きいこと示している。図5-2及び図5-3は、それぞれ、開北橋記録及び新石狩大橋記録を入力した場合の橋脚基部における曲げモーメント及びせん断力、支承に作用するせん断力、桁の加速度、変位の各最大値の分布を示したものである。これによれば、橋脚基部における曲げモーメントは両記録の場合とも全体として後述するケース2～ケース5と比較して大きな値ではない。これは上述した両橋台における桁の拘束のため、桁の橋軸方向の振動変位が抑えられ、結果として橋脚基部の曲げモーメントも小さくなったためである。一方、桁に生じる最大加速度は新石狩大橋記録を入力した場合には、全橋間でおおむね同程度の値となるのに対して、開北橋記録を入力した場合には $P_4 \sim P_7$ 間で相対的に大きな値をとり、入力地震動の特性により、部分的な共振状態が生じることを示している。また、支承に作用する橋軸方向のせん断力は、桁端部を支持する両橋台（ A_1 、及び A_2 ）及び P_4 、 P_7 橋脚で非常に大きくなっており、支承作用力の箇所別の変化が大きいことを示している。

これに対して、両橋台の固定支承だけを可動支承に変更した場合（ケース2）の主要な振動モードを示すと図5-4のようになる。この場合には、全体系の横抵抗が橋脚のみによって与えられるため、1次固有周期は0.614秒と、ケース1に比較して長くなり、モード形も全橋が並進運動する形となっている。このような傾向は桁の最大加速度の分布によく現われており、開北橋記録及び新石狩大橋記録のいずれを入力した場合にも、桁の最大加速度は全橋にわたり、ほぼ同じであり、桁が全体として一様に橋軸方向に振動していることがわかる。ここで注目されるのは、新石狩大橋記録を入力した場合の桁の最大加速度であり、ケース1に比較して約3倍となっていることである。これは、1次の固有周期が、入力地震動の卓越周期と近接したためであり、これを受けて橋脚基部の曲げモーメント、せん断力、支承のせん断力も全てケース1に比較して大きくなっている。したがって、橋脚の耐震設計面からすれば、かなり大きな断面力を見込む必要があると言える。

5-2 ゴム支承（リング沓）を用いた場合の地震応答特性（ケース3）

リング沓を用いた場合（ケース3）の主要な振動モードを示すと図5-5のようになる。この場合にはケース2よりもさらに剛性が低下する結果、1次の固有周期は1.236秒となっている。このモードは、 G_2 桁が単独で並進するモードであり、 G_2 桁と、これを支持する橋脚間の相対変位が大きい。また、2次及び3次の固有周期は、それぞれ、1.17秒、1.165秒であり、1次固有周期に近く、また、振動モードもそれぞれ桁が単独で並進する形となっている。なお、4次以後の固有周期は、1～3次に比較して急に短くなっており、支承の固定度が低いため、桁の並進だけが特に出やすいことを示している。

図5-2及び図5-3に示した最大応答値の分布から、リング沓を用いた場合の応答特性に関し以下の事項が指摘される。

- 1) 桁に生じる最大加速度は開北橋記録及び新石狩大橋記録のいずれかを入力した場合にも、橋梁全長にわたり、ほぼ同程度となる。これは、リング沓を用いた結果、上部構造と下部構造の結合が非常に弱くなり、上部構造だけが下部構造とは単独に振動するためと考えられる。また、桁に生じる加速度値自体もケース2に比較すると小さくなっている。
- 2) 橋脚基部の曲げモーメント、せん断力、及び支承に作用するせん断力も1)の結果を受けて、各橋脚及び橋台位置で同程度の値となっており、上部構造から下部構造へ作用する地震力の均等化が図られていることがわかる。
- 3) ゴム支承に生じる最大せん断変位量は表5-1に示す通りである。

5-3 LRBを用いた場合の地震応答特性（ケース4及びケース5）

LRBは図2-5に示したようにバイリニアな力学的特性を持つため、直接積分法で解析する関係で固有値解析は直接行うことはできない。このため、LRBの初期剛性を用いた場合及び降伏後の剛性を用いた場合の両者につき、固有値解析を行った。前者はLRBが塑性域に入る前の微小な振動特性を、また、後者はLRBが非常に大きく非線形域に入った場合の特性を近似的にそれぞれ与えると考えることができる。図5-6、図5-7、図5-8及び図5-9は両ケースの主要な固有振動モードを示したものである。これによれば、1次の固有周期は、LRBが非線形域に入る前には0.63秒（ケース4、鉛6本）及び0.588秒（ケース5、鉛10本）となり、また、2次剛性を用いた場合には、1次の固有周期は0.998秒（ケース4、鉛6本）及び0.909秒（ケース5、鉛10本）となる。これらは、いずれも基本的にはケース3と同じく桁が橋脚とは独立に並進運動する形となっている。ただし、その度合はケース4、5の方が小さい。

図5-2及び図5-3に示した最大応答値の分布からLRBを用いた場合の応答特性に関し、以下の事項が指摘される。

- 1) ケース3、4、5を相互に比較すると、開北橋記録、新石狩大橋記録いずれを入力した場合にも、ケース5（LRB、鉛プラグ10本）の場合に桁に生じる最大加速度は一番大きく、また、反対に、桁に生じる最大変位は一番小さい。リング沓を用いた場合には、これと反対であり、桁に生じる最大加速度は一番小さく、桁に生じる最大変位は一番大きい。特に、リング沓を用いた場合に比較して、LRBを用いた場合には桁に生じる最大変位は、開北橋記録を入力した場合には約 $1/2$ 、新石狩大橋記録を入力した場合には約 $1/3$ に減少していることが注目される。これは、LRBの剛性がリング沓よりも大きく、このため、リング沓に比較して桁の加速度は大きく、また、変位は小さくなるためである。LRBに生じる最大せん断変位は表5-1に示す通りであり、リング沓に比較して約 $1/3$ になっている。
- 2) 橋脚基部の曲げモーメント及びせん断力を比較すると、個々の橋脚、橋台位置によって多少の違

いはあるが、全体としては、開北橋記録を入力した場合にはケース3（リング沓）→ケース5（L R B，鉛プラグ10本）→ケース4（L R B，鉛プラグ6本）の順に断面力が小さくなるのに対して、新石狩大橋記録を入力した場合には、ケース5（L R B，鉛プラグ10本）→ケース4（L R B，鉛プラグ6本）→ケース3（リング沓）の順に断面力が低下する。

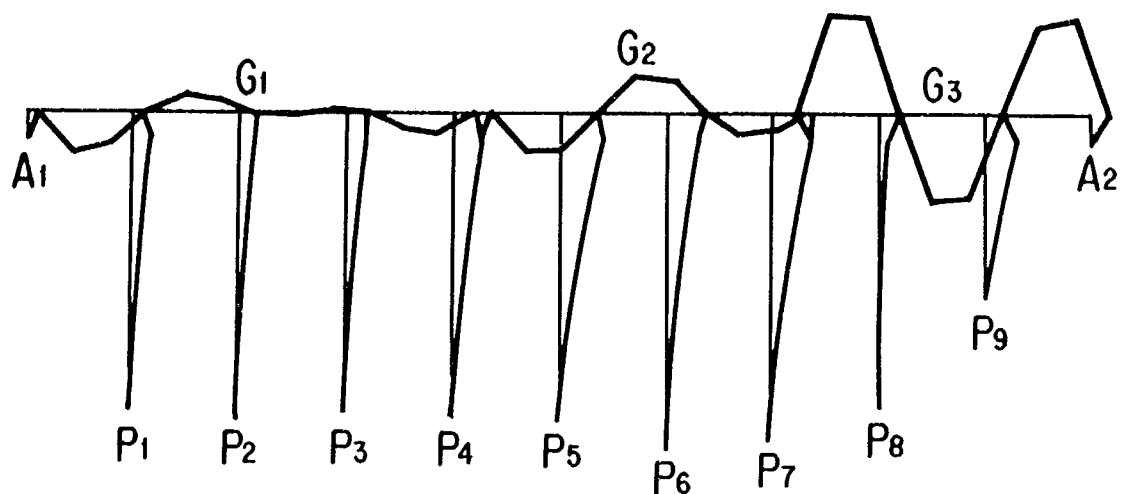
- 3) 橋脚基部の曲げモーメント，支承せん断力は，L R Bを用いることにより，リング沓を用いる場合よりもさらに均等化される傾向が認められるが，その差は必ずしも大きなものではない。また，L R Bの鉛プラグを6本とした場合（ケース4）と10本とした場合（ケース5）を比較すると全体としては著しい差が生じているとは認められない。これは，鉛プラグの本数を多くすると，式（2-3），（2-4）からわかるように，初期剛性自身も変化するためエネルギー吸収能の増大がただちに応答値の低減につながらないためと考えられる。

表5-1 (a) リング沓及びL R Bに生じる最大せん断変位〔cm〕（開北橋記録）

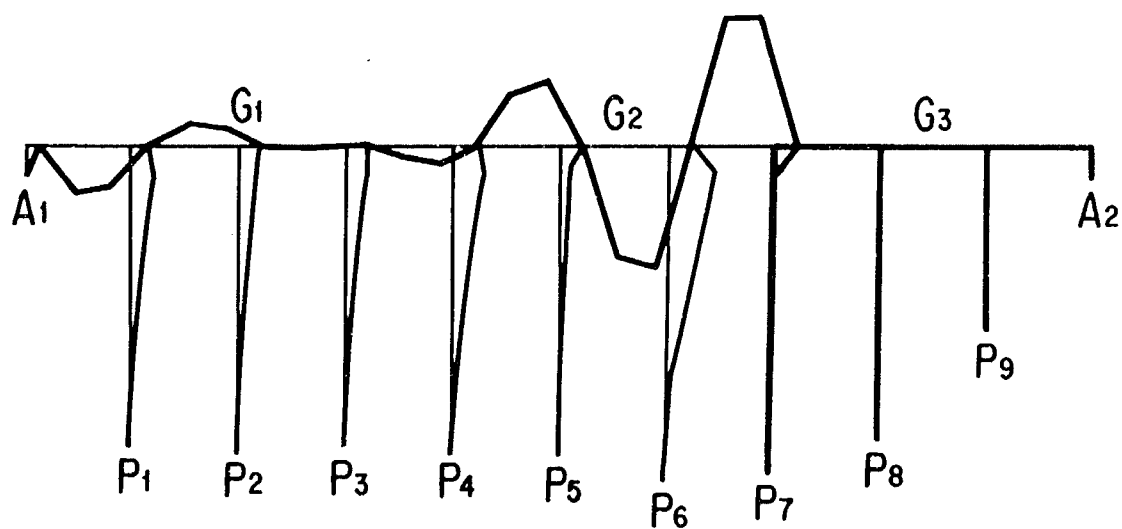
位置	リング沓（ケース3）	L R B	
		鉛プラグ6本（ケース4）	プラグ10本（ケース5）
A ₁	4.75	2.42	2.61
P ₁	4.24	1.52	0.91
P ₂	3.85	1.29	0.70
P ₃	4.19	1.43	0.86
P ₄	4.29	0.80	0.57
	5.40	1.13	1.12
P ₅	4.98	1.63	1.24
P ₆	5.16	1.47	1.08
P ₇	5.27	1.29	1.01
	4.90	0.87	1.09
P ₈	4.03	1.21	0.62
P ₉	4.38	1.81	1.62
A ₂	4.69	2.14	1.97

表5-1 (b) リング沓及びL R Bに生じる最大せん断変位〔cm〕（新石狩大橋記録）

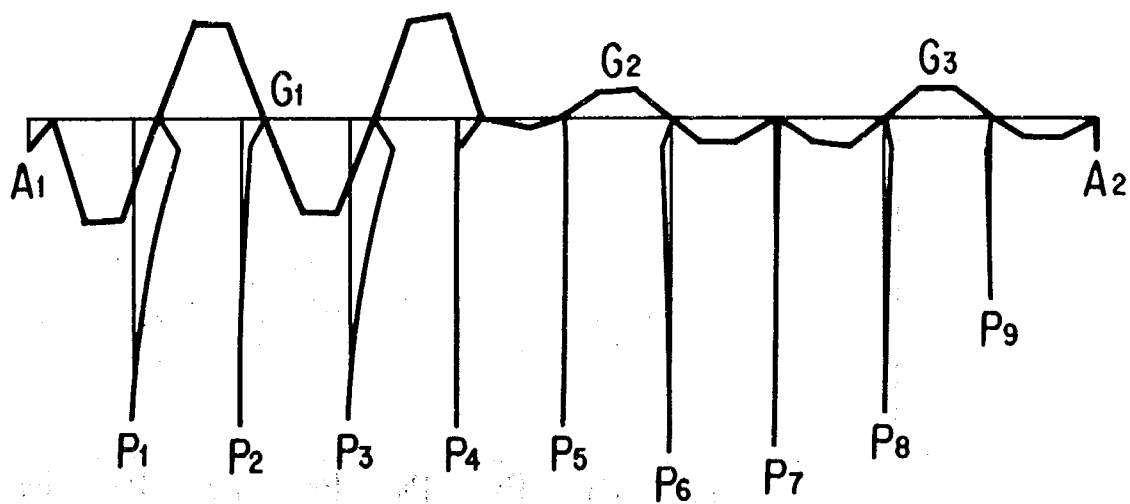
位置	リング沓（ケース3）	L R B	
		鉛プラグ6本（ケース4）	プラグ10本（ケース5）
A ₁	13.91	5.07	4.28
P ₁	11.15	3.09	2.00
P ₂	10.04	2.56	1.57
P ₃	11.05	3.05	1.92
P ₄	11.48	1.78	0.49
	10.38	3.52	1.69
P ₅	9.71	3.83	2.42
P ₆	9.51	3.81	2.33
P ₇	9.91	3.81	2.25
	10.48	1.53	0.63
P ₈	10.53	2.51	1.09
P ₉	12.40	3.42	2.22
A ₂	13.49	4.07	2.94



(a) 1次モード (固有周期 0.395 秒)



(b) 2次モード (固有周期 0.382 秒)



(c) 3次モード (固有周期 0.317 秒)

図5-1 全支承固定のケース (ケース1) の振動モード

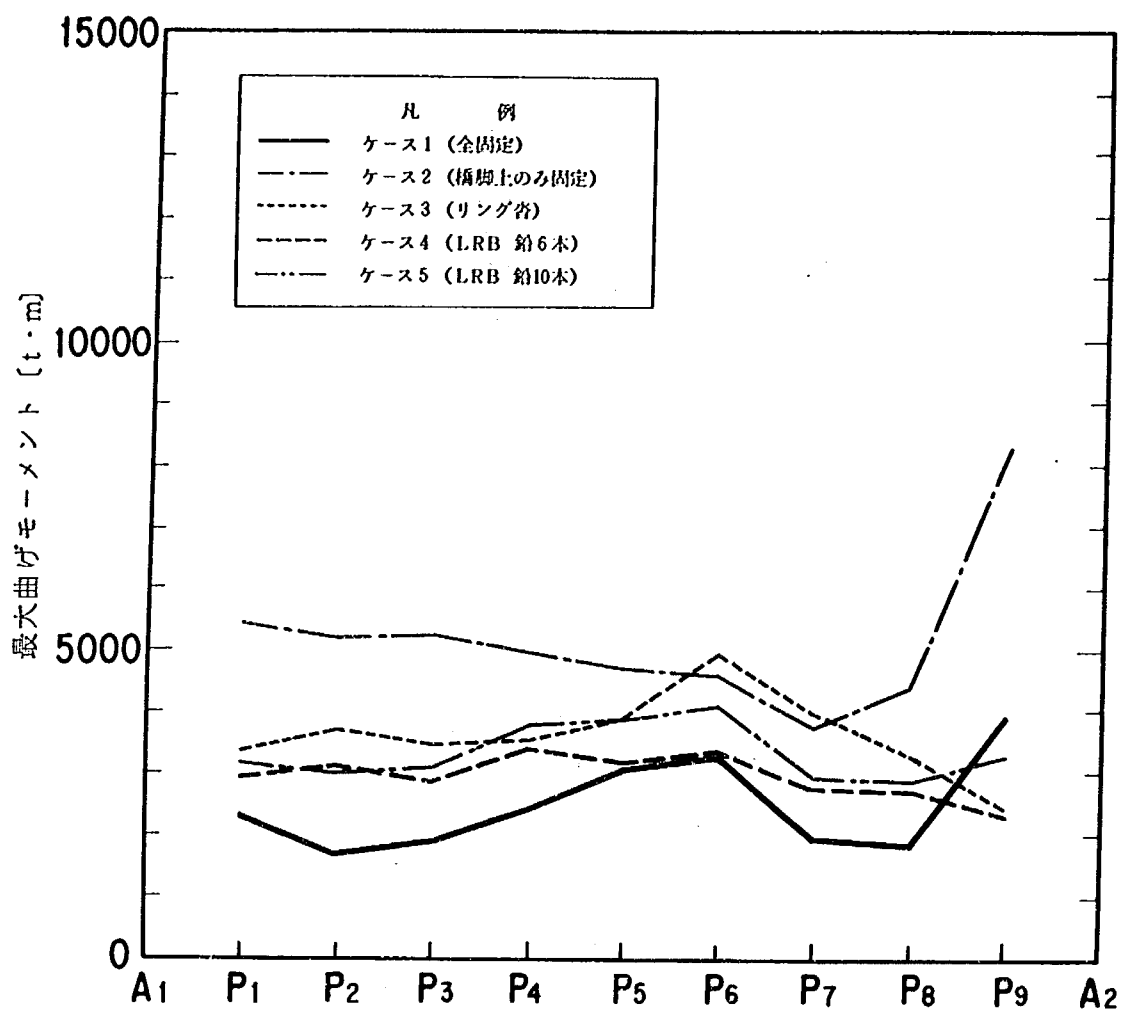


図5-2 (a) 橋脚基部における最大曲げモーメント (開北橋記録)

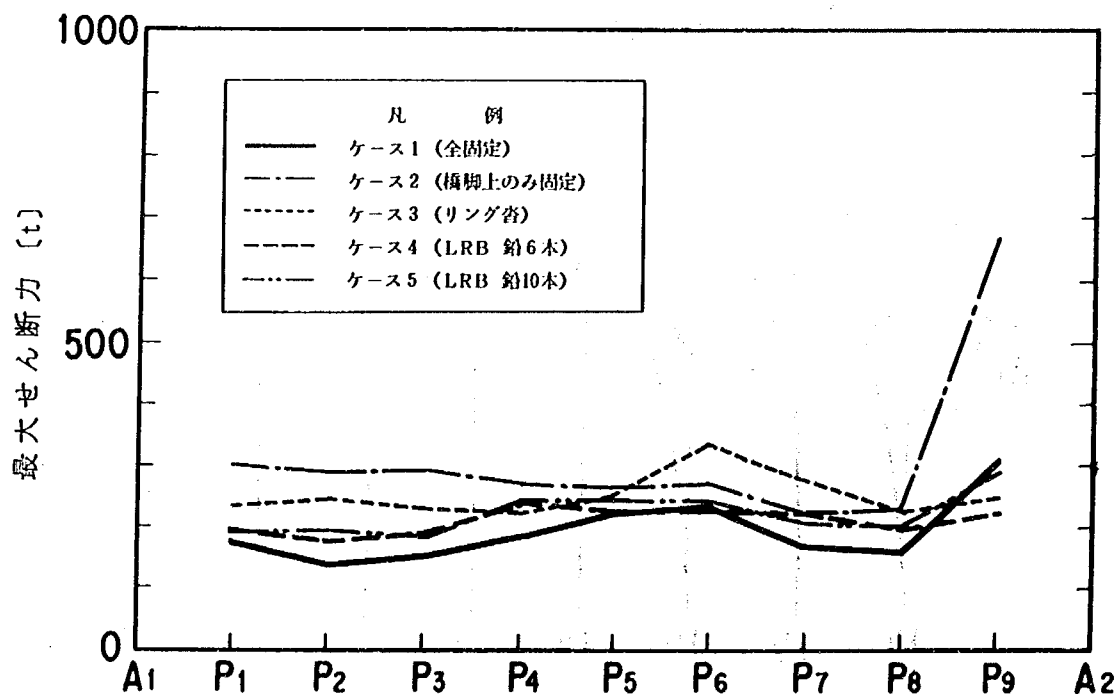


図5-2 (b) 橋脚基部における最大せん断力 (開北橋記録)

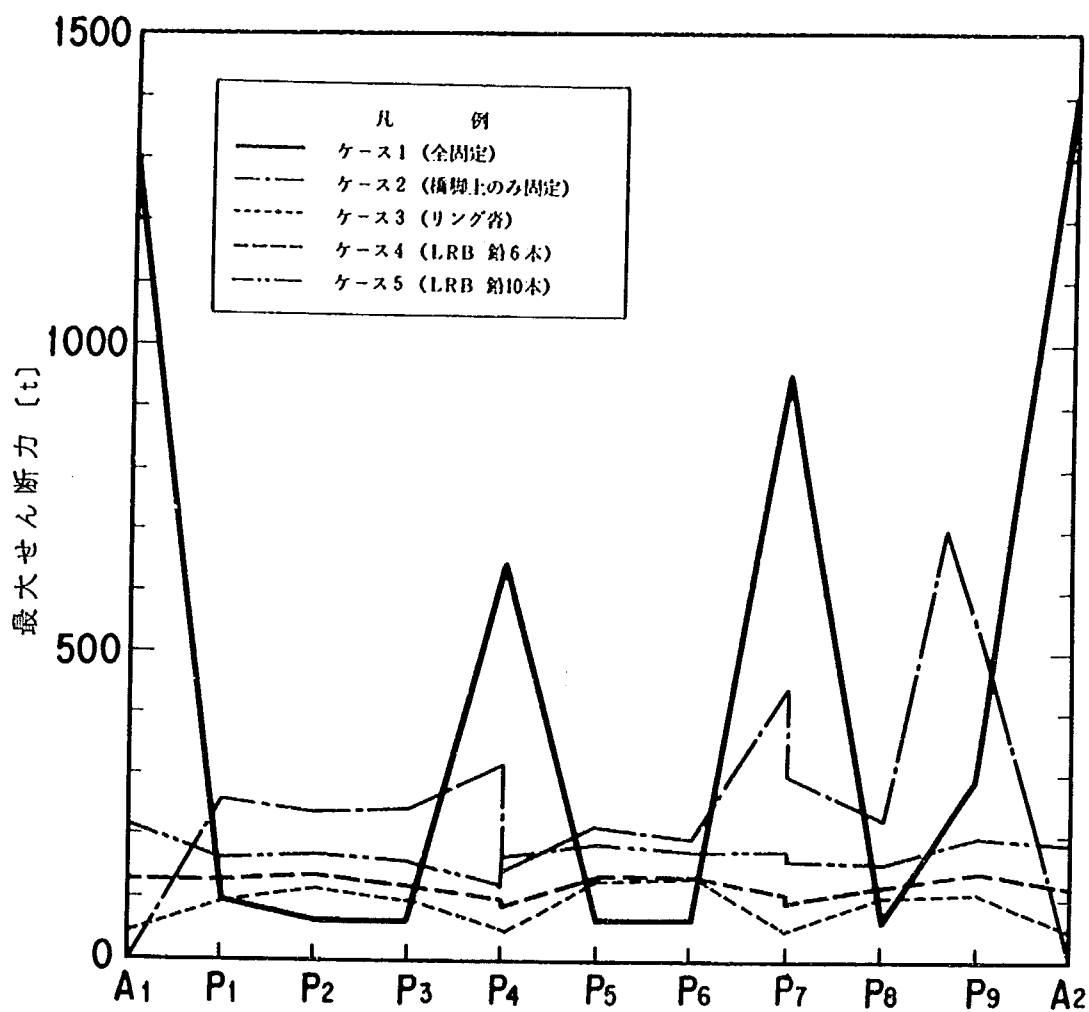


図 5 - 2 (c) 支承に作用する最大せん断力 (開北橋記録)

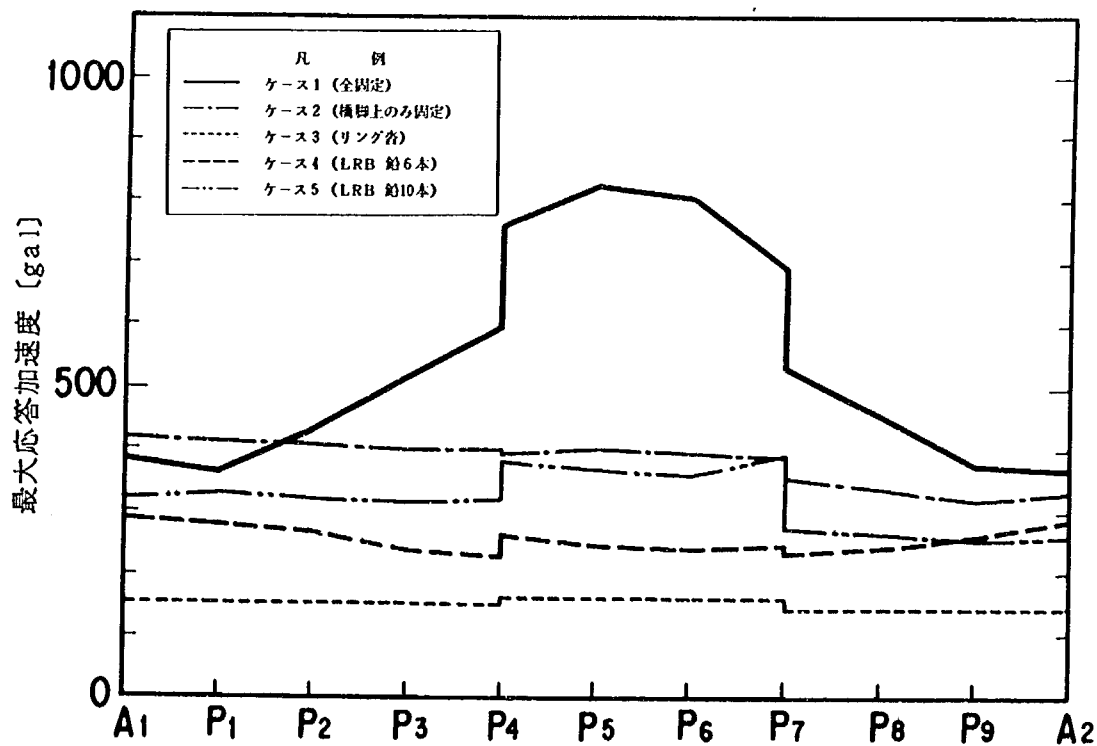


図 5 - 2 (d) 桁の最大応答加速度 (開北橋記録)

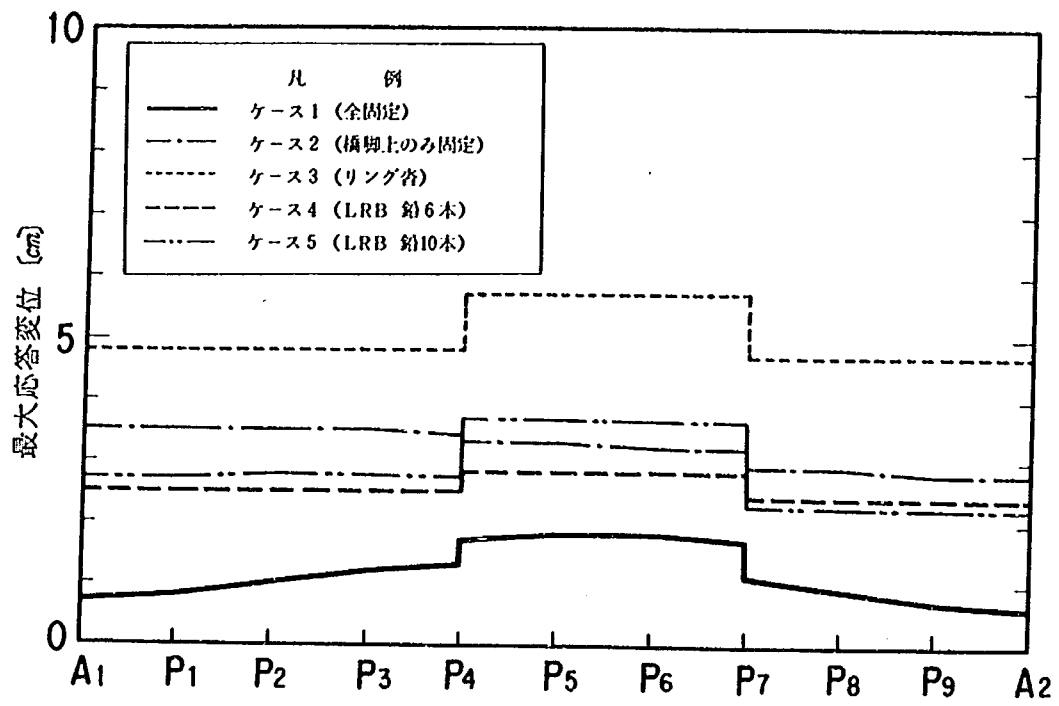


図 5 - 2 (e) 桁の最大応答変位 (開北橋記録)

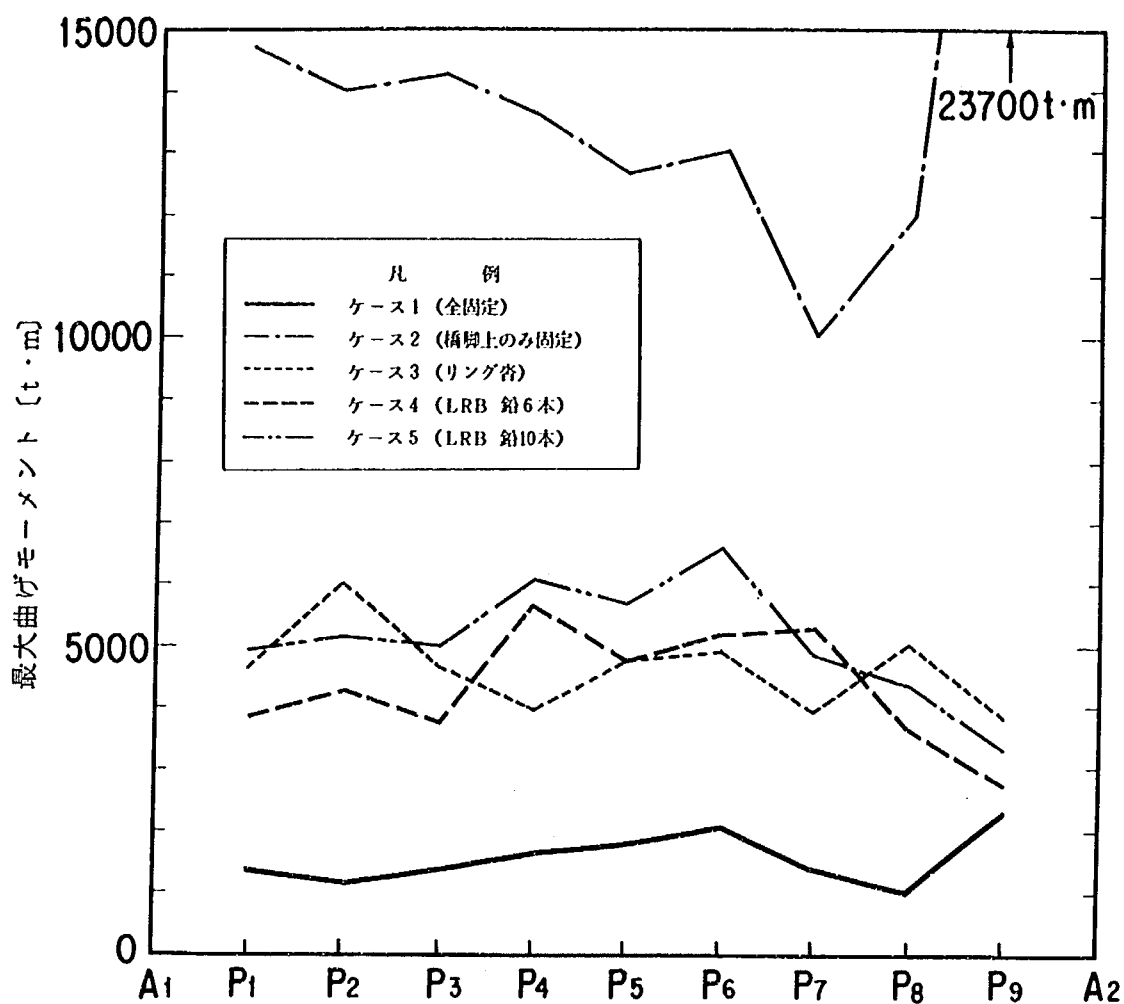


図 5 - 3 (a) 橋脚基部における最大曲げモーメント (新石狩大橋記録)

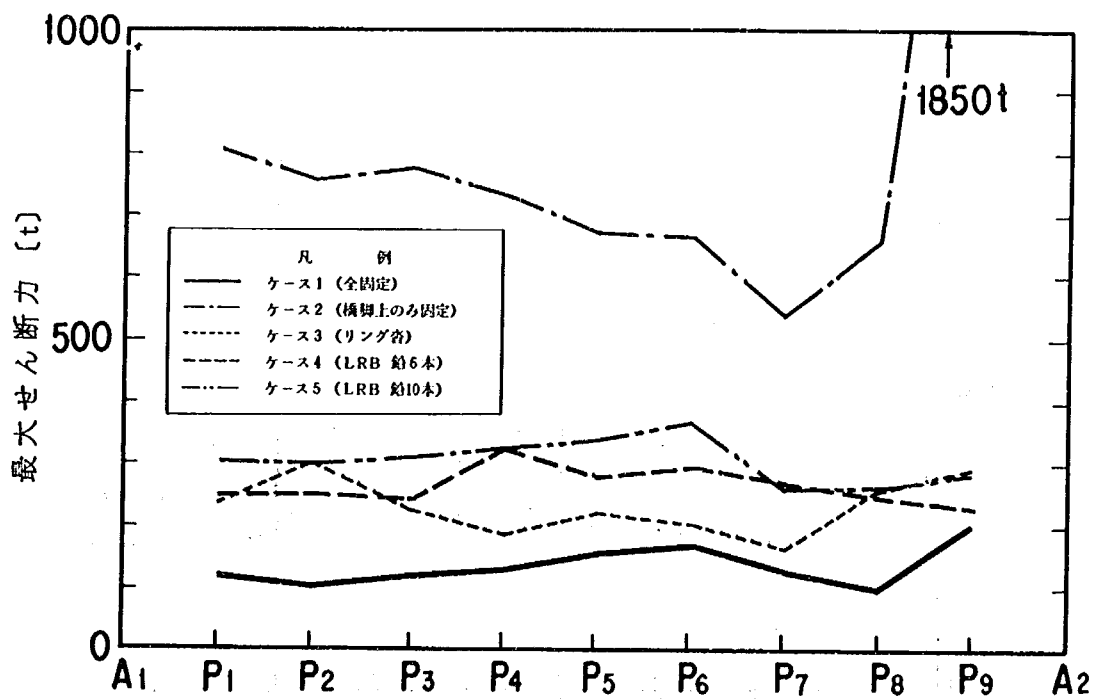


図 5 - 3 (b) 橋脚基部における最大せん断力 (新石狩大橋記録)

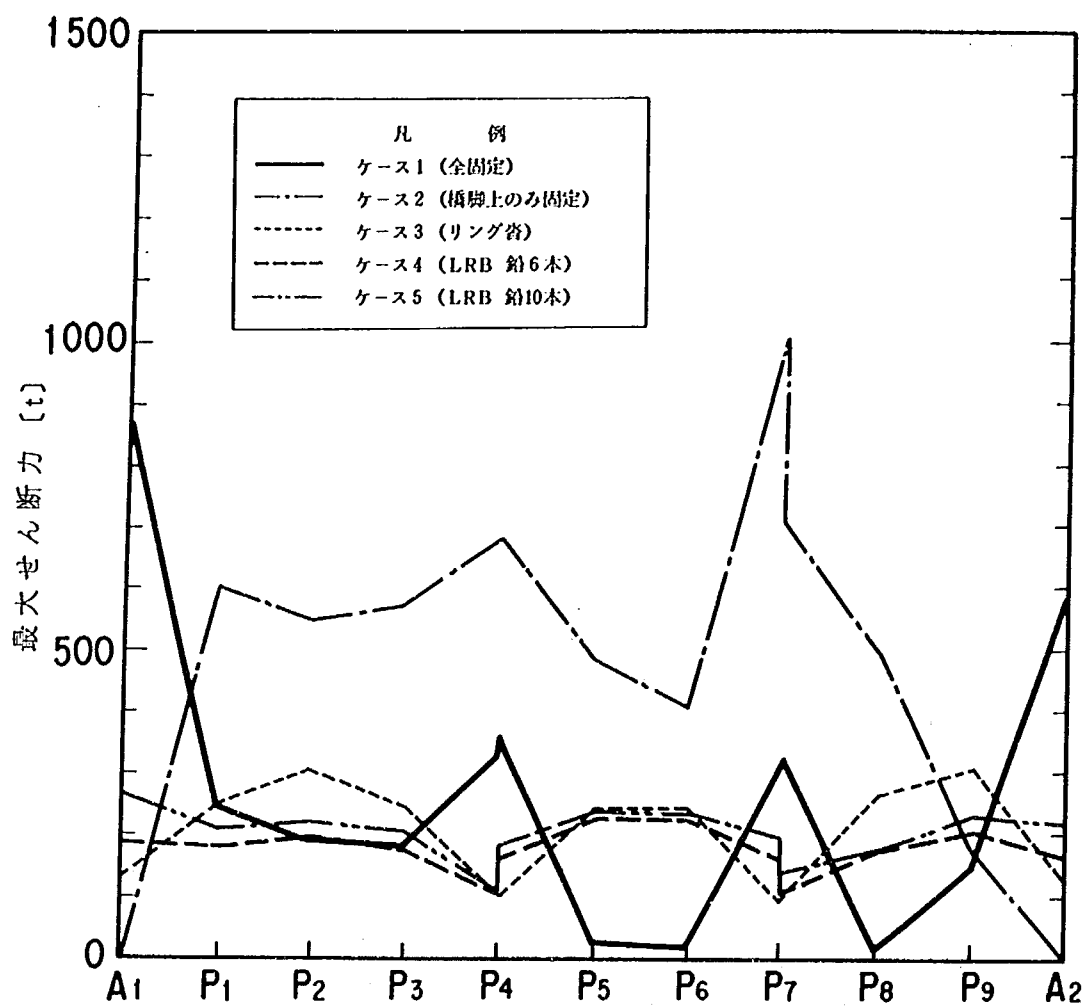


図5-3 (c) 支承に作用する最大せん断力 (新石狩大橋記録)

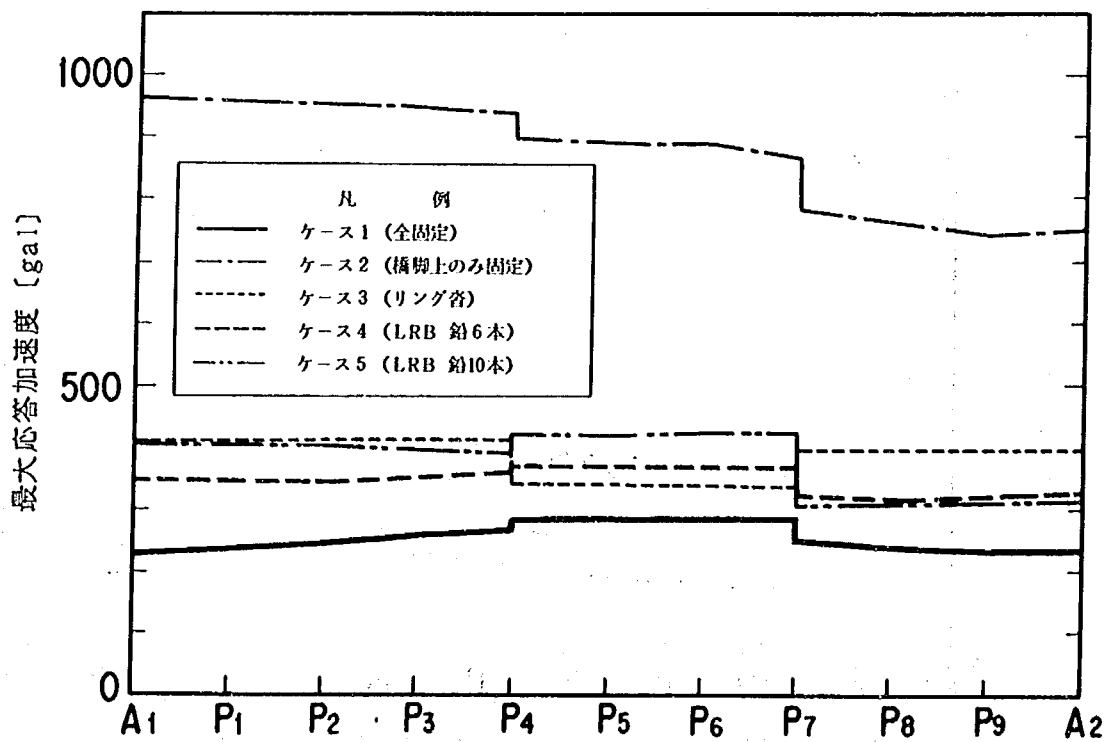


図5-3 (d) 桁の最大応答加速度 (新石狩大橋記録)

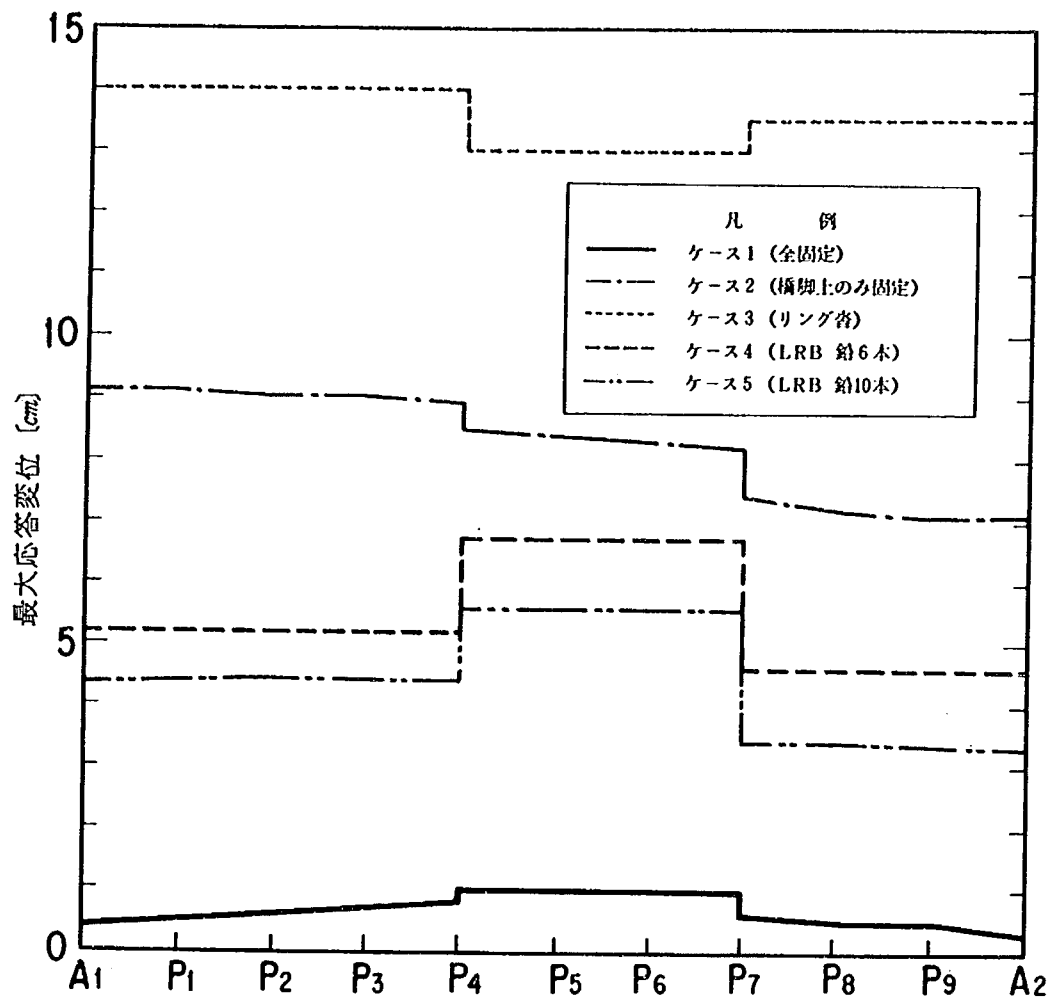
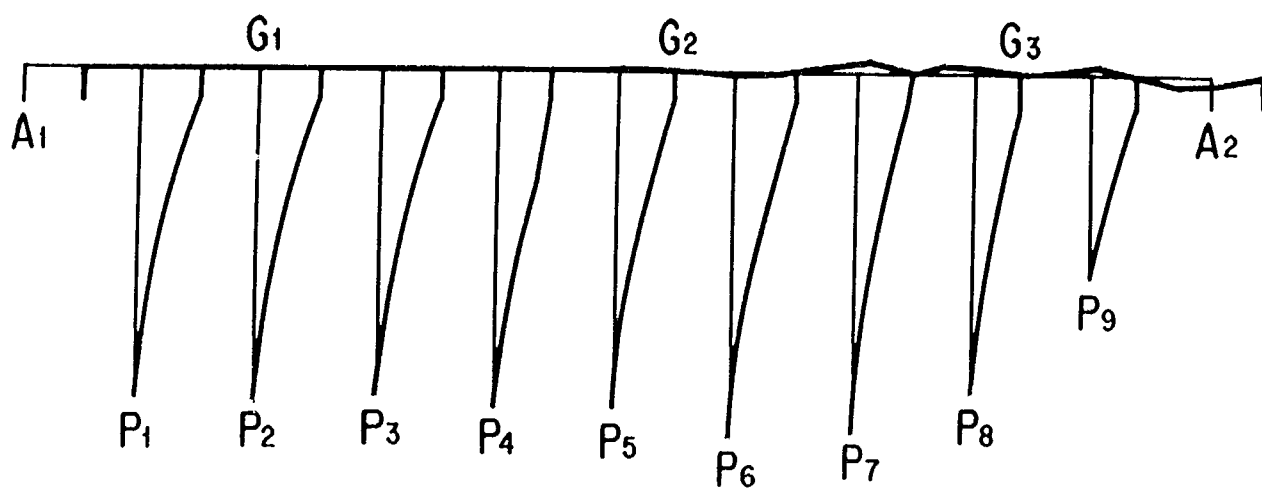
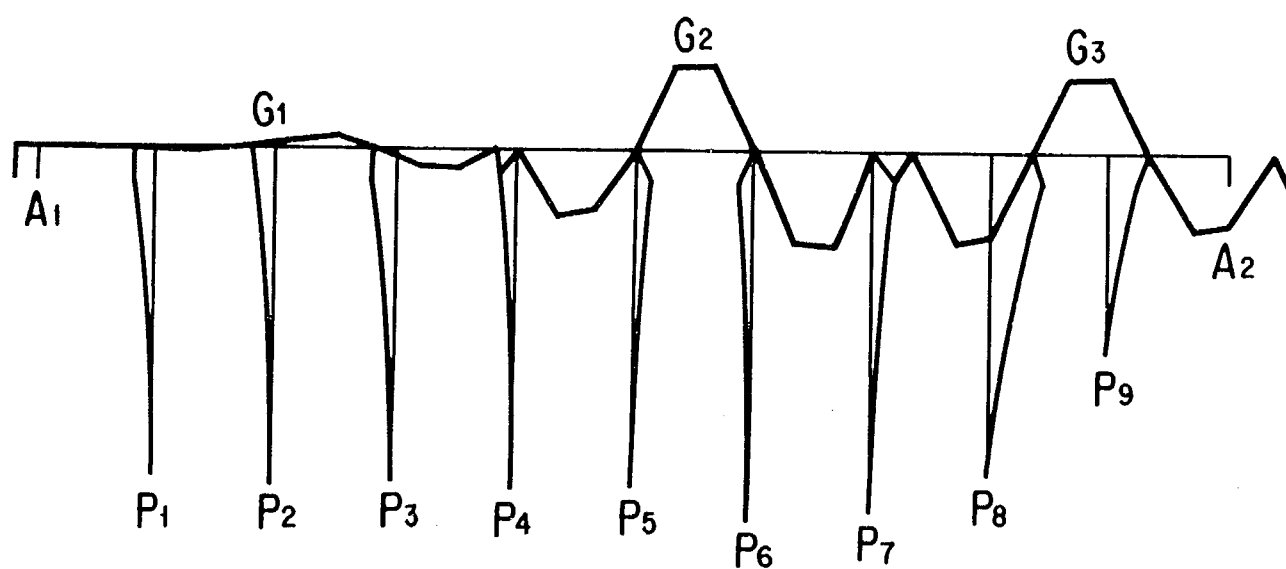


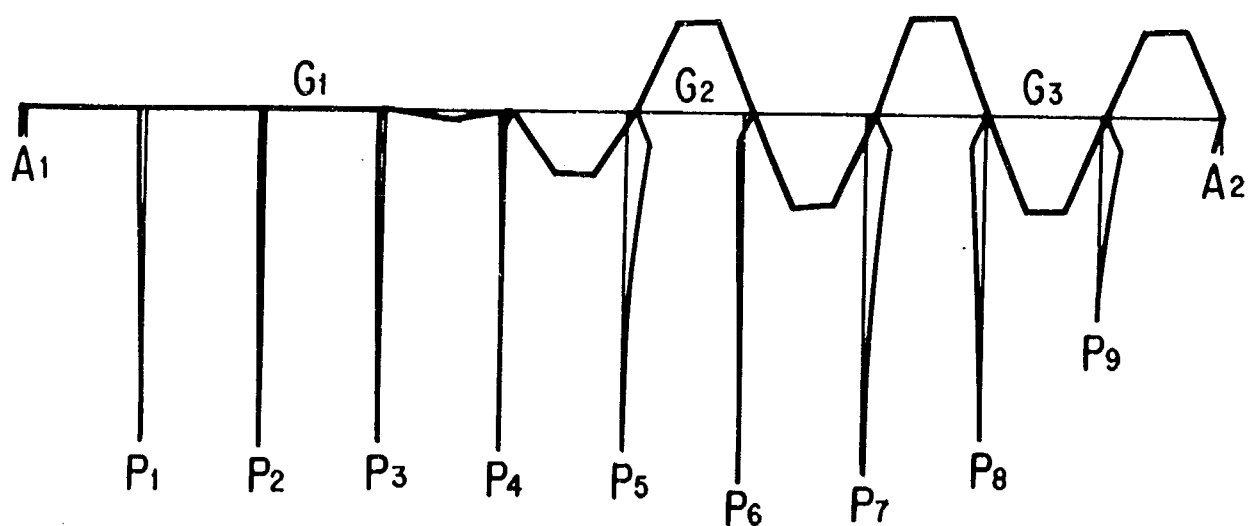
図5-3 (e) 桁の最大応答変位 (新石狩大橋記録)



(a) 1次モード (固有周期 0.614 秒)

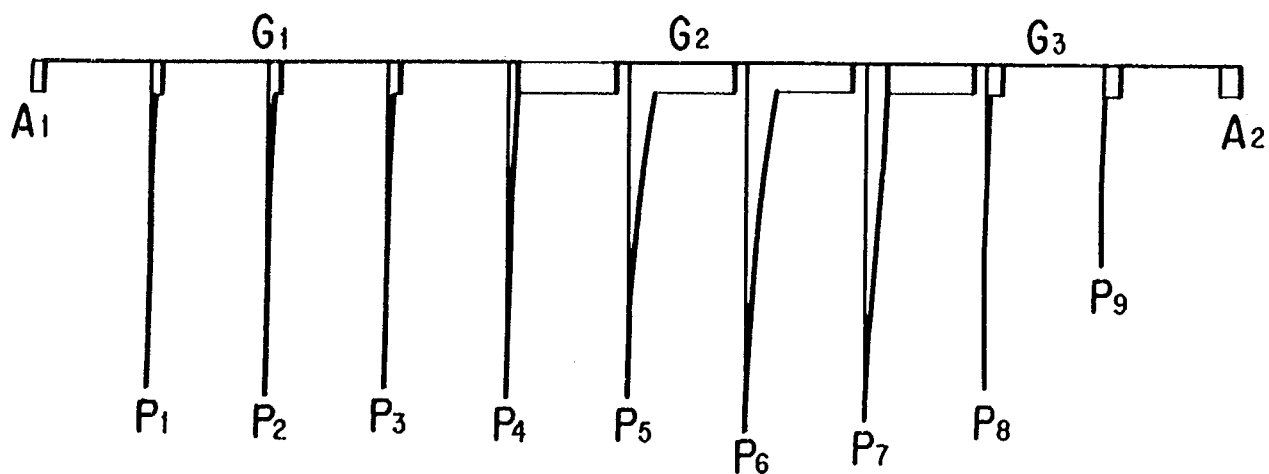


(b) 2次モード (固有周期 0.412 秒)

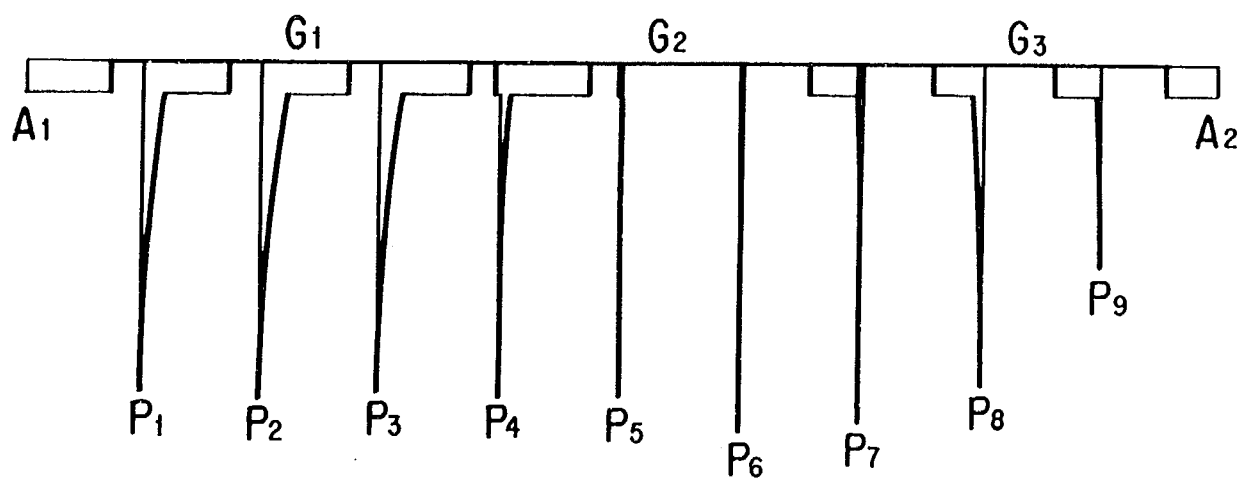


(c) 3次モード (固有周期 0.388 秒)

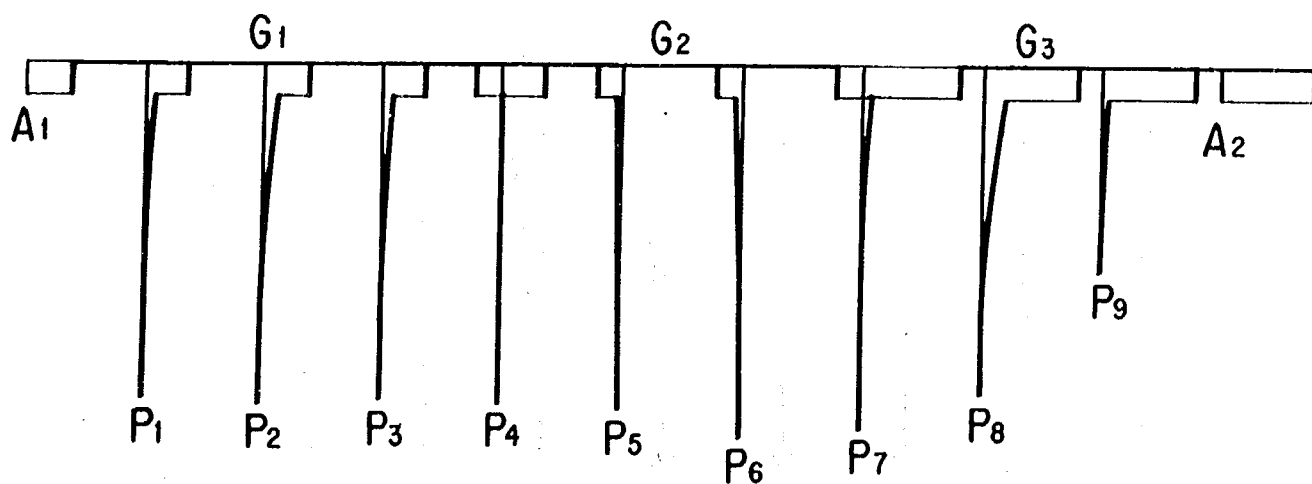
図5-4 橋脚上の支承のみ固定としたケース (ケース2) の振動モード



(a) 1 次モード (固有周期 1.236 秒)

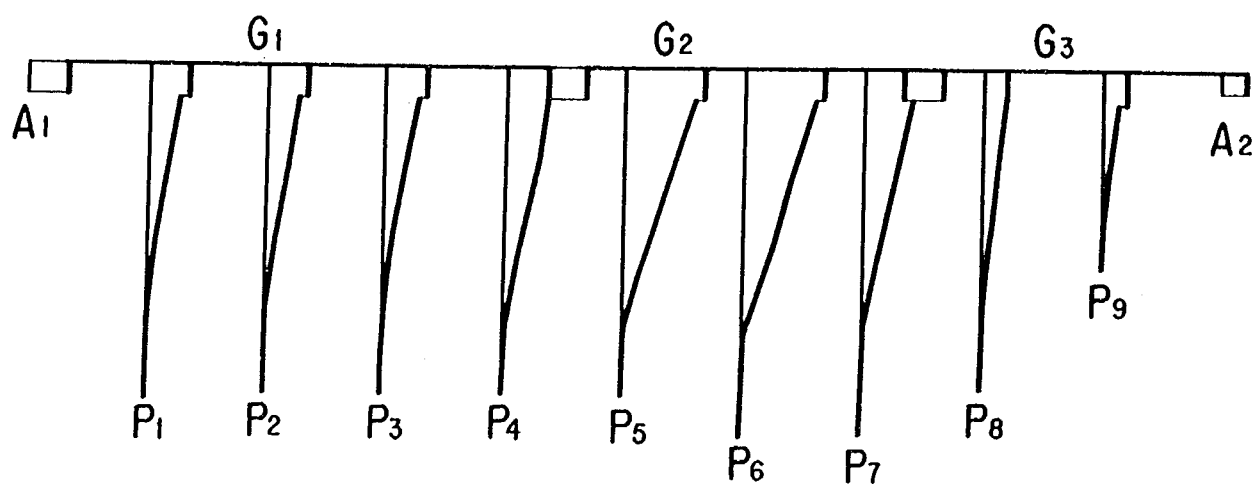


(b) 2 次モード (固有周期 1.17 秒)

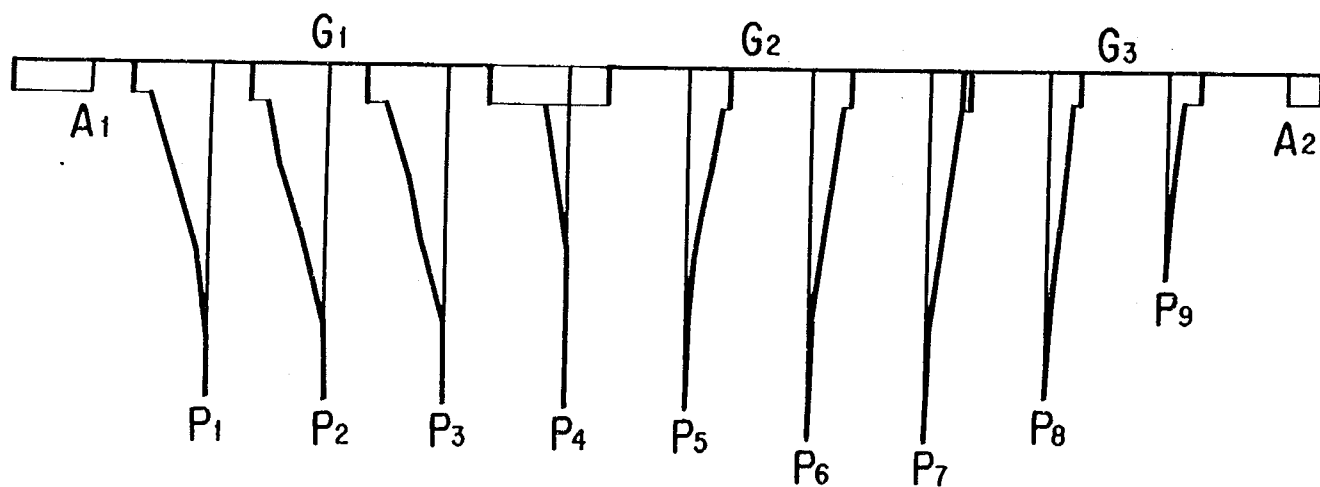


(c) 3 次モード (固有周期 1.165 秒)

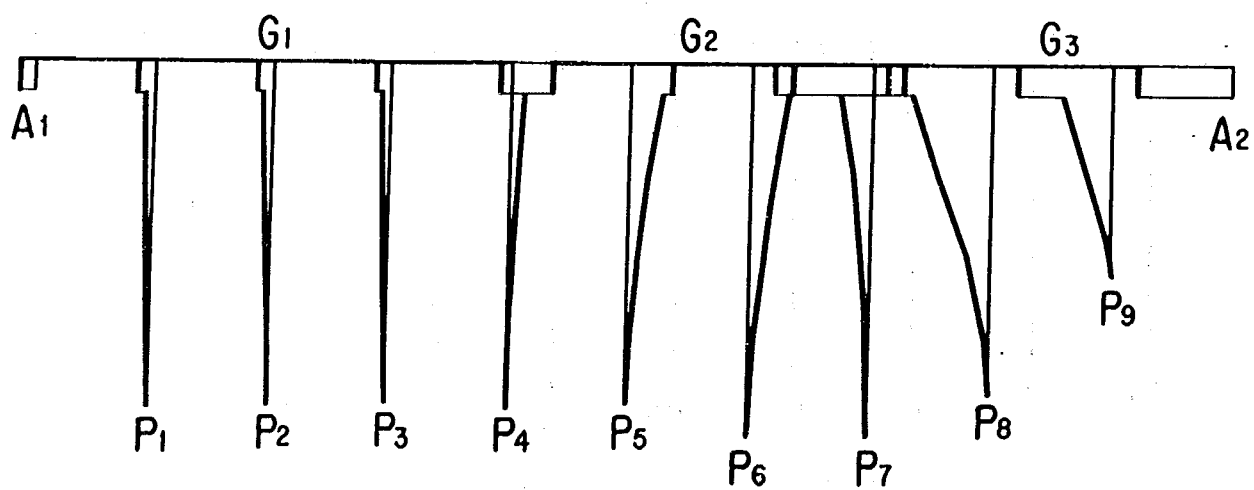
図 5-5 リング脊を用いたケース (ケース 3) の振動モード



(a) 1次モード (固有周期 0.63秒)

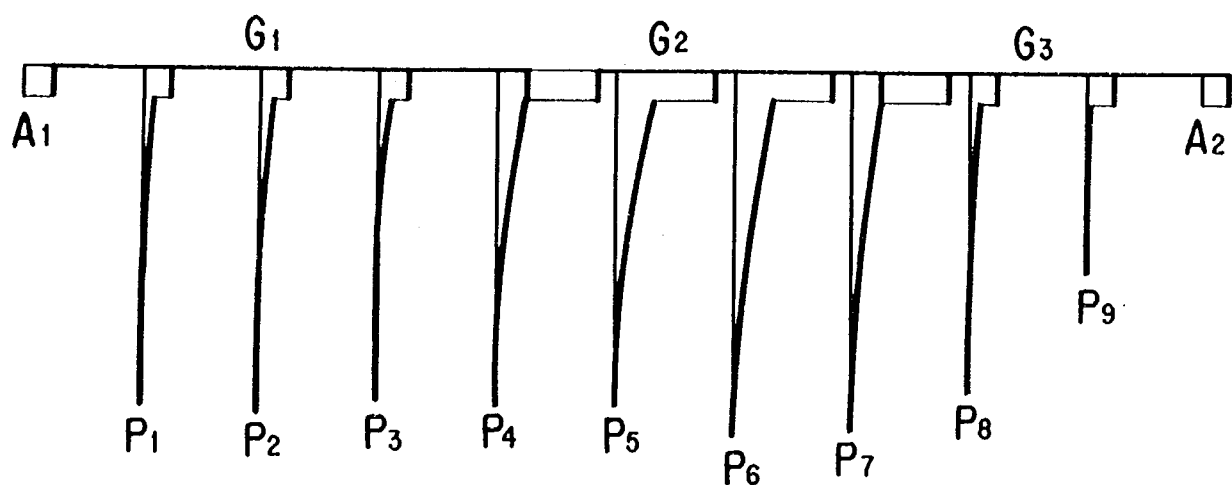


(b) 2次モード (固有周期 0.511秒)

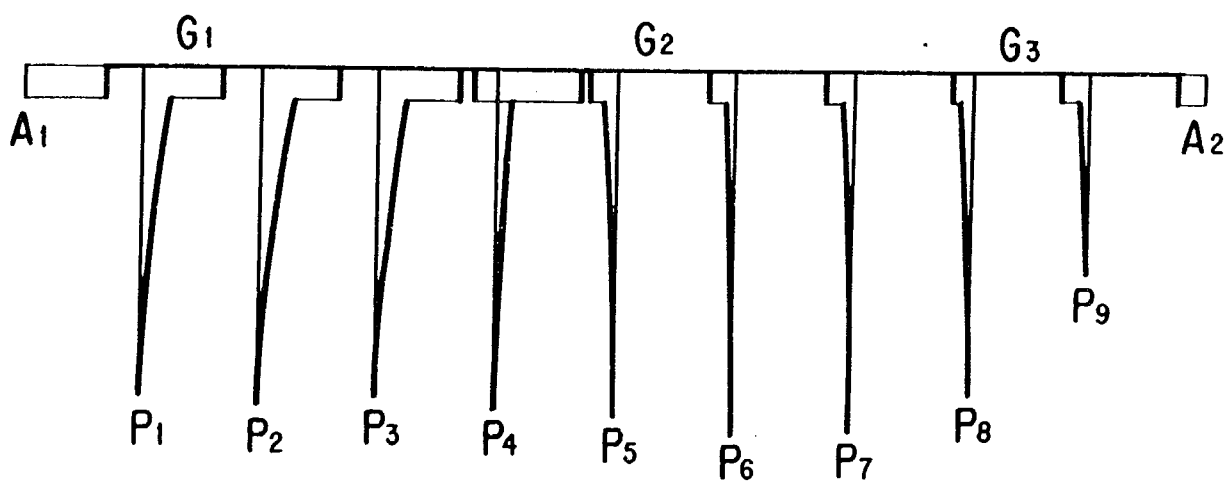


(c) 3次モード (固有周期 0.448秒)

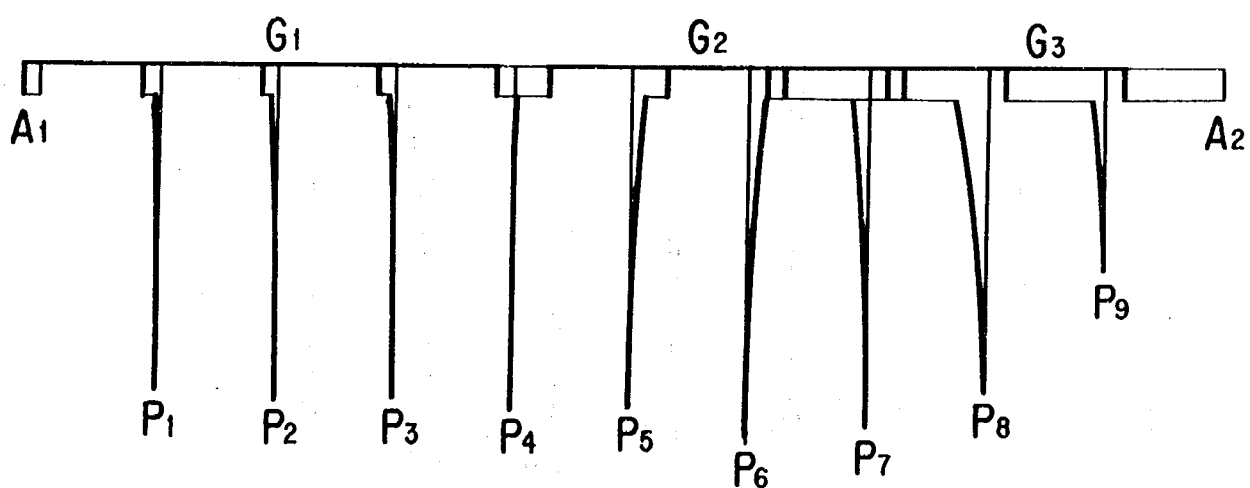
図5-6 LRB (鉛6本, 初期剛性) を用いたケース (ケース4) の振動モード



(a) 1 次モード (固有周期 0.998 秒)

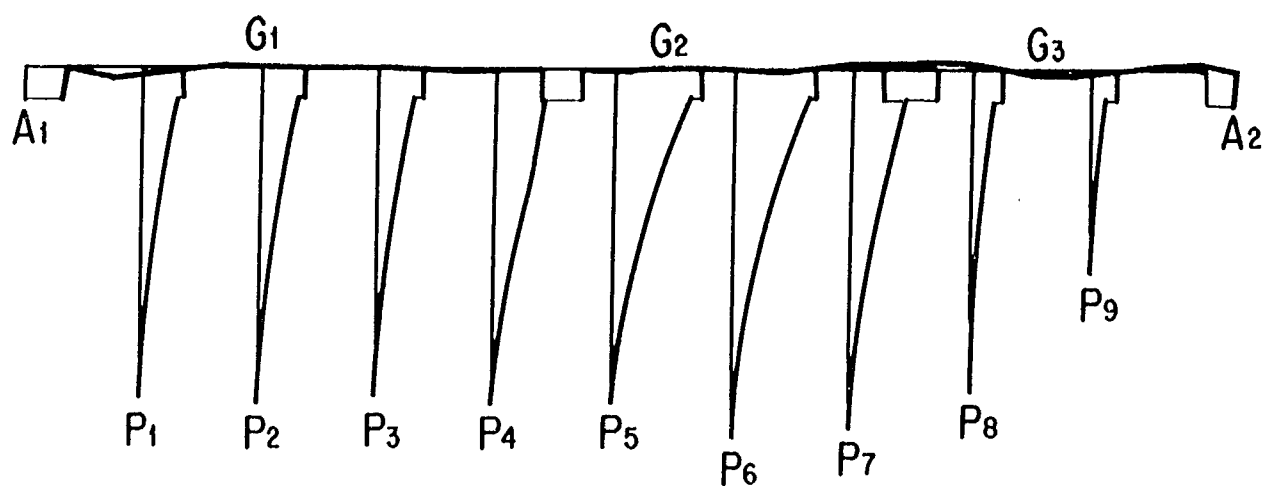


(b) 2 次モード (固有周期 0.929 秒)

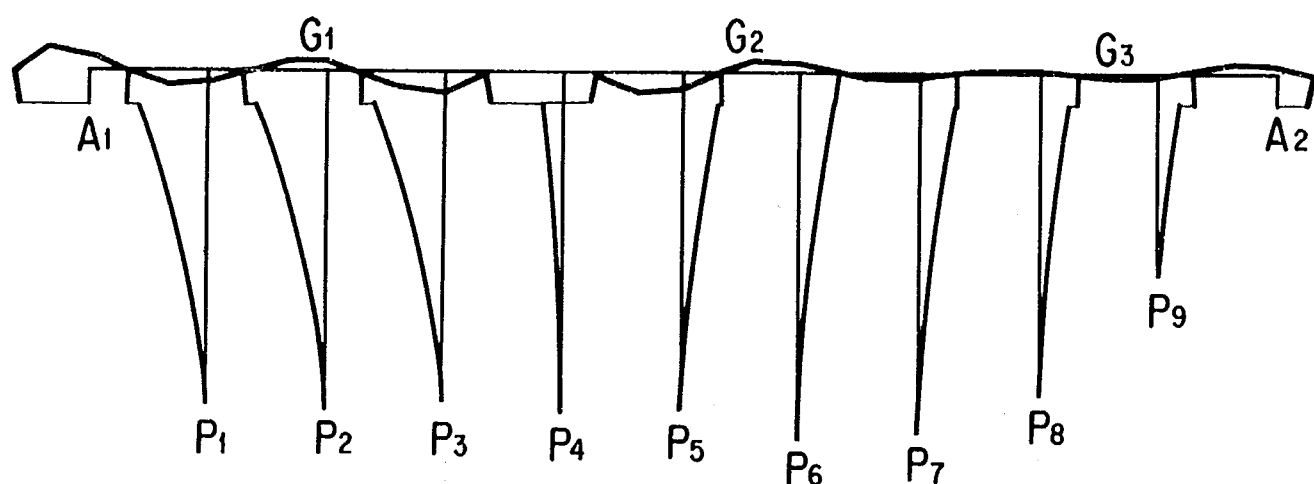


(c) 3 次モード (固有周期 0.898 秒)

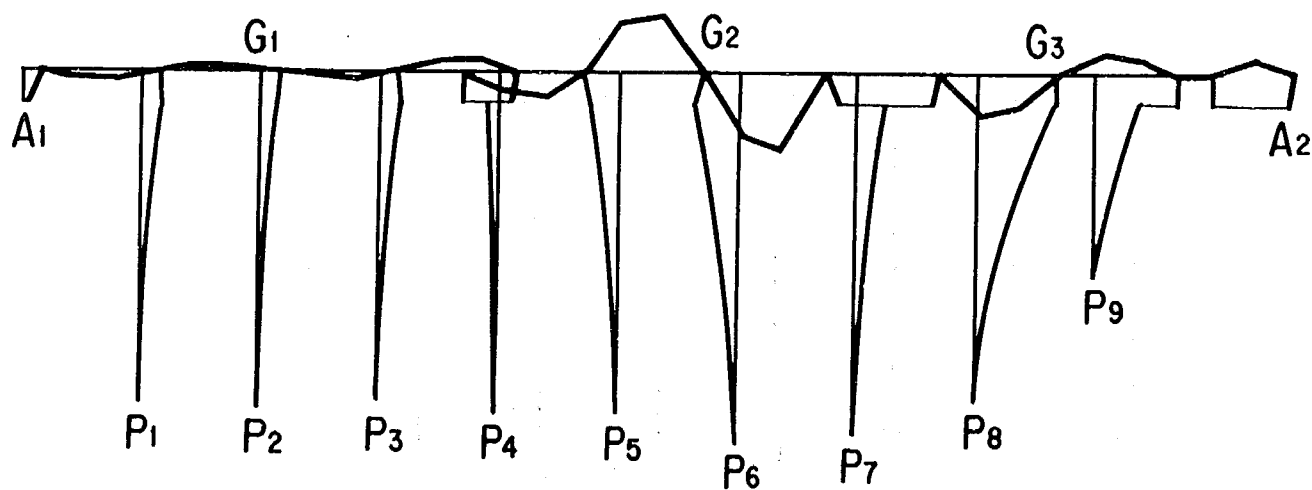
図 5-7 LRB (鉛 6 本, 降伏後の剛性) を用いたケース (ケース 4) の振動モード



(a) 1次モード (固有周期 0.588秒)

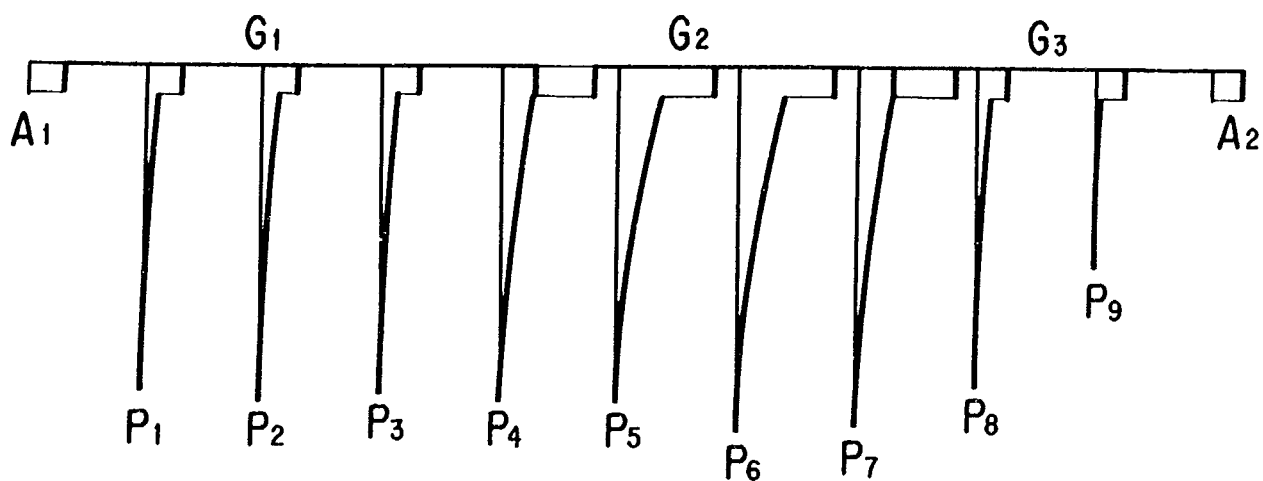


(b) 2次モード (固有周期 0.46秒)

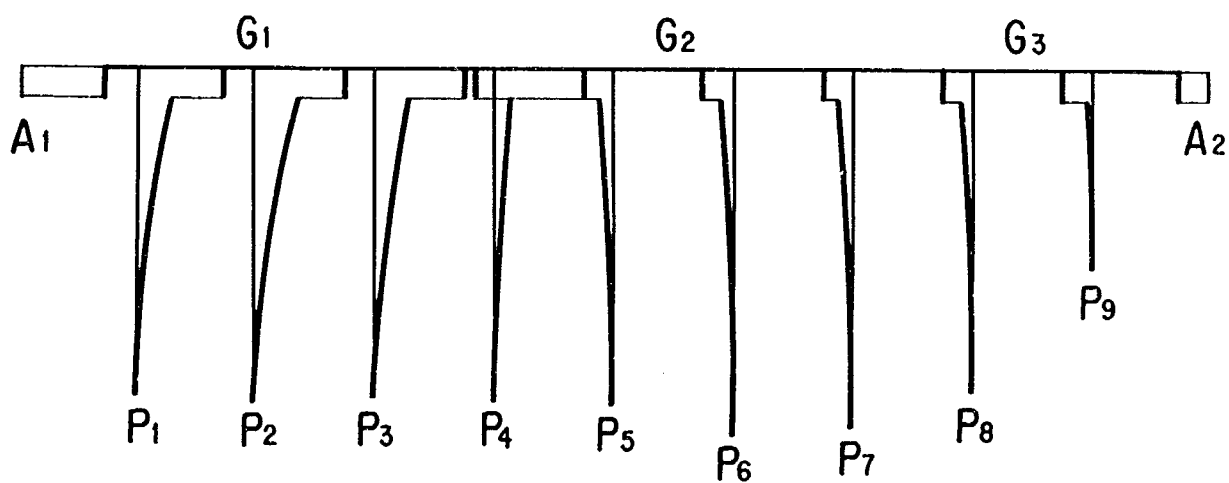


(c) 3次モード (固有周期 0.402秒)

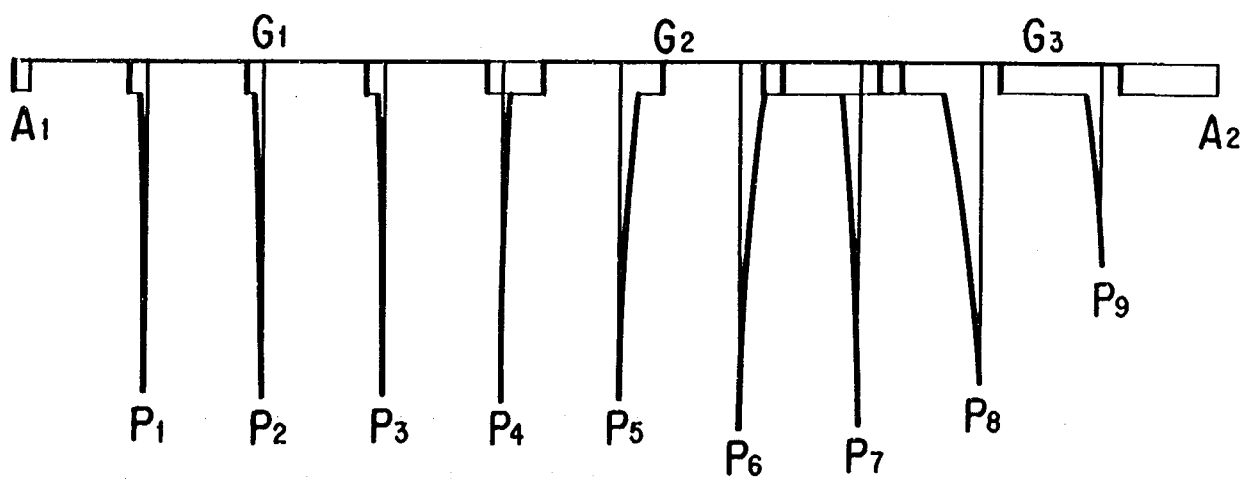
図5-8 LRB (鉛10本, 初期剛性) を用いたケース (ケース5) の振動モード



(a) 1次モード (固有周期 0.909秒)



(b) 2次モード (固有周期 0.83秒)



(c) 3次モード (固有周期 0.79秒)

図5-9 LRB (鉛10本, 降伏後の剛性) を用いたケース (ケース5) の振動モード

6. 結論及び今後の検討事項

6-1 本解析から得られた結論

大阪池田線の橋梁を対象に、ゴム支承を用いた場合の橋軸方向の振動応答特性を橋脚作用力の均等化及び低減の2点を中心にして検討した。ゴム支承としては、リング沓及びエネルギー吸収能のあるLead Rubber Bearingの2種類を想定した。本検討結果をまとめると以下の通りになる。

- 1) リング沓を用いることにより、橋脚天端の支承を固定した場合に比較して、橋脚基部の曲げモーメント、せん断力、及び支承に作用するせん断力をともに低減し、また、均等化することができる。これは、上部構造と下部構造間に相対的に剛性の低いリング沓を設置することにより、上部構造が下部構造とかなり独立に振動できるようになる結果、上記断面力の均等化及び低減がもたらされたと考えられる。しかしながら、一方では、リング沓の剛性が相対的に低いため、橋軸方向の桁の応答変位は大きくなる。
- 2) Lead Rubber Bearingを用いた場合にも、上記1)のリング沓を用いたとほぼ同じように、橋脚天端の支承を固定した場合に比較して、橋脚基部の曲げモーメント、せん断力、支承に作用するせん断力の均等化及び低減を図ることができる。ただし、この場合には橋軸方向の桁の応答変位はリング沓を用いた場合のように大きくならない。
- 3) Lead Rubber Bearingの剛性がリング沓よりも大きいため、全体系の固有周期が短くなり、入力地震動の卓越周期との関係からも応答量が変化する。したがって、Lead Rubber Bearingの持つエネルギー吸収能がどのように本橋の地震応答に効いているかは定量的に明らかにするには至っていない。しかし、一応、リング沓との比較から以下のように考えることができる。すなわち、Lead Rubber Bearingを用いた場合にはリング沓を用いた場合よりも橋全体系の固有周期は短く、このため、本来、橋の応答断面力はリング沓を用いた場合よりも増加してよいはずである。しかしながら、上記2)に示したようにLead Rubber Bearingを用いた場合の最大断面力は、リング沓を用いた場合と同程度となっており、この差がLead Rubber Bearingのエネルギー吸収能によると考えられる。

6-2 今後の検討事項

本解析ではリング沓との比較によってLead Rubber Bearingの効果を検討したが、1.に示したように減衰材としては鉛プラグ以外にも各種の材質、形状のものが提案されている。減衰材として必要な要件としては、安価で、確実なエネルギー吸収能を備え、かつ、長期的な使用に耐えるものである必要があるが、こうした減衰材の開発が進めば、今後、ゴム支承との併用もしくはゴム支承と一体にして耐震面から優れた支承形式になると考えられる。

今後、ゴム支承を用いた橋梁の耐震性を検討する際に考慮しておかなければならない事項を挙げると、以下のようになる。

- 1) 剛性別に支承の機能を分類すると、図6-1のようになる。支承剛性を非常に小さくすると、免震設計の概念に近づき、また、支承剛性を上げていくと、固定支承に近づく。この中で、どの剛性を選定するのがよいか。
- 2) 積極的に免震設計をねらった場合には、固有周期及びエネルギー吸収能に応じてどのように橋脚作用力を低減させるか。

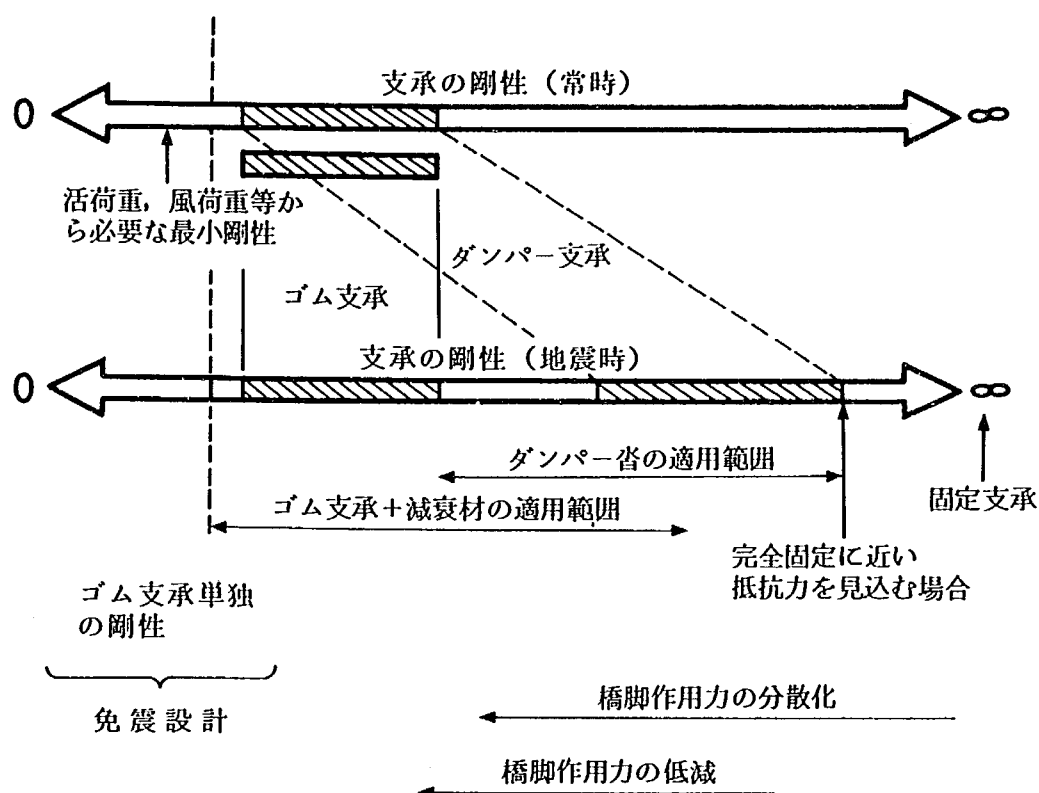


図6-1 剛性別にみた耐震設上、支承に要求さえる機能

参考文献

- 1) Kelly, T.E., Lidsay, R.J. and R.L.Mayes : Seismic Retrofit of Bridges Utilizing Ductile Base Isolation Concepts, Proc. 8th WCEE, San Francisco, CA, 1984
- 2) Mayes, R.L., Jones, L.R., Kelly, T.E. and Button, R.: Base Isolation—An Innovative Rehabilitation Technique for Earthquake, International Bridge Conference, Pittsburg, Pennsylvania, 1985
- 3) Skinner, R.I. : Base Isolated Structures in New Zealand, Proc. 8th WCEE, San Francisco, CA, 1984
- 4) Stierner, S.F. and Chow, F.L.: Curved Plate Energy Absorbers for Earthquake Resistant Structures, Proc. 8th WCEE, San Francisco, CA, 1984
- 5) Petrovski, J. and Zdravkovic, S.: Seismic Isolation and Energy Absorption Supporting Elements for Bridge Structures, Proc. 8th WCEE, San Francisco, CA, 1984
- 6) 福岡悟：粘性せん断型ストッパーを用いた多径間連続桁の設計，橋梁，1980. 2
- 7) 松村駿一郎，福岡悟，水元義久，中田恒和：ダンパーを用いた多径間連続橋の耐震設計，橋梁と基礎，1982. 5
- 8) DESIGN OF LEAD-RUBBER BRIDGE BEARINGS, Office of the Chief Designing Engineer, Civil Engineering Division, Ministry of Works and Development, Wellington, NEW ZEALAND
- 9) R.I.Skinner, R.G.Tyler, A.J.Heine, W.H.Roinson : Hysteretic Dampers for the Protection of Structures from Earthquake, Bullentin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.13, No 1, March 1983
- 10) W.H.Robinson, A.G.Tucker : Test Results for Lead-Rubber Bearings for W.M. Clayton Building, Toe Toe Bridge and Waiotukupuna Bridge, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol.14, No 1, March 1981
- 11) 建設省土木研究所：ゴム支承の動的繰返しせん断特性に関する実験的検討，土木研究所資料2170号，昭和60年3月
- 12) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録（No 2），土木研究所彙報 Vol. 33. 昭和53年10月
- 13) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録（No 3），土木研究所彙報 Vol. 34. 昭和53年10月
- 14) 道路橋支承便覧，日本道路協会，昭和48年4月

謝 辞

本解析は昭和60年度に阪神高速道路公団から「ゴム支承を用いた大阪池田線の耐震性に関する調査」として土木研究所が受託して行ったものであり、阪神高速道路公団の関係各位の御協力を得ました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

ゴム支承を用いた道路橋の
地震応答特性

ISSN 0286-5878
土研資料第2383号
昭和61年5月(1986)

川島一彦 長谷川金二
小山達彦 吉田武史

要 旨

道路橋にゴム支承を用いることにより、地震時に上部構造から下部構造に伝達される地震力を各橋脚で均等化することができるが、同時に、ここにエネルギー吸収能を有する減衰材を用いれば、橋全体の振動応答を低減でき、経済的な耐震設計となし得る可能性がある。そこで、ゴム支承の非線形力学特性を組み入れた上下部構造系の3次元地震応答解析を行い、ゴム支承及びこれに減衰材を併用した場合の地震応答特性を検討した。本報告は、ゴム支承を用いた道路橋の地震応答特性を検討し、その結果をとりまとめたものである。

キーワード：道路橋，ゴム支承，地震応答特性

郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい。

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室

御中

No. 194

No. 194

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 2383 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印