

土 木 研 究 所 資 料

橋梁の地震応答に及ぼす 活荷重の影響に関する研究（その1）

平成6年12月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © (1994) 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 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

橋梁の地震応答に及ぼす 活荷重の影響に関する研究（その1）

企画部地下開発研究官

川島 一彦[＊]

地震防災部耐震研究室

主任研究員 運上 茂樹

向 秀毅

＊）前耐震研究室長

要 旨

本資料は、橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響を明らかにするとともに、今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性を明らかにすることを目的として、首都高速道路公団から平成5年度及び6年度の2カ年の予定で建設省土木研究所に委託された「橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する研究（受託研究）」で平成5年度に実施した研究内容をまとめたものである。

本年度は、活荷重の大きさ及び橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する既往の資料・研究について調査するとともに、活荷重が橋梁の地震応答特性に及ぼす影響を非線形地震応答解析により検討した結果をまとめたものである。

キーワード：道路橋，地震応答特性，耐震設計，活荷重の影響，大型車，渋滞

目 次

概要	1
1. はじめに	3
1. 1 研究目的	3
1. 2 研究方法	4
2. 橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する既往の研究	6
2. 1 基準上の取り扱い	6
2. 2 活荷重のモデル化	11
2. 3 活荷重が地震応答に及ぼす影響	15
3. 活荷重を有する橋梁の非線形地震応答解析	16
3. 1 解析方法	16
3. 2 検討橋梁モデル及び解析条件	19
3. 3 解析結果	35
4. 結論及び今後の検討	54
4. 1 結論	54
4. 2 今後の検討	55
参考文献	56

概 要

現在、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編には、「第3章 耐震設計上考慮すべき荷重および設計条件」において、耐震設計にあたって考慮すべき荷重とその組合せが規定されており、活荷重の取り扱いに関しては、以下のように解説されている。

「耐震設計においては活荷重は考慮する必要はない。これに対して比較的長時間交通車両が滞留する橋では、活荷重を地震の影響と同時に考慮すべきであるとする見解もあったが、考慮すべき活荷重の大きさ、安全率などを規定するには今後の調査研究に待つところが多く、従来慣行に従った。」

特に、首都高速道路を始めとする首都圏の道路橋では、慢性的な渋滞の発生により、常時活荷重が橋梁に載荷されるような場合も少なくなく、このような状態で地震が発生した場合の橋梁の安全性に関して検討することが必要とされている。

本研究は、以上の背景のもとで、橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響を明らかにするとともに、今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性を明らかにすることを目的とするものであり、首都高速道路公団から平成5年度及び6年度の2カ年の予定で受託した研究である。

本年度は、活荷重の大きさ及び橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する既往の資料・研究に関して調査するとともに、活荷重が橋梁の地震応答特性に及ぼす影響を非線形地震応答解析により検討した。本年度の検討結果を要約すると以下の通りである。

- (1) 橋脚天端の水平加速度に関しては、橋脚を線形と仮定した場合には、支間長が長くなるほど活荷重のある場合とない場合の相違が小さくなる。支間長が20mの場合に活荷重の影響が最も大きくなり、活荷重のない場合に比較すると加速度応答は約10%大きくなる。一方、橋脚の非線形性を考慮すると、橋梁の固有周期が0.75秒と1.0秒の場合には、支間長が40m及び60mの場合、活荷重がない場合よりも応答は小さくなるが、固有周期が0.5秒の場合には支間長が長くなるほど活荷重の加速度に対する影響は大きくなる。支間長が60mの場合には、活荷重を考慮することにより最大加速度は約10%大きくなる。
- (2) 橋脚の剛性が線形、非線形によらず、活荷重を考慮することにより水平変位は大きくなる。橋脚が線形の場合には最大で15%、橋脚が非線形の場合には最大で30%大きくなる場合がある。なお、支間長による影響は明確には見られない。
- (3) 橋脚基部の最大曲げモーメントは、活荷重を考慮することによりいずれの場合も大きくなる。その程度は支間長によらずほぼ同程度であり、活荷重を考慮することにより最大で14%大きくなる。橋脚が線形の場合には平均的には8%程度の差であるが、橋脚が非線形の場合には5%程度に小さくなる。支間長が短い方が上部構造重量に占める活荷重の重量の割合が大きいに応答に及ぼす影響は明確には見られない。
- (4) 橋脚の剛性を非線形と仮定した場合について曲率塑性率で見てみた。その結果、活荷重がない場合の曲率塑性率は約2程度と小さく、終局曲率に対する比は0.2~0.5の範囲となっている。活荷重を考慮することによりいずれのケースでも塑性率は大きくなる。支間長が20mの場合には、

曲率塑性率比は固有周期が長くなるほど大きくなる傾向を有する。固有周期が0.5秒及び0.75秒の場合には活荷重を考慮することにより10%程度大きくなるが、固有周期が1.0秒の場合にはその差は25%に大きくなる。一方、支間長が20m及び40mの場合には、曲率塑性率比は固有周期が長くなるほど小さくなる傾向を有し、固有周期が0.5秒の場合には、活荷重を考慮することにより曲率塑性率比は20%大きくなるが、固有周期が1.0秒の場合にはその差は5%程度に小さくなる。

- (5) 耐震設計上重要な橋脚基部の曲げモーメントで見ると、活荷重を考慮することにより、橋脚を線形とした場合には最大で14%、また、橋脚に非線形特性を考慮した場合には最大で8%大きくなる。今回考慮した活荷重は最も厳しい条件と考えられるものであるが、その影響は10%程度と小さいといえてよい。また、橋脚の非線形性を考慮することにより活荷重の影響は一般に小さくなる。また、本解析で検討対象とした橋脚モデルの曲率塑性率比は2程度と小さく、活荷重を考慮した場合でもまだ余剰耐力を有しているといえる。

1. はじめに

1. 1 研究目的

現在、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編には、「第3章 耐震設計上考慮すべき荷重および設計条件」において、耐震設計にあたって考慮すべき荷重とその組合せが規定されており、活荷重の取り扱いに関しては、以下のように解説されている。

「耐震設計においては活荷重は考慮する必要はない。これに対して比較的長時間交通車両が滞留する橋では、活荷重を地震の影響と同時に考慮すべきであるとする見解もあったが、考慮すべき活荷重の大きさ、安全率などを規定するには今後の調査研究に待つところが多く、従来からの刊行に従った。」

しかしながら、特に首都高速道路を始めとする首都圏の道路橋では、慢性的な渋滞の発生により、常時活荷重が橋梁に載荷されるような場合も少なくなく、このような状態で地震が発生した場合の橋梁の安全性に関して検討することが必要とされている。

本研究は、以上の背景のもとで、橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響を明らかにし、今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性を明らかにすることを目的とするものであり、首都高速道路公団から平成5年度及び6年度の2カ年の予定で受託した研究である。

1. 2 研究方法

現在の橋梁の耐震設計においては活荷重の影響を考慮しておらず、今後の橋梁の耐震設計において活荷重の影響を考慮する必要があるのか、必要があるとすればどの路線（渋滞頻発区間等）、考慮する活荷重の大きさ及びその載荷方法、載荷活荷重の力学モデルの設定法等を明らかにする必要がある。

活荷重は、時間的、空間的に変動するものであり、現状では確定的に定めることは難しく、本来は確率的にその大きさ及び量を定める必要がある。図-1. 1は、現行の設計体系の枠組の中で活荷重を考慮する場合に検討が必要とされる項目を示したものである。

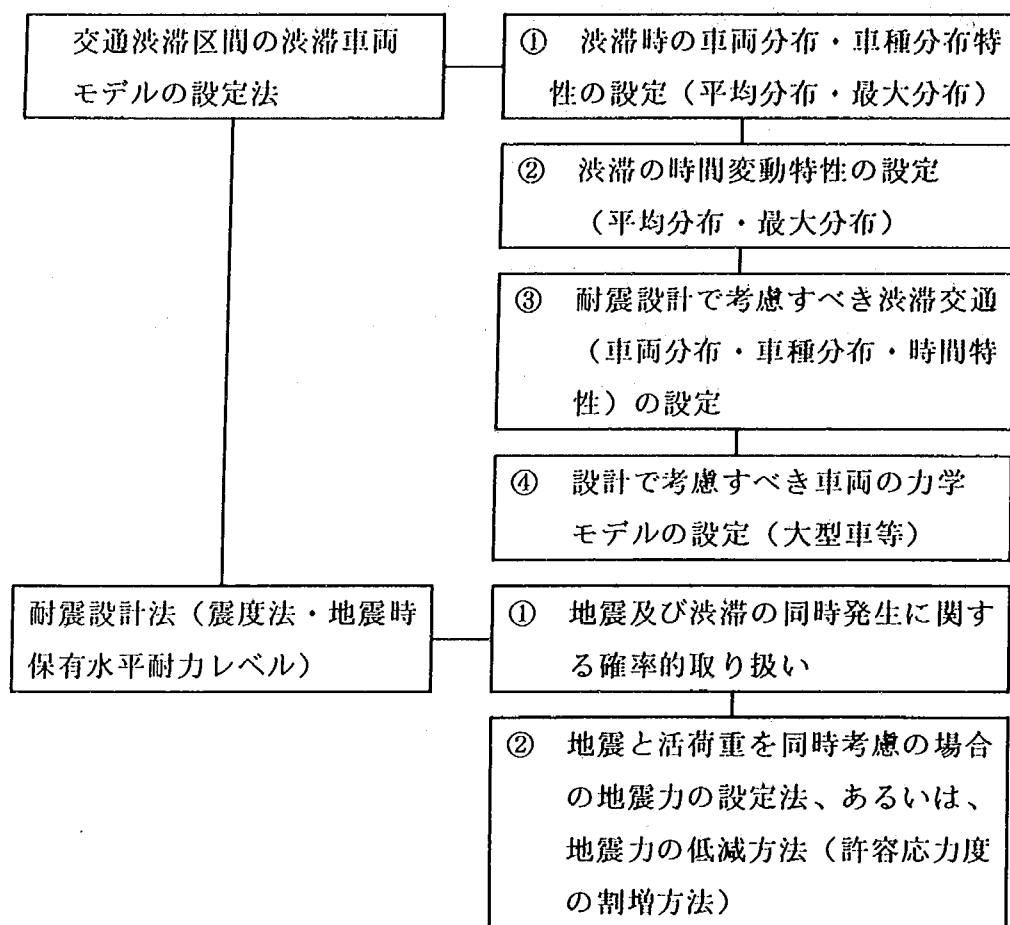


図-1. 1 活荷重の設定検討フロー

図-1. 1に示したように、本来であれば実交通状況に応じて設計で考慮すべき活荷重を設定し、これに応じて耐震計算及び安全性照査を行う必要があるが、実際には活荷重は地域特性、路線特性等に応じて大きく変動し、これを確定的に定めるのには現段階ではかなり困難である。

このため、本研究では、今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性を明らかにするために、表-1. 1に示すように研究を進めることとした。研究項目は、①活荷重の滞留状況に関する検討、②活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響の検討、③橋梁の耐震設計における活荷重の取り

扱いの方向性に関する検討、とした。

活荷重の滞留状況に関する調査では、地震時に考慮すべき活荷重としてどの程度の大きさを考慮すべきかを明らかにするために資料調査を中心とし、特に車両の積載方法として、車両間隔及び橋梁の地震応答に影響が大きい大型車の積載方法に関して検討した。

活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響の検討では、大型車を回転を有する1自由度系にモデル化し、これを渋滞時に相当する量を橋梁に積載させて非線形地震応答解析を行った。これは、活荷重積載時には、ある条件では橋梁の地震応答を大きくする影響のあることが既往の研究で明らかになっており、これをそのまま設計に取り入れた場合には現状よりもより断面等を大きくしなければならない。しかしながら、震度法レベルの地震力に対して、許容応力度を超過しても、関東地震クラスの大地震時にその影響がないのであれば、最終的には橋梁の安全性は確保され、活荷重を考慮する必要はないと考えられる。このため、大地震時の橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響を明らかにすることとした。以上の検討結果を踏まえた上で、橋梁の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性に関して検討し、活荷重を考慮する必要性の有無、考慮する場合の活荷重の大きさ、及び活荷重を考慮する場合の安全率の設定法に関して検討することとした。

表－1.1 活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響に関する研究の進め方

研究項目	平成5年度	平成6年度
1. 活荷重の滞留状況に関する検討	①活荷重の滞留状況に関する調査 ②渋滞時の車両間隔、大型車の連行状況に関する調査 ③地震時に考慮すべき活荷重に関する検討	
2. 活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響の検討	・関東地震クラスの大規模地震時に橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する検討（簡易車両モデルを用いた場合）	・大規模地震時に橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する検討（高精度車両モデルを用いた場合・各種構造条件の影響）
3. 橋梁の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性に関する検討		①活荷重の影響の有無及びその程度の検討 ②考慮すべき活荷重の大きさ及び載荷方法の検討 ③安全率の設定法の検討

2. 橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する既往の研究

2.1 基準上の取り扱い

橋梁の耐震設計における活荷重の考慮の有無及びその大きさに関する規定に関して、前述の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾、国鉄構造物設計標準^{2)~4)}、カリフォルニア州交通局橋梁設計指針⁵⁾を調査した。これらには、橋梁の耐震設計における活荷重の取り扱いに関して以下のように規定されている。

(1) 道路橋示方書

「耐震設計においては活荷重は考慮する必要はない。これに対して比較的長時間交通車両が滞留する橋では、活荷重を地震の影響と同時に考慮すべきであるとする見解もあったが、考慮すべき活荷重の大きさ、安全率などを規定するには今後の調査研究に待つところが多く、従来慣行に従った。」とされている。

したがって、活荷重と地震の影響の組み合わせは考慮しない。ただし、考慮すべき荷重及びその影響については今後の調査研究によるものとしている。

(2) 国鉄構造物設計標準

国鉄建造物標準設計では、基礎の設計において考慮する荷重状態として、常時、一時、地震時、建設時の4状態を考慮するものとされており、各荷重状態における荷重及び荷重の組み合わせは、表-2.1に示す通りとなっている。

表-2.1 各荷重状態に考慮すべき荷重の標準²⁾

荷 重	荷 重 状 態	常 時	一 時	地 震 時	
				死荷重	列車載荷
常 時 荷 重	死 荷 重	○	○	○	○
	常 荷 重	○	○	○	○
	静水圧、浮力(平水位)	○	○	○	○
	常時土圧	○	○	○	○
	地震の側方の移動による荷重	○	○	○	○
	地震沈下による荷重	○			
一 時 荷 重	活 荷 重		○		○
	衝 撃		○		○
	遠心荷重		○		○
	車両慣性荷重		○		○
	制動荷重または始動荷重		○		○
	風 荷 重		○		○
	浪水圧等(高水位)		○		○
	静水圧、浮力(高水位)		○		○
	静水圧、浮力(低水位)		○		○
	波 力		○		○
地 震 荷 重	活荷重による土圧		○		○
	衝突荷重		○		○
	地震時慣性力(死荷重)			○	○
	" (常荷重)			○	○
	" (活荷重)			○	○
	地震時動水圧			○	○
地 震 時 土 圧	地震時土圧			○	○
	地震時の地盤変位による荷重			○	○

注1) ここに示した荷重の組合せは一例であり、設計条件に応じて適切に荷重を組合せる必要がある。なお、荷重の大きさ自体を、組合せによって変化させる必要のあるものがある。

注2) 建設時には、荷重の性状を勘案して適宜組合せる。

地震時状態において列車荷重を考慮する場合については以下のように規定されている

1) 地震の影響を検算する場合に考慮する列車荷重は次による。

在来線：図-2.1に規定する列車荷重の等分布荷重

新幹線：図-2.2に示す標準活荷重

上記のようにしたのは、設計で考慮する大きな地震（震度法レベル）が発生することはきわめてまれであり、そのときにちょうどKS荷重の機関車の部分のような大きい荷重や定員外乗車を考慮して定められた列車荷重が構造物の上を通過する可能性は非常に小さく、ここで規定する程度の荷重として十分安全であると考えられるとされている。なお、地震力の作用位置は列車荷重の重心とされている。

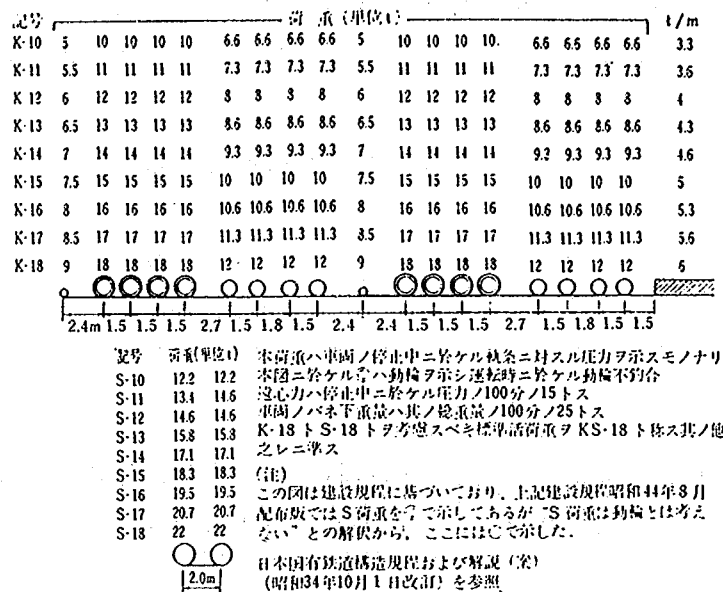


図-2.1 標準活荷重(軸重を示す)³⁾

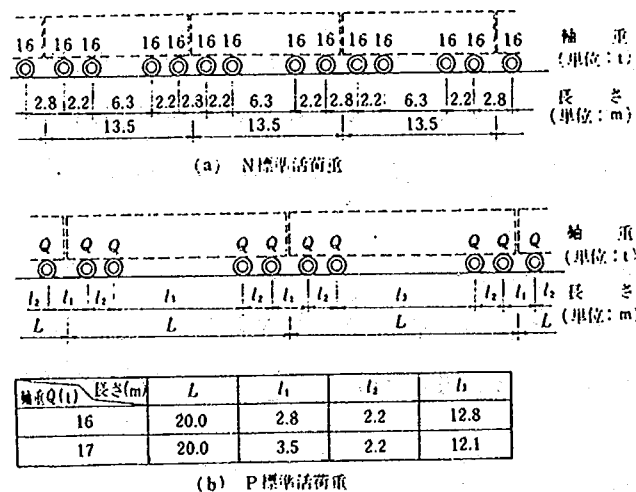


図-2.2 新幹線の標準活荷重³⁾

2) 複線橋の場合、原則として単線載荷の状態を考慮するものとする。

複線橋の場合、確率的にいて複線載荷と地震の競合を考えるには及ばず、単線分考えれば十分安全であるとされている。ただし、高架駅構造などで列車が複線に滞留する確率の高いものでは複線載荷を考慮した方がよい場合もある。この場合、1線あたりの列車荷重の大きさは前記の等分布荷重よりも小さく選んでよいと考えられる、とされている。

3線以上を支える桁では適宜列車荷重を載荷する線数と荷重の大きさを選ぶのがよい、とされている。

3) 列車荷重による衝撃は加算しない。

短時間の地震と衝撃が競合する確率は非常に低いことや、列車荷重を平均より比較的大きくとしていることなどの理由で、主荷重のうち衝撃は省略することとされている。

4) 主荷重+地震の影響の場合の許容応力度の割り増しは1.5と規定されているが、これに列車荷重を考慮する場合には、さらに許容応力度を大きくして、表-2.2のように定めている。

表-2.2 列車荷重載荷時における許容応力度²⁾

種別 荷重状態	コンクリート		鉄筋	鋼材
	許容曲げ圧縮応力度	許容せん断応力度	許容引張応力度	許容引張(圧縮)応力度
列車載荷地震時 応答変位法	$0.8 \sigma_c$	$1.2 \tau_c$	降伏点応力度	降伏点応力度

したがって、列車載荷地震時には、設計上の材料の強度を最大限許容してよいこととなっており、コンクリートに関しては5割程度、鉄筋に関しては1割程度大きな値となっている。

(3) カリフォルニア州交通局橋梁設計基準

カリフォルニア州交通局の橋梁設計基準によれば、荷重の組み合わせは、サービス荷重設計 (Service Load Design) と荷重ファクター設計 (Load factor Design) に2つの設計方法において次式で表される。

$$\begin{aligned} \text{Group (N)} = & \gamma [\beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C C F + \beta_E E + \beta_B B \\ & + \beta_S S F + \beta_W W + \beta_{PS} P S + \beta_{WL} W L + \beta_L L F \\ & + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} E Q + \beta_{ICE} I C E] \end{aligned}$$

ここで、

- N : グループナンバー
- γ : 荷重ファクター (表-2.3 参照)
- β : 係数 (表-2.4 参照)
- D : 死荷重
- L : 活荷重
- I : 活荷重衝撃

E : 土圧
B : 浮力
W : 風力
WL : 活荷重への風力 (100 ポンド / 1 フィート)
LF : 活荷重による軸方向力
CF : 遠心力
R : リブの短縮
S : 収縮
T : 温度
EQ : 地震
SF : 流水圧
ICE : 氷圧
PS : プレストレス

したがって、活荷重と地震の影響の組み合わせは考慮しない。

表-2.3 荷重ファクター設計におけるファクター⁵⁾

Group	Gamma Factor	Beta Factors													
		D	(L+I)H	(L+I)P	CF	E	B	SF	W	WL	LF	PS	R+S+T	EQ	ICE
I _H	1.30	β_D	1.67	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0.77	0	0	0
I _{PC}	1.30	β_D	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0.77	0	0	0
I _{FW}	1.30	β_D	1	1.15	1	β_E	1	1	0	0	0	0.77	0	0	0
I _{FD}	1.30	β_D	1	1.25	1	β_E	1	1	0	0	0	0.77	0	0	0
II	1.30	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0.77	0	0	0
III	1.30	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0.77	0	0	0
IV	1.30	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0.77	1	0	0
V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0.80	1	0	0
VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0.80	1	0	0
VII	1.00	1	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	1.00	0	1	0
VIII	1.30	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0.77	0	0	1
IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0.83	0	0	1
X*	1.30	β_D	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0.67	0	0	0

表-2.5 サービス荷重設計のためのファクター⁵⁾

Group	Gamma Factor	Beta Factors												
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	P _s	R+S+T	ICE	%
I	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	100
II	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	125
III	1.0	1	1	1	1	1	1	0.3	1	1	1	0	0	125
IV	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	1	0	125
V	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	1	0	140
VI	1.0	1	1	1	1	1	1	0.3	1	1	1	1	0	140
VIII	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	1	150

2.2 活荷重のモデル化

(1) 車両モデル

阪神高速道路公団では、活荷重の影響に関する検討を行っており、いくつかの車両モデルの提案を行っている^{7)~16)}。

図-2.3は、大型車両の中でも一般貨物用として多く使用されている大型3軸トラックのローリング振動モデルを示したものである。モデル化に際しては、タイヤのばね定数はサスペンションのばね定数に比べて数倍大きいため、これを無視したサスペンションのみによる1自由度振動モデルである。図-2.4は、実車両の振動実験をもとに構築した5自由度系車両モデルを示したものである。大型車の固有振動特性は積載率に影響を受け、実車両の振動実験によれば、図-2.5に示す通りとなる。

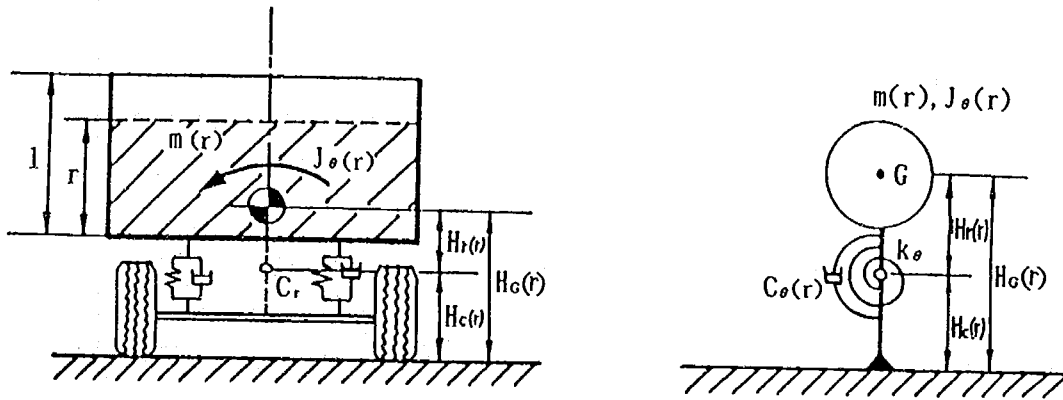


図-2.3 車両の1自由度モデル

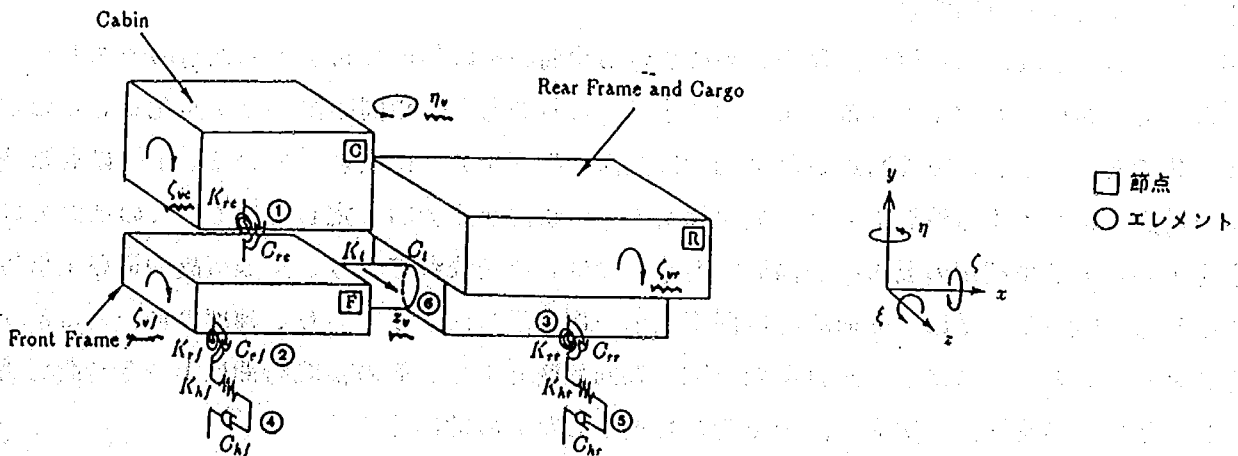


図-2.4 5自由度系車両モデル

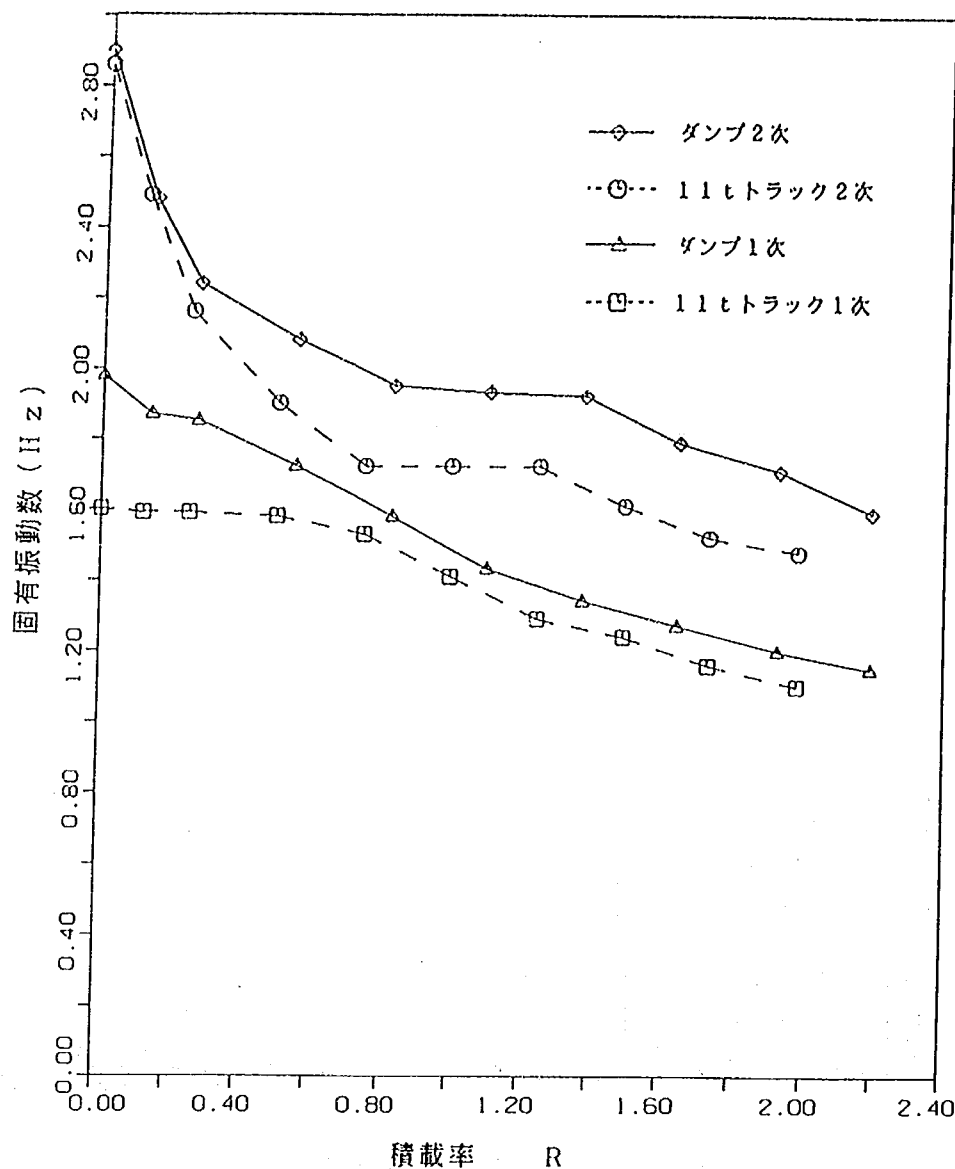


図-2.5 大型車の固有振動特性

(2) 低速走行時の車間距離

図-2.6は、阪神高速道路大阪守口線における車間距離の頻度分布を示したものである¹⁶⁾。車間距離の頻度分布は、対数正規分布によく適合する。これをもとに車間距離のモデル化をしたのが、表-2.6である。なお、阪神高速道路公団では渋滞の種類を2つに大別している。1つは通常渋滞で朝夕の通勤時に発生する渋滞であり、発生場所や渋滞状況が比較的一定している。この渋滞では、乗用車を中心とする小型車の混入率が高い。もう1つは、突発渋滞であり、交通事故や道路工事等によって生じる。図-2.7は、交通流の時間変化の一例を示したものであり、速度の低いところが交通渋滞を表している。これは、1か月あたり50~70回程度発生し、その継続時間は1~3時間である。表-2.7は、通常渋滞と突発渋滞のモデル化を示したものである。

図-2.8及び表-2.8は、低速走行時の車両の車間距離を調査した結果を示したものである¹⁷⁾。図-2.8は、国道1号線品川区北馬込2丁目交差点におけるデータであり、表-2.8は首都高速

9号線上り塩浜付近におけるビデオ観測データから求められたものである。これによれば、0～5 kmと低速走行時の平均車間距離は、2～3 m程度となる。

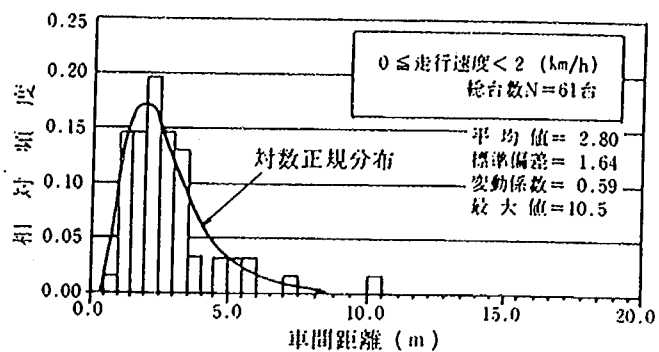


図-2.6 車間距離の頻度分布(大阪守口線)

表-2.6 車間距離のモデル化

単位 (m)

		分布形	車 間 距 離					
			大 阪 堺 線		大 阪 守 口 線		2 地 点 の 総 計	
			μ	σ	μ	σ	μ	σ
走 行 速 度 V (km/h)	$0 \leq V < 2$	LOG	2.51	1.30	2.86	1.59	2.71	1.49
	$2 \leq V < 4$	LOG	3.32	1.62	3.97	2.11	3.66	1.92
	$4 \leq V < 6$	LOG	3.67	1.99	4.68	2.36	4.44	2.32
	$6 \leq V < 10$	LOG	5.17	2.42	6.07	3.01	5.80	2.69
	$10 \leq V < 30$	LOG	6.73	3.43	8.88	3.99	8.05	3.93

注) LOG : 対数正規分布 μ : 分布の平均値 σ : 分布の標準偏差

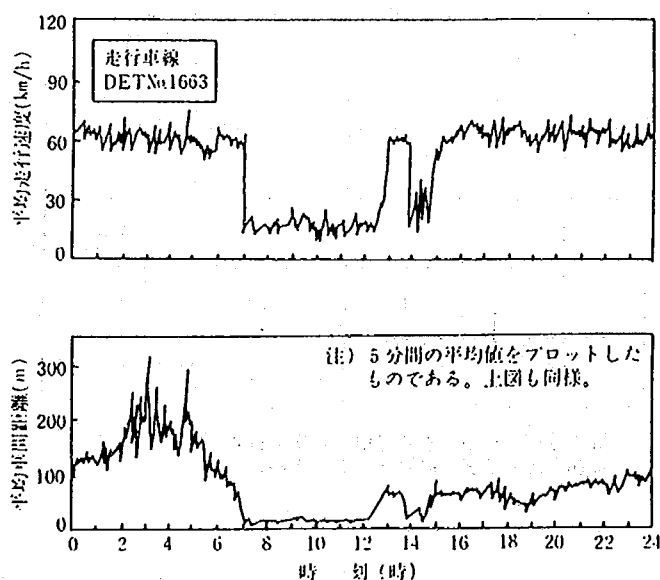


図-2.7 交通流の時間変化(交通管制5分刻みデータ)

表-2.7 渋滞のモデル化

	渋滞発生頻度		1回の渋滞長さ (km)	平均走行速度 (km/h)	車間距離 (m)		大型車混入率** (%)
	回/月	回/年			μ	σ	
通常渋滞	30, 50, 70	—	50.0*	10~30	8.05	3.93	20.0
突発渋滞	—	50	1.0	0~2	2.71	1.49	60.0

*1) 全供用延長131.4kmについて

*2) 大型車類とトレーラー類

注) μ : 車間距離の平均値 σ : 車間距離の標準偏差

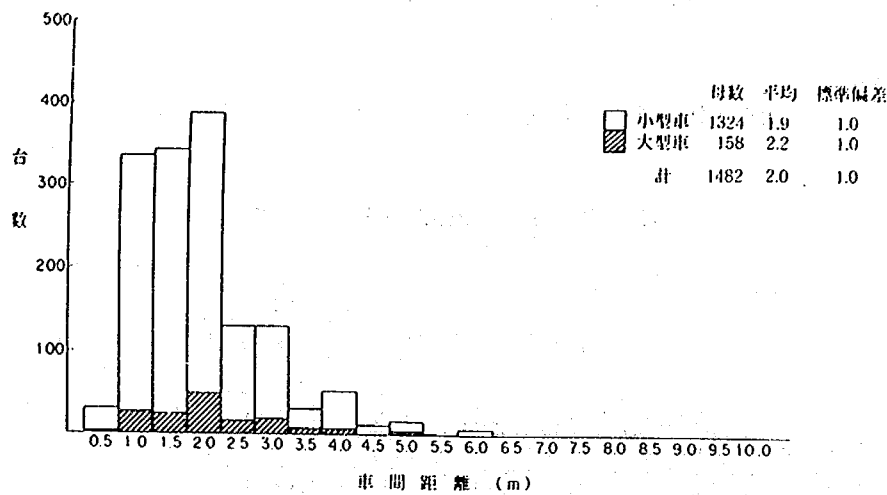


図-2.8 信号停止時における車間距離分布

表-2.8 低速走行時の車間距離

走行速度 (km/h)	母 数	平均値 (m)	標準偏差 (m)
0~5	705	2.8	1.7
5~10	2665	4.3	1.9
10~15	2171	5.4	1.8
15~20	2368	6.2	1.8
0~20	7909	4.9	2.1

調査地点：首都高速9号線上り塩浜付近
首都公団のビデオ観測データによる。

2.3 活荷重が地震応答に及ぼす影響

(1) 阪神高速道路公団による研究^{7) - 14)}

阪神高速道路公団では、活荷重の影響に関して多くの研究を実施しており、活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響は以下のようにまとめられている。

① 橋梁と交通車両の連成振動を実橋を用いた振動実験により調査した結果、荷重を満載した大型車両には、橋梁の地震荷重を増加させる質量効果と減少させる動的制震効果がある。その効果は、大型車両と橋梁の各々の振動特性の組み合わせにより異なるが、荷重を満載した大型車両の振動特性は、車種による差は比較的少なく、橋梁に及ぼす影響は、最終的には橋梁の固有周期によりほぼ規定できる。また、加振方向に関しては、橋軸方向入力に関しては橋軸直角方向入力に比較してその影響が小さい。これは、橋軸方向入力の場合には、車両にすべりが生じるためである。

② 実橋振動実験結果より車両の5自由度モデルを構築し、各種パラメータを変えて地震応答解析を行った。その結果、車両の載荷方法によらず、橋梁全体の固有周期が車両の1次固有振動周期に相当する0.7秒前後を境として、長周期側では加振方向に、短周期側では制震方向に影響する。

③ 阪神高速道路における実態交通荷重の特性値から、渋滞時の交通荷重列のシミュレーションを行い、この荷重列による地震時の橋梁系の振動特性に与える影響について地震応答解析を行った。この結果、橋梁単独の場合に比較して、渋滞状況の程度と入力地震動の特性により加振側にも制震側にも働くが、応答値の増減は、ケース毎の最大値では、20%という値も見られたが、中央値に着目すれば高々10%程度以内に収まっている。

④ 設計地震力を越える地震時保有水平耐力レベルの地震力に対し、橋脚の弾塑性履歴特性を加味して、車両と橋梁による連成振動について弾塑性地震応答解析を行った。その結果、橋脚基部の曲げモーメントで比較すると、入力加速度が増加し、塑性率が1.0を越える領域では車両の影響は0に収束する。

(2) 首都高速道路公団による検討⁶⁾

首都高速道路公団では、地震時の活荷重の影響を検討するために、橋梁～車両系の2質点モデルを用いたパラメータ解析を行っている。考慮されたパラメータは、橋梁重量、橋梁バネ、車両重量、車両バネであり、周波数応答解析、地震応答解析を行っている。

これによれば、活荷重の構造物に与える影響は、活荷重を考慮しない場合に比較して、最大で1.01倍程度であり、活荷重の影響を地震時に考慮する必要はないとされている。

3. 活荷重を有する橋梁の非線形地震応答解析

3.1 解析方法

(1) 運動方程式

本解析では、活荷重を載荷した橋梁を3次元骨組構造にモデル化し、地震動を受ける場合の非線形応答解析を行った。骨組構造を有する橋梁が地震動を受ける場合の運動方程式は、増分系で表わすと次式ようになる。

$$\underline{M} \cdot \underline{\Delta \ddot{x}} + \underline{C} \cdot \underline{\Delta \dot{x}} + \underline{K(t)} \cdot \underline{\Delta x} = -\underline{M} \cdot \underline{\Delta \ddot{z}_B} \quad (3.1)$$

ここで、

$\underline{M}$: 質量マトリックス

$\underline{C}$: 減衰マトリックス、ただし、ここでは、解析プログラムの制約から次式によるレイレイ型の減衰マトリックスを用いることとした。

$$\underline{C} = \alpha \underline{M} + \beta \underline{K(t=0)} \quad (3.2)$$

α 及び β は入力定数

$\underline{K(t)}$: 剛性マトリックス (T:時刻)

$\underline{\Delta x}$: 応答変位増分ベクトル

$\underline{\Delta z_B}$: 入力地震動変位ベクトル

式(3.1)の解法として、ニューマークの β 法を適用した。なお、本解析では、 $\beta = 1/4$ (加速度一定法)とした。

$$\underline{\Delta x} = \underline{x_{n+1}} - \underline{x_n} = \underline{\dot{x}_n} \cdot \Delta t + \underline{\ddot{x}_n} \cdot (\Delta t)^2 / 2 + \underline{\Delta \ddot{x}} \cdot \beta \cdot (\Delta t)^2 \quad (3.3)$$

$$\underline{\Delta \dot{x}} = \underline{\dot{x}_{n+1}} - \underline{\dot{x}_n} = \underline{\ddot{x}_n} \cdot \Delta t + \underline{\Delta \ddot{x}} \cdot \Delta t / 2 \quad (3.4)$$

$$\underline{\Delta \ddot{x}} = \underline{\ddot{x}_{n+1}} - \underline{\ddot{x}_n} \quad (3.5)$$

式(3.5)より加速度の増分は、次のように求められる。

$$\underline{\Delta \ddot{x}} = -\underline{\ddot{x}_n} / 2\beta - \underline{\dot{x}_n} / \beta \Delta t + \underline{\Delta \ddot{x}} / \beta (\Delta t)^2 \quad (3.6)$$

式(3.6)を式(3.4)に代入すると次式が得られる。

$$\underline{\Delta \dot{x}} = (1 - 1/4\beta) \Delta t \cdot \underline{\ddot{x}_n} - \underline{\dot{x}_n} / 2\beta + \underline{\Delta \ddot{x}} / 2\beta \cdot \Delta t \quad (3.7)$$

式(3.6)及び(3.7)を式(3.1)に代入すると次式を得る。

$$\underline{K} \cdot \underline{\Delta x} = \underline{P} \quad (3.8)$$

ただし、

$$\underline{K} = \underline{M} / \{\beta (\Delta t)^2\} + \underline{C} / \{2\beta \cdot \Delta t\} + \underline{K(t)} \quad (3.9)$$

$$\begin{aligned} \underline{P} = & [\underline{\ddot{x}_n} / 2\beta + \underline{\dot{x}_n} / (\beta \cdot \Delta t) - \underline{\Delta \ddot{z}_B}] \underline{M} \\ & + [(1/4\beta - 1) \Delta t \cdot \underline{\ddot{x}_n} + \underline{\dot{x}_n} / 2\beta] \underline{C} \end{aligned} \quad (3.10)$$

式(3.8)を解くことにより、応答変位増分 Δx を求めることができる。ただし、時間積分 Δt 後においてばね $K(t)$ が変化した場合、構造系には不平衡力 ΔF_r が生じる。よって、時間増分内における力の釣り合いを保つために、ニュートン・ラプソン法により、この不平衡力を外力として作用させ、同様の計算を行い誤差を消去する。繰返し計算後に Δx が求まると、時間間隔 Δt の終わりにおける応答は以下になる。

$$\underline{x}_{n+1} = \underline{x}_n + \Delta x \quad (3.11)$$

$$\begin{aligned} \dot{\underline{x}}_{n+1} &= \dot{\underline{x}}_n + \Delta \dot{\underline{x}} \\ &= (1 - 1/4\beta) \Delta t \cdot \ddot{\underline{x}}_n + (1 - 1/2\beta) \dot{\underline{x}}_n + \Delta x / 2\beta \cdot \Delta t \end{aligned} \quad (3.12)$$

$$\begin{aligned} \ddot{\underline{x}}_{n+1} &= \ddot{\underline{x}}_n + \Delta \ddot{\underline{x}} \\ &= (1 - 1/2\beta) \ddot{\underline{x}}_n - \dot{\underline{x}}_n / \beta \Delta t + \Delta x / \beta (\Delta t)^2 \end{aligned} \quad (3.13)$$

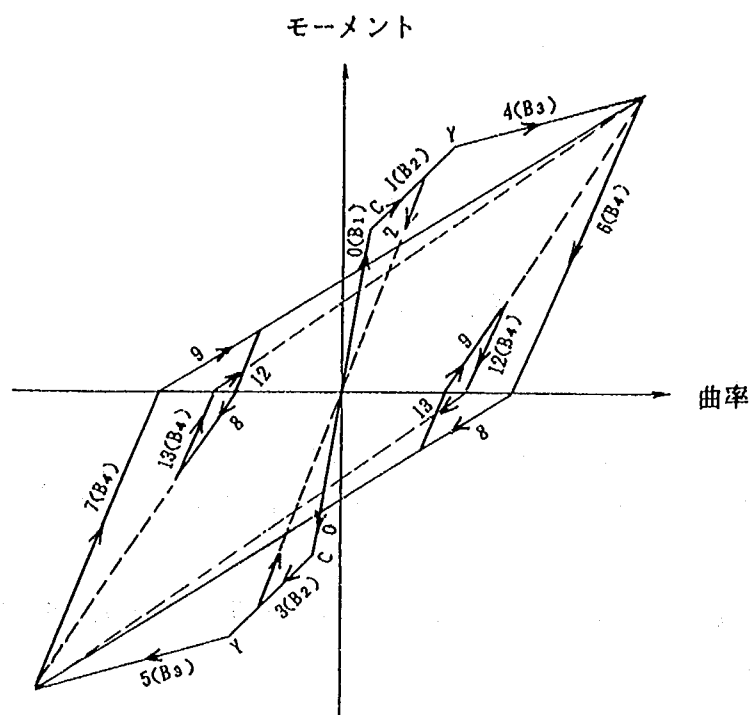
このようにして求められた応答変位、速度、加速度を次のステップにおける初期条件として与えて時々刻々応答を求めていく。

本検討では、以上の解析手法に基づいて作成した土木研究所耐震研究室所有の非線形地震応答解析プログラム「NONBRIDGE」を用いた。

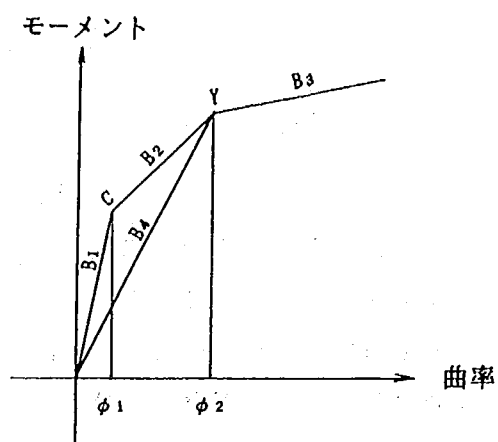
(2) 橋脚の非線形モデル

橋脚の非線形特性を考慮するために、橋脚をモデル化する梁要素の回転成分には剛性低下型の武藤型のトリリニアモデルを用いた。武藤型トリリニアモデルの履歴特性は、図-3.1に示すとおりであり、以下のような復元力特性を仮定する。

- ① 履歴は、ひびわれ点(C点)及び降伏点(Y点)で折れ曲がるトリリニアの包絡線に基づく。
- ② ひびわれ点に達するまでは弾性とする。
- ③ ひびわれ点に達した後は、包絡線の第2勾配に沿って増加するが、降伏点に至らずに逆方向に移動する場合は、その最大応答値と原点を結ぶ最大点指向型とする。
- ④ 降伏点に達した後は包絡線の第3勾配に沿って増加し、戻り勾配は原点と降伏点を結ぶ降伏点剛性に平行とする。載荷では、それまで経験した最大点と点対称な点を目指し、変形が増大するにつれて、剛性が次第に低下するバイリニア型とする。



(1) 履歴特性



(2) バネの状態

図-3.1 剛性低下型の武蔵型トリリニアモデル

3.2 検討橋梁モデル及び解析条件

(1) 橋梁モデル

検討対象橋梁としては、首都高速道路公団の標準図集を参考にし、図-3.2及び表-3.1に示すような一般的な単純形式の都市内高架橋とした。解析では、1径間分のみを取り出してモデル化することとした。問題を単純化するために、地盤条件はⅡ種とし、下部構造はRC橋脚、基礎は完全固定条件とした。モデル橋のパラメータとしては、支間長、橋脚高さ及び橋脚剛性（固有周期）を変化させた。

解析では、橋軸直角方向を対象とした。これは、橋軸方向に対しては、ある程度の振動が橋に生じた場合には車両のころがりが生じ、車両が橋梁の橋軸方向振動に及ぼす影響が一般に小さくなるとともに、橋軸直角方向に対しては車両のローリング振動によって橋桁の振動を増幅、あるいは、低減する効果があることが明らかになっているためである。なお、タイヤ～路面間の摩擦係数は0.7程度であり²⁷⁾、一般に地震時に車両が横すべりすることはないと考えられる。

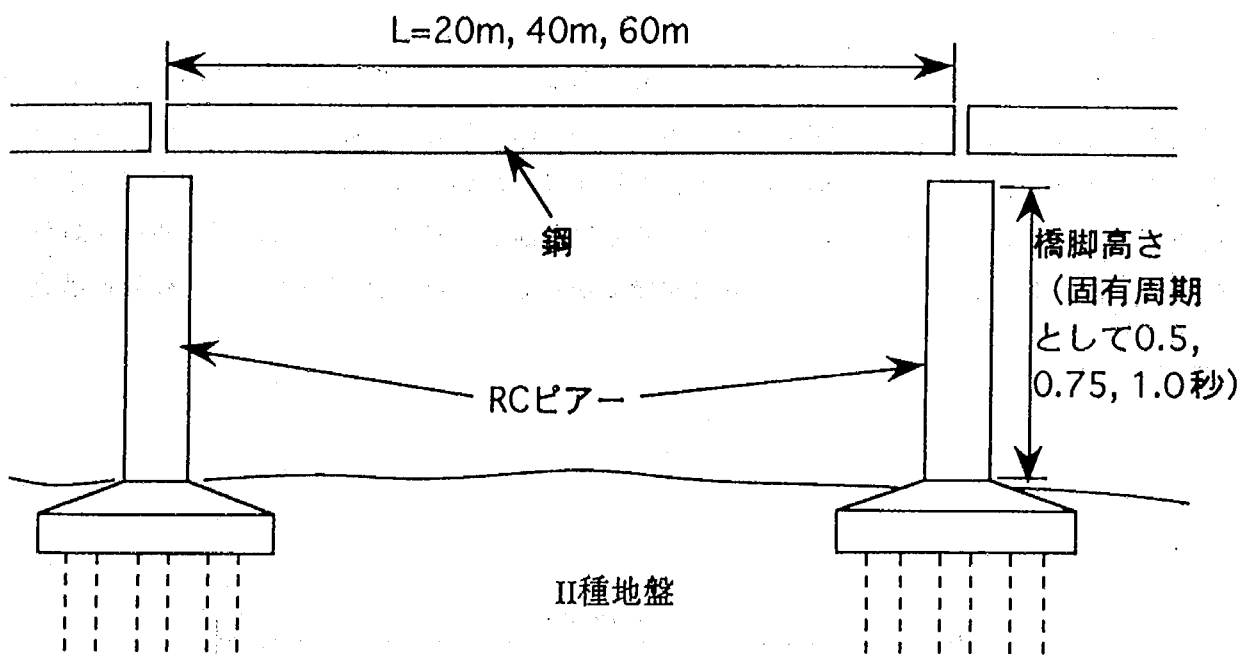


図-3.2 解析対象橋梁モデルとそのパラメータ

表-3.1 解析条件

項 目			解析条件等		
対象橋梁			都市内高架橋（単純式）		
解析対象方向			橋軸直角方向		
上部構造	幅員構成		第2種第2級（4車一体構造） 有効幅員：17.5m		
	支間長（m）		2 0 m	4 0 m	6 0 m
	構造形式		合成鈹桁		非合成箱桁
	上部構造総重量		4 1 1	8 4 8	1 , 4 3 4
下部構造	構造形式		矩形断面 単柱式鉄筋コンクリート橋脚		
	固有周期（秒）		0 . 5	0 . 7 5	1 . 0
	橋脚 高さ （m）	支間長20m	1 3 . 0	1 9 . 5	1 9 . 0
		支間長40m	1 2 . 0	1 8 . 0	1 8 . 5
		支間長60m	1 1 . 5	1 8 . 5	1 8 . 0
基礎構造（地盤条件）			Ⅱ種		

1) 上部構造のモデル化

活荷重の載荷状況は支間長によって異なるため、本検討では、支間長としては20m、40m、60mの3種類を考慮した。上部構造は、20m及び30mについては単純合成鈹桁、60mについては単純非合成箱桁とした。近年、都市内の高架橋では、連続桁橋が多く用いられるようになってきているが、複雑な構造形式については今後検討することとし、まずは問題を単純化するために単純構造を対象とした。道路幅員は、図-3.3に示すように、第2種第2級とし、往復一体構造の4車一体幅員構成とした。

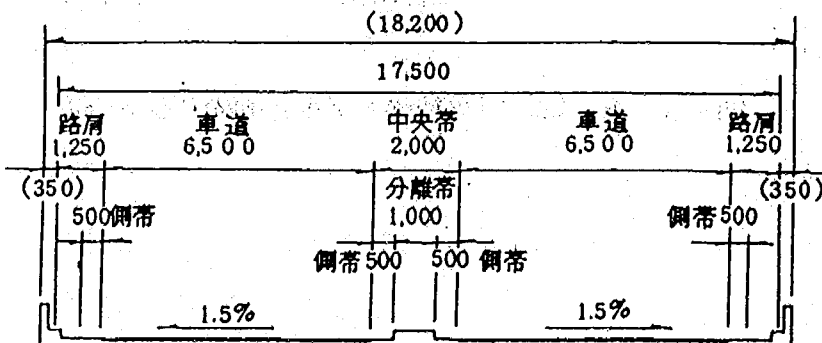


図-3.3 解析対象橋梁の幅員構成

2) 下部構造のモデル化

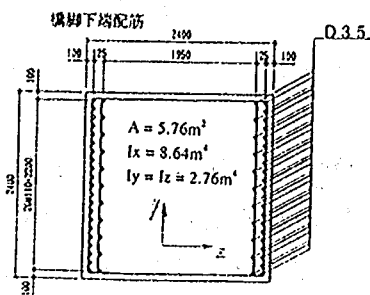
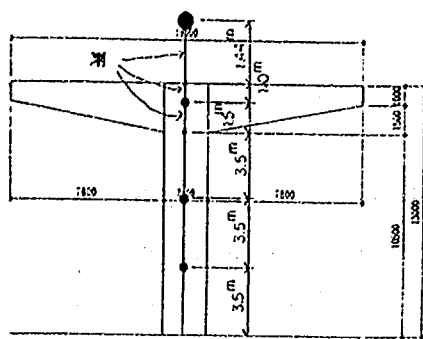
橋脚高さは、橋の固有周期が約0.5、0.75、及び1.0秒になるように、表-3.1に示したように設定した。これは、大型車の固有周期は、積載重量等によって変化するが、一般に規定満載状態では0.7秒程度であり、橋桁の振動の増幅または低減は、活荷重の車両の固有周期によって影響を受けるため、車両の固有周期よりも短い場合、ほぼ近い場合、及び長い場合を考慮するためにこのように設定したものである。

図-3.4～図-3.6は、下部構造の骨組モデルを示したものである。下部構造の断面寸法としては、固有周期に応じて設計計算を行い、橋脚の断面寸法及び配筋を設定した。解析では、骨組構造モデルの基部の部材に剛性低下型の武藤型トリリニアモデルを用いた。橋脚の非線形解析をより厳密に行う際には部材を短く分割し、ここに非線形特性を示す部材を与える必要があるが、一般に塑性ヒンジは基部に集中することから、計算の煩雑さを避けるために橋脚基部の部材のみを非線形部材として設定した。橋脚基部のモーメント～曲率 ($M \sim \phi$) 関係は、設定した断面特性から表-3.2、図-3.7に示す通りとした。

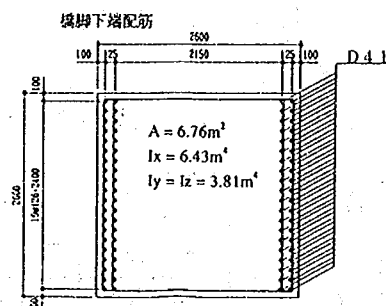
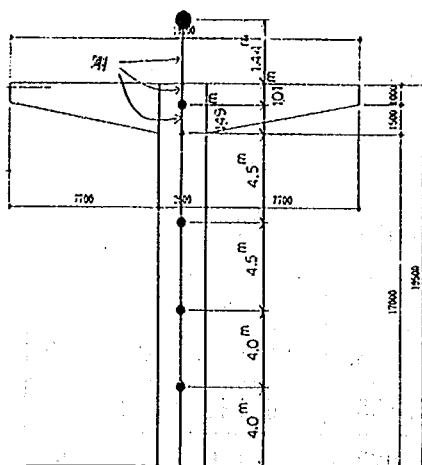
なお、隣接する径間の影響に関しては、橋脚上の質点に隣接半径間分の重量及び回転慣性モーメントを橋脚上の質点に付加することによって考慮した。

表-3.2 橋脚基部の $M \sim \phi$ 関係

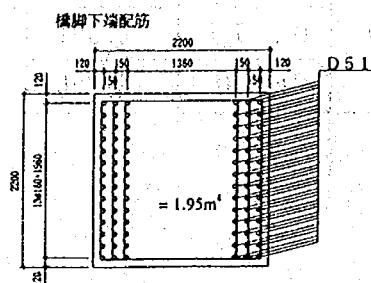
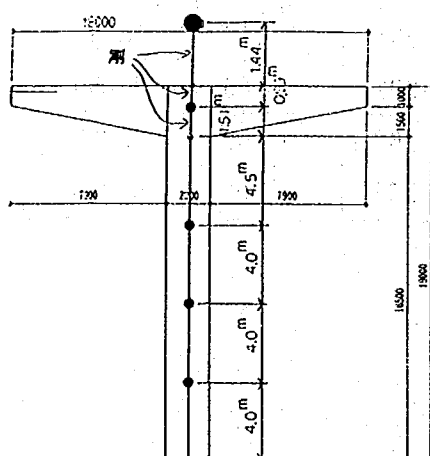
支間長 (m)	固有周期 (秒)	モーメント (tf・m)			曲率 ($\times 10^{-5}$ 1/m)		
		ひびわれ	降 伏	終 局	ひびわれ	降 伏	終 局
20	0.5	1,182	3,921	5,138	0.127	1.103	8.190
	0.75	1,633	6,834	9,027	0.116	1.058	6.242
	1.0	1,210	7,329	9,884	0.137	1.422	4.998
40	0.5	2,042	7,122	9,337	0.115	0.963	6.312
	0.75	2,670	11,340	14,914	0.105	0.937	5.055
	1.0	2,378	11,712	15,566	0.113	1.052	4.606
60	0.5	3,169	10,492	13,602	0.106	0.850	5.440
	0.75	4,591	17,480	22,868	0.090	0.762	4.503
	1.0	3,720	17,722	23,553	0.103	0.919	3.980



(1) 固有周期0.5秒

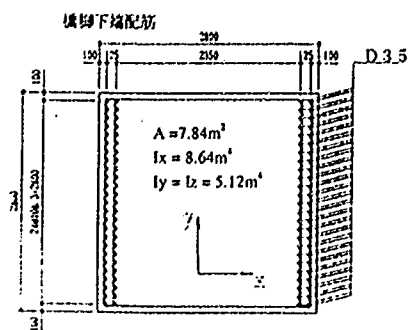
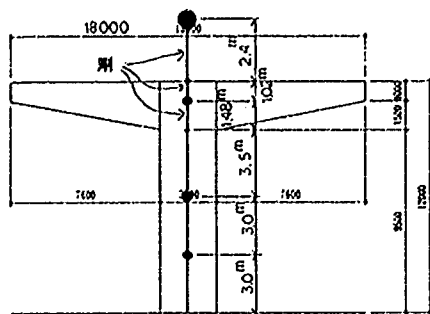


(2) 固有周期0.75秒

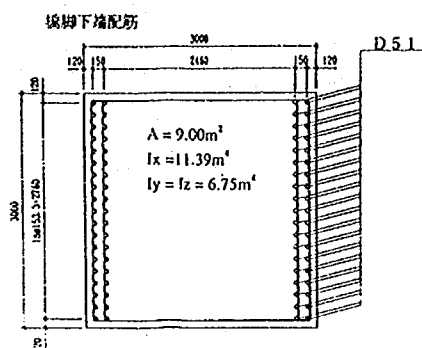
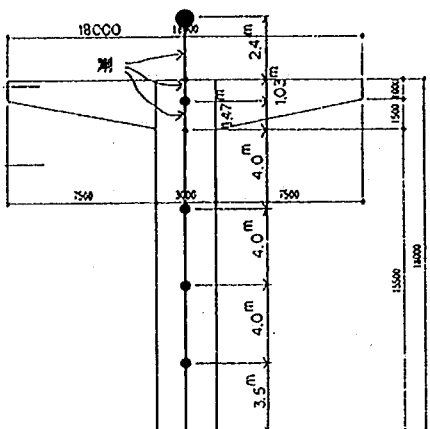


(3) 固有周期1.0秒

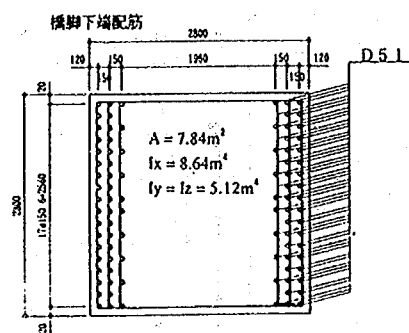
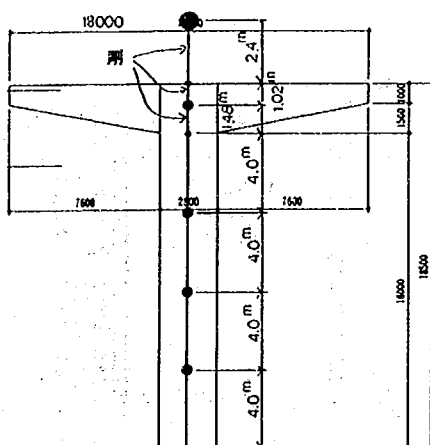
図-3.4 支間長が20mの場合の下部構造の寸法及び断面



(1) 固有周期0.5秒

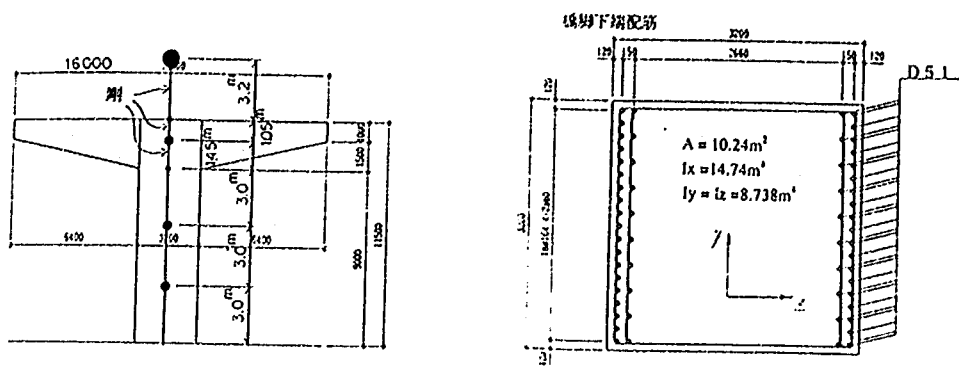


(2) 固有周期0.75秒

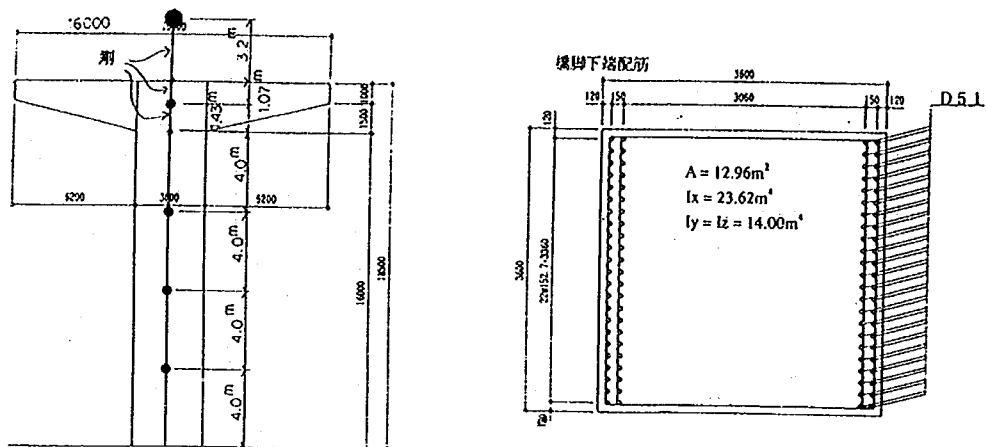


(3) 固有周期1.0秒

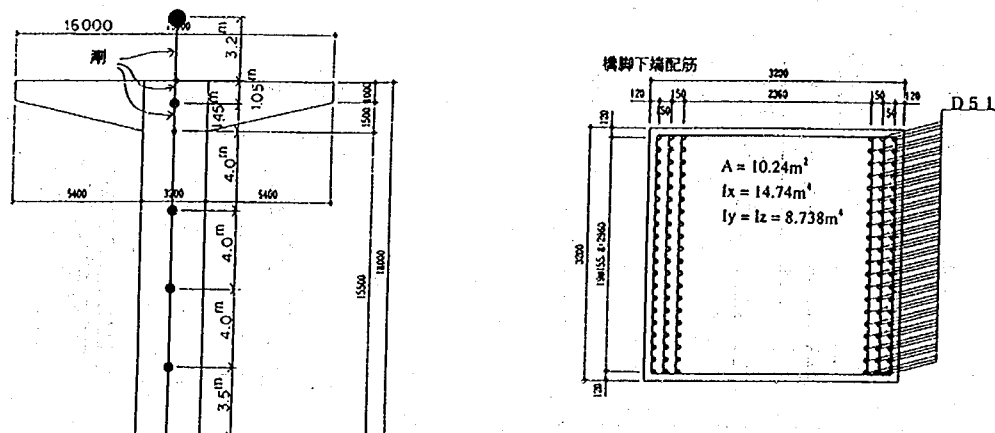
図-3.5 支間長が40mの場合の下部構造の寸法及び断面



(1) 固有周期0.5秒

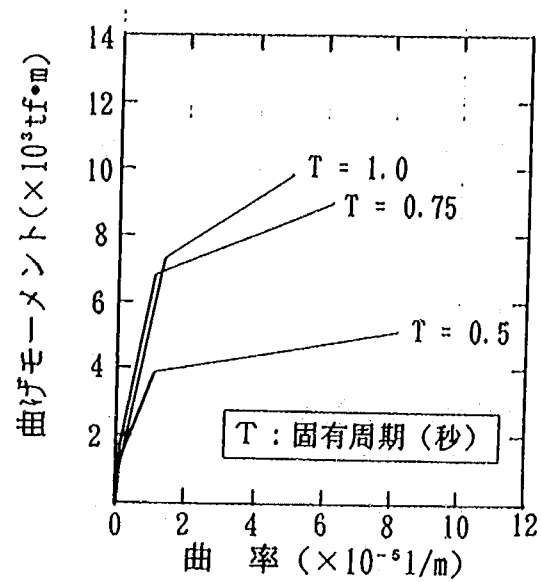


(2) 固有周期0.75秒

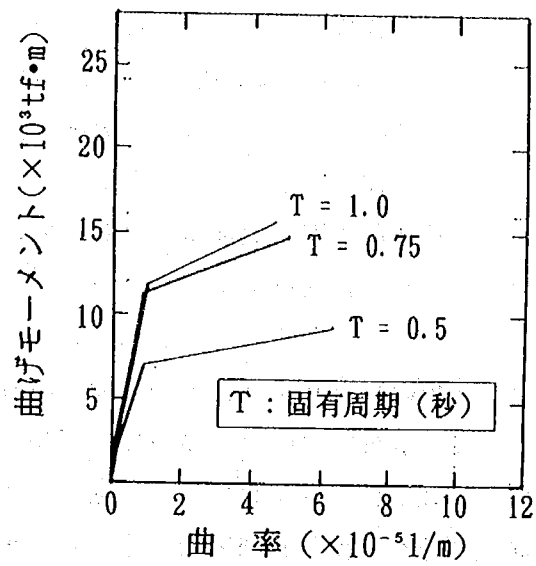


(3) 固有周期1.0秒

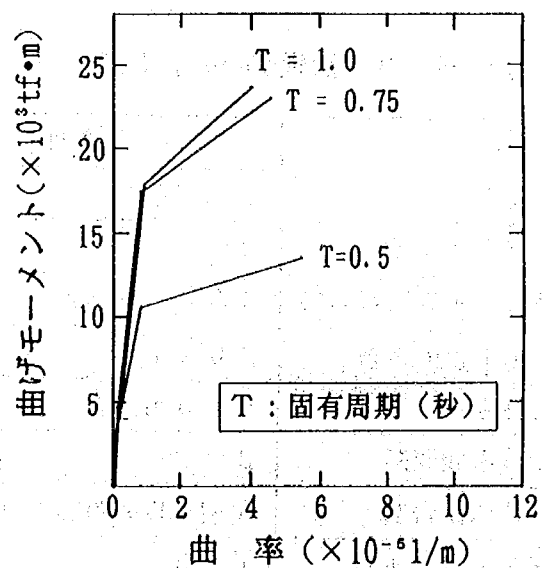
図-3.6 支間長が60mの場合の下部構造の寸法及び断面



(1) 支間長20m



(2) 支間長40m



(3) 支間長60m

図-3.7 橋脚基部のM~ ϕ 関係

(2) 活荷重のモデル化

渋滞時にどのように車両を橋梁上に積載させるかは、現段階では必ずしも確定的な考え方はなく、確率的なシミュレーションに基づく方法等が用いられている。一般に橋梁の振動に与える影響が大きいのは大型車であるが明らかになっていることから、ここでは大型車振動特性を表す力学モデルを考慮することとした。ただし、中型車及び小型車に関しては、その重量が大型車に比較して小さく、橋梁の振動に及ぼす影響が小さいこと、また、全ての車両を詳細なモデル化を図るのが必ずしも解析精度上有利とは考えられないため付加重量として考慮することとした。

活荷重のモデル諸元としては、表-3.3に示すように設定した。大型車の車両長さは1台当たり7m、重量は20tfとした。渋滞時の車頭間隔は完全渋滞時（速度0km/h）を考慮した2mとした。橋梁への影響を考慮した場合に最も重要となるのが車両の連行台数であり、ここでは、最大考えられる連行台数として3台を想定した。また、上り・下り両方向で大型車が渋滞することはほとんどないと考えられるため、4車線のうち片側2車線に載荷することとした。小型車の車両長さは4.5m、重量は1.5tfとし、大型車以外のところには小型車が満載される状態を考慮した。車頭間隔は同様に2mとした。したがって、表-3.3に示した活荷重のモデルは、ほぼ最大載荷状態と考えてよい。

図-3.8は、考慮した大型車の力学モデルを示したものである。車両は、タイヤ、サスペンションのバネ及びダンパー等多くの要素に支持される複雑な構造を有し、前述2に示したようにこれらを表わす詳細なモデルも提案されている。また、積載重量によるバネの非線形特性等を考慮したより詳細なモデル等も検討されている。しかしながら、本検討では、橋軸直角方向の振動のみを対象としており、橋軸直角方向振動の場合には、車両のローリング振動が重要であることから、車両は回転成分のみを有する1自由度系にモデル化した。解析で用いた大型車のモデル諸元を表-3.4に示す。車両のローリングの固有周期は、車両の種類、積載重量等によって異なるが、ここでは実車両の振動実験から得られた結果をもとに規定満載状態を考慮し0.75秒と設定した。小型車は、付加質量として考慮することとした。

表-3.3 活荷重のモデル化

車両		条件
大型車	車両長さ	7 m/台
	渋滞時車頭間隔	2 m
	渋滞時の車両連行台数	3 台
	大型車1台の重量	20 t f
小型車	車両長さ	4.5 m/台
	渋滞時車頭間隔	2 m
	渋滞時車両台数	大型車以外は全て小型車
	小型車1台の重量	1.5 t f

表-3.4 大型車のモデル諸元

項目	条件
重量	20 tf
回転慣性モーメント	13.43 tfms ²
回転バネ定数	942.6 tfm/rad
固有周期	0.75 秒

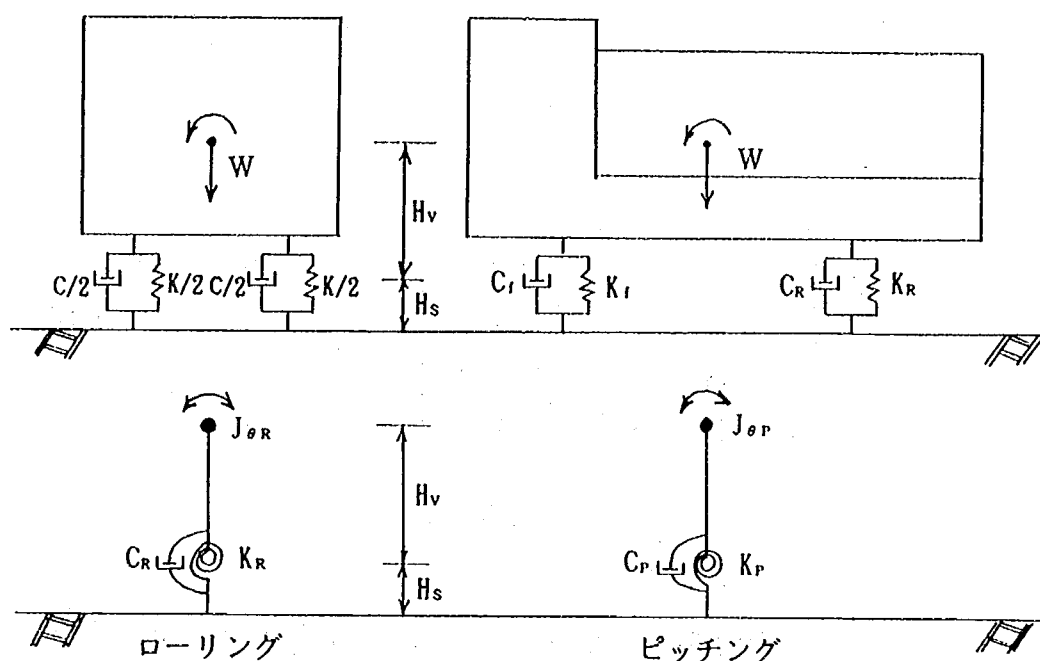


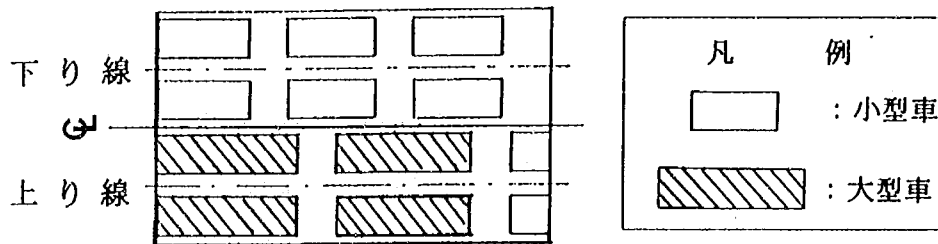
図-3.8 大型車のモデル化

(3) 活荷重の載荷方法

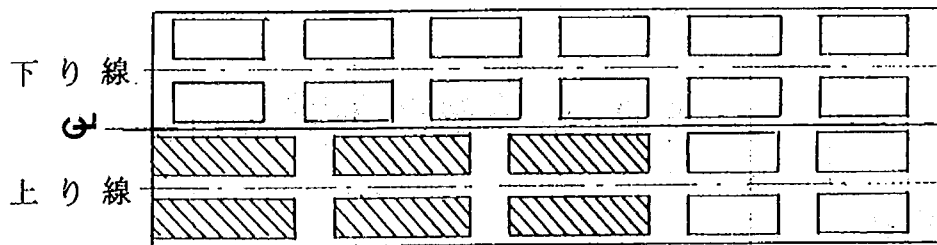
図-3.9は、活荷重の載荷方法を示したものである。これは、表-3.3に示した載荷条件により、渋滞時には支間長に応じてどのように活荷重が載荷されるかによって車両の位置を定めたものである。大型車は前述のように片側2車線に、小型車は残りの全4車線の負荷した状態とした。また、大型車の載荷位置は、中央部、桁端部等種々考えられるが、重量が桁端部に集中した場合が橋脚に対してはより厳しい状態となることから、桁端部に載荷することとした。このようにすると、活荷重による重量増加分は、表-3.5に示す通りとなる。支間長が短いほど、上部構造重量に対する比は大きくなり、支間長が20mの場合には、大型車及び小型車を合計すると21.7%になる。

表-3.5 活荷重による重量増加

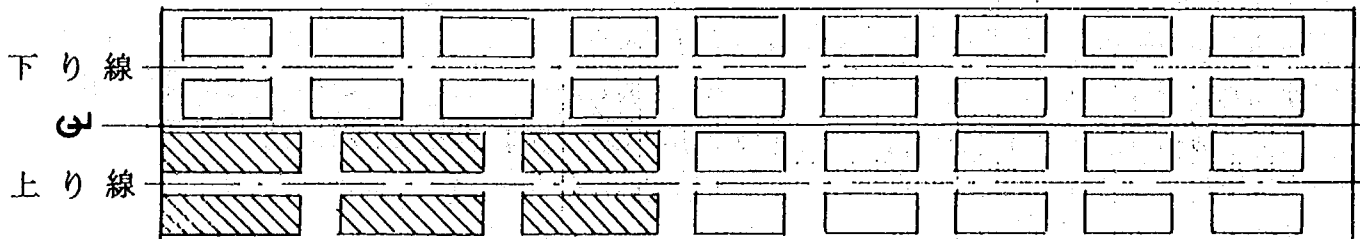
支間長 (m)	車両台数 (台)	合計重量 (t f)	上部構造総重量 に対する比(%)
20	大型車 : 4	80	19.5
	小型車 : 6	9	2.2
40	大型車 : 6	120	14.2
	小型車 : 16	24	2.8
60	大型車 : 6	120	8.4
	小型車 : 28	42	2.9



(a) 支間長 20 m



(b) 支間長 40 m



(c) 支間長 60 m

図-3.9 活荷重の載荷方法

(4) 解析モデル

図-3.10~図-3.12は、上記に示した橋梁モデル及び活荷重モデルを用いて最終的に解析に用いた骨組モデルを示したものである。大型車については、その位置特性を表すために、剛部材を介して車線の重心位置に積載するものとし、小型車は付加重量として考慮し、重量及び回転慣性モーメントは全て橋桁の質点に集中させた。

橋梁の減衰定数は、解析に用いた電算プログラムの制約のためにレイレイ減衰で表わすこととした。この場合には、次式における係数 α 及び β を設定しなければならない。

$$\underline{C} = \alpha \underline{M} + \beta \underline{K} \quad (3.14)$$

ここで、

$\underline{C}$: 減衰マトリックス

$\underline{M}$: 質量マトリックス

$\underline{K}$: 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

式(3.14)は、基準モードに対して、次のように基準化される。

$$h_i = \alpha / 2 \omega_i + \beta \omega_i / 2 \quad (i = 1, 2, 3, \dots, n) \quad (3.15)$$

ここで、

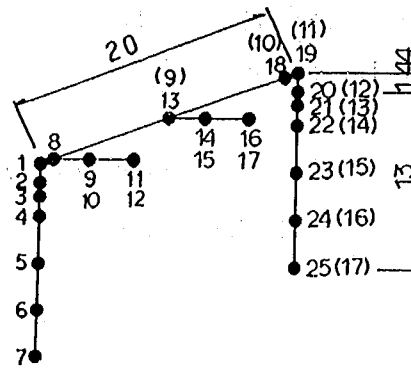
h_i : i 次の減衰定数

ω_i : i 次の固有円振動数

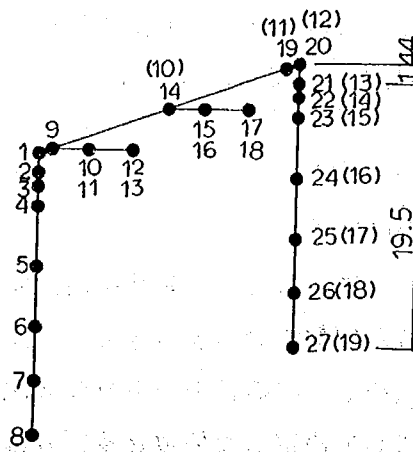
式(3.15)は、重要な振動モード2つに対して減衰定数を設定することにより、 α 、 β が決定される。本来は全ての振動モードに対して減衰定数を設定すべきであるが、解析対象とした単径間の橋梁では、基本固有振動モードが重要であるため、1次振動モード及び2次振動モードに対して減衰定数が5%となるように設定した。このようにして設定した係数 α 及び β は、表-3.6の通りとなる。

表-3.6 レイレイ減衰のための α 、 β 値

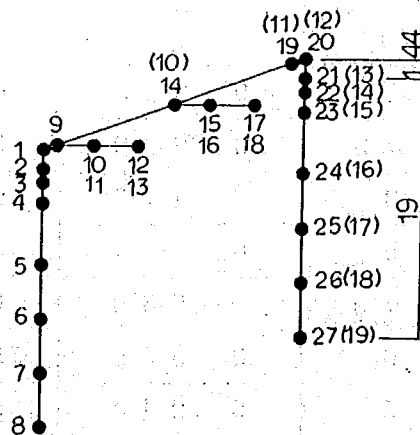
支間長 (m)	固有周期 (秒)	α	β
20	0.5	0.955	0.002
	0.75	0.630	0.003
	1.0	0.473	0.004
40	0.5	0.944	0.002
	0.75	0.630	0.003
	1.0	0.525	0.004
60	0.5	0.944	0.002
	0.75	0.630	0.003
	1.0	0.525	0.004



(a) 固有周期0.5秒



(b) 固有周期0.75秒



(c) 固有周期1.0秒

図-3.10 解析モデル(支間長20m)

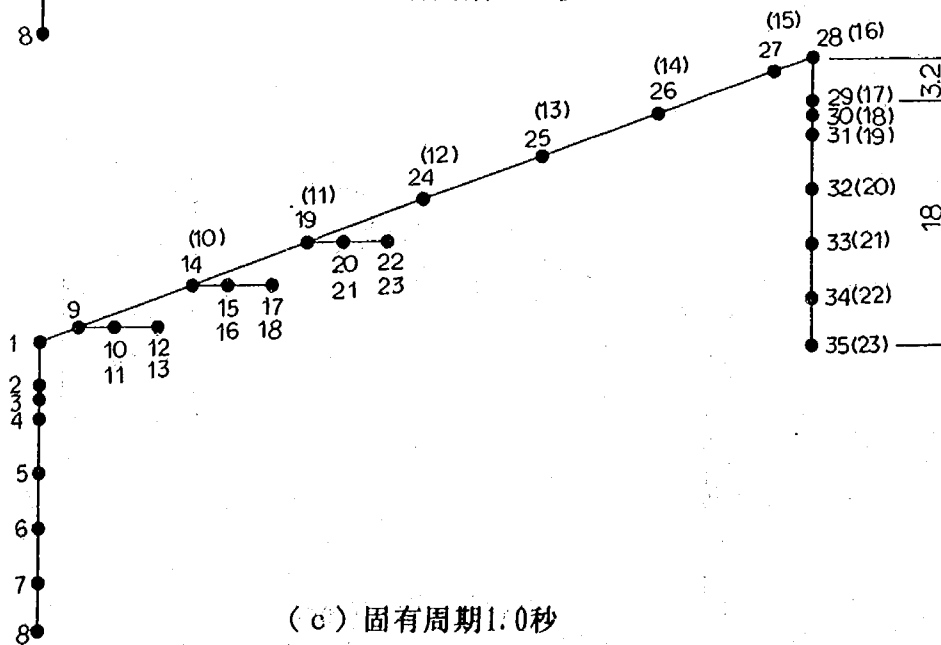
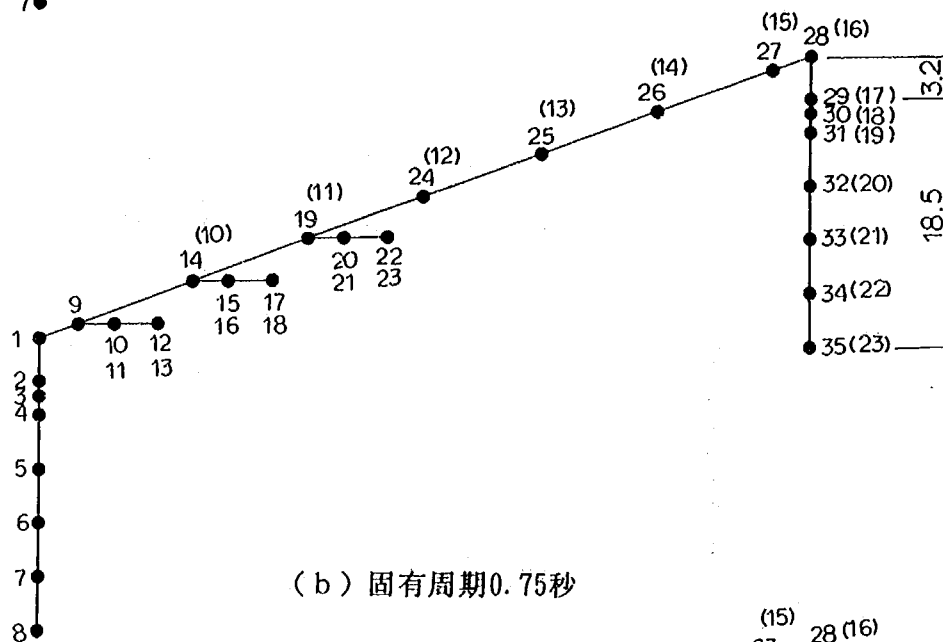
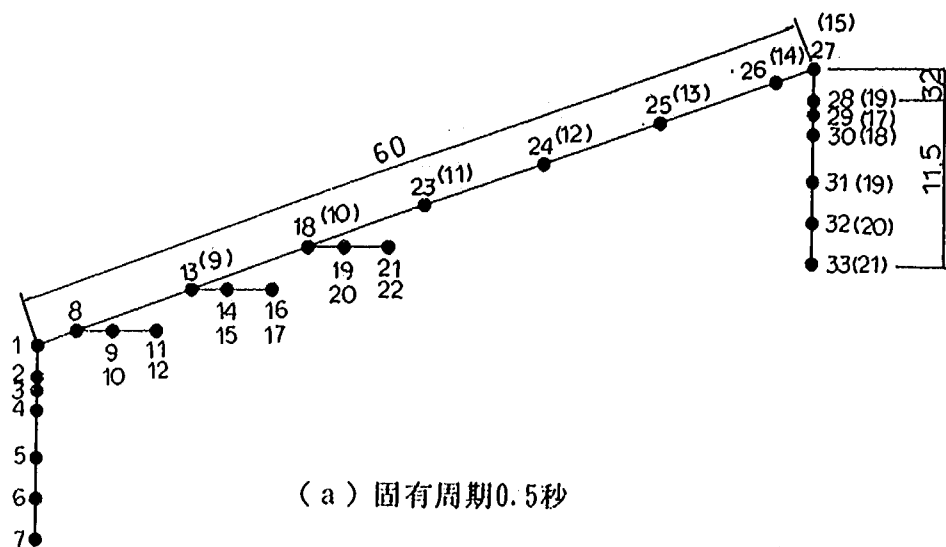


図-3.12 解析モデル (支間長60m)

(5) 解析ケース

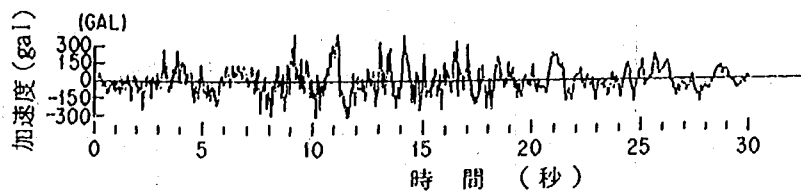
解析ケースは、表-3.7に示す合計36ケースとした。解析パラメータとしては、橋梁モデル（支間長及び固有周期）及び橋脚の剛性（線形、非線形）、及び活荷重の載荷の有無とした。

表-3.7 解析ケース

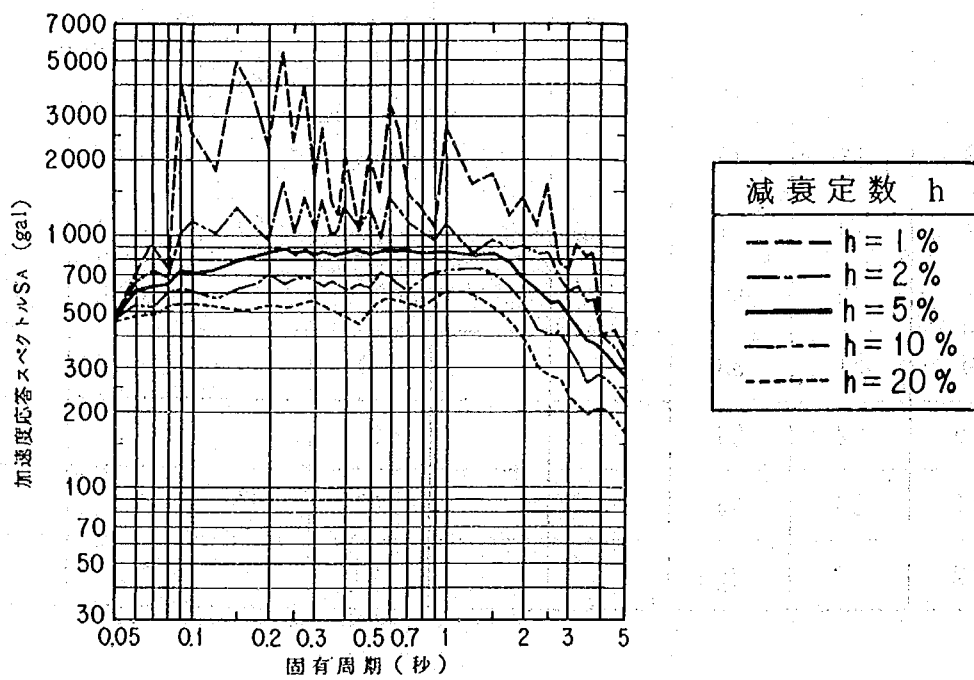
解 析 ケ ー ス			橋梁モデル					活荷重モデル	
支間長（m）			固有周期（秒）			橋脚剛性		非載荷	載 荷
2 0	4 0	6 0	0.5	0.75	1.0	線 形	非線形		
1	13	25	○			○			○
2	14	26	○				○		○
3	15	27	○			○		○	
4	16	28	○				○	○	
5	17	29		○		○			○
6	18	30		○			○		○
7	19	31		○		○		○	
8	20	32		○			○	○	
9	21	33			○	○			○
10	22	34			○		○		○
11	23	35			○	○		○	
12	24	36			○		○	○	

(6) 入力地震動

入力地震動としては、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示される鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力レベルの応答スペクトルに適合する波形とした。図-3.13に入力地震波の応答スペクトル及び加速度の時刻歴波形を示す。



(1) 時刻歴波形



(2) スペクトル

図-3.13 入力波の加速度応答スペクトル及び時刻歴波形

3.3 解析結果

(1) 橋梁及び車両の振動特性

図-3.14~図-3.16は、地震応答解析により得られた橋脚天端の水平加速度及び水平変位、車両の鉛直加速度及び変位の時刻歴波形を示したものである。ここでは、一例として支間長が40m、橋脚の固有周期が0.5秒の場合について、橋脚を線形と仮定した場合及び武藤型トリリニアモデルを仮定した場合、及び活荷重を考慮した場合としない場合についてそれぞれ示している。なお、活荷重は、図-3.9に示したように一方の橋脚側に偏載しているため、偏載側の橋脚が反対側の橋脚よりもその応答は大きくなるため偏載側の橋脚について示している。なお、活荷重を載荷しない場合には、いずれの橋脚も同じ振動応答となる。また、大型車については、最大応答が生じる桁端部に近い位置で橋桁の外側の車両の上下方向加速度及び変位を示している。なお、これは橋桁のねじりに伴う車両の応答である。

まず、橋脚の固有周期が0.5秒の場合で、その剛性を線形と仮定した場合について示した図-3.14を見てみると、振動応答はほぼ0.5秒の周期で振動しており、橋梁の1次振動モードが卓越した振動をしていることがわかる。活荷重を載荷した場合には橋脚天端の最大水平加速度及び最大水平変位は、それぞれ、731gal及び6.18cmとなる。なお、ここには示していないが、反対側の橋脚はほぼ同様の振動性状を有し、その最大応答値は、それぞれ、650gal及び5.44cmとなり、活荷重の偏載側の橋脚に比較して12%程度小さくなる。

活荷重を載荷しない場合には、振動性状は活荷重を載荷した場合とほぼ同様であるが、橋脚天端の最大応答値は、それぞれ、723gal及び5.60cmとなり、活荷重を載荷した場合が、最大水平加速度では1%、最大水平変位では10%、応答値が大きくなる。橋桁のねじりに伴う車両の上下方向応答は、周期約0.5秒の振動性状となっており、最大鉛直加速度は968gal、最大鉛直変位は9.49cmである。

橋脚基部の曲げモーメントは、活荷重を考慮しない場合は10,904tf・m、活荷重を考慮した場合に11,906tf・mとなり、活荷重の載荷により9%大きくなる。

さて、橋脚基部に武藤型のトリリニア非線形特性を考慮し、活荷重を載荷した場合を示したのが図-3.15である。これによれば、振動性状は線形の場合とほぼ同じであるが、橋脚が非線形に入ったところで当然ながら振動周期が0.5秒よりも長くなる振動性状を有する。橋脚天端の最大水平加速度は562gal、最大水平変位は9.17cmとなり、橋脚が線形の場合に比較して、最大加速度は23%減少するが、最大変位は逆に48%増加する。橋脚の非線形性により、橋桁のねじれ振動も小さくなり、車両の最大鉛直加速度と最大鉛直変位は585gal及び7.75cmとなり、橋脚が線形の場合に比較して、それぞれ、40%及び18%小さくなる。一方、活荷重を載荷しない場合には、最大水平加速度及び最大水平変位は、それぞれ、557gal及び7.71cmとなり、活荷重を載荷した場合には、これに比較して最大加速度で1%、最大変位で19%大きくなる。

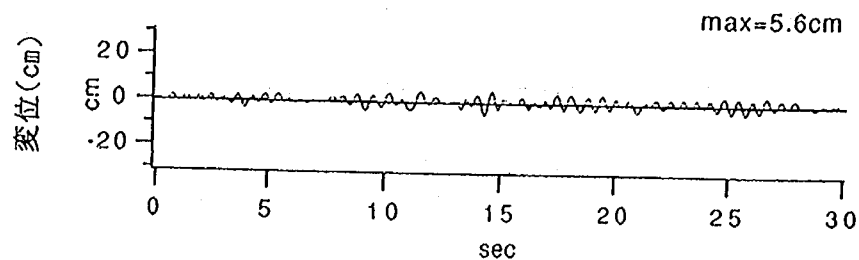
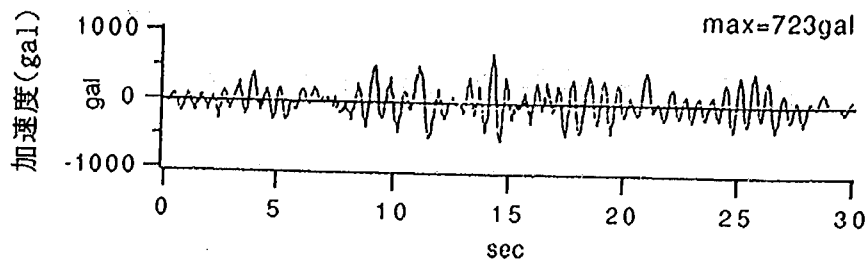
図-3.16は、この時の橋脚基部の曲げモーメント～曲率の履歴を示したものである。これによれば、活荷重を載荷しない場合には曲げモーメントは、7,884tf・mであるが、活荷重の載荷により8,503tf・mとなり、載荷しない場合に比較して8%大きくなる。最大曲率から求めた塑性率は、活荷重を載

荷しない場合には1.64であるが、活荷重の載荷により2.04と24%大きくなる。なお、本橋脚の降伏時及び終局時の曲率は、 $\phi_y = 0.96 \times 10^{-3}$ (1/m)、 $\phi_u = 6.31 \times 10^{-3}$ (1/m) となるため、 $\phi_u / \phi_y = 6.56$ となり、いずれも終局までには余裕を有している。

図-3.17～図-3.22は、支間長が40mで、橋脚の固有周期が0.75秒及び1.0秒の場合について、橋脚天端及び車両の加速度及び変位の時刻歴応答を示したものである。橋脚の振動性状は、いずれも設定した橋脚の固有周期とほぼ近い周期で振動しており、1次振動モードが卓越した振動性状となっている。ただし、特徴的な点としては、橋脚が線形及び非線形の場合ともに、橋脚天端の最大加速度は活荷重を載荷しない方が大きくなっている。すなわち、橋脚が線形で固有周期が0.75秒の場合について見てみると、活荷重を載荷しない場合には、橋脚天端の最大加速度は782gal、最大変位13.64cmであるが、活荷重を載荷した場合には、それぞれ、746gal及び13.71cmとなり、最大変位はほぼ同じであるが、最大加速度は5%小さくなる。橋脚の固有周期が1.0秒の場合も同様であり、活荷重を載荷することにより、橋脚天端の最大変位はほぼ同じであるが、最大加速度は6%小さくなる。これは、車両の固有周期として0.75秒を設定しており、橋脚の周期が車両の周期よりも短い場合には、活荷重は応答を増幅する効果を有するが、橋脚の固有周期が車両の周期よりも長い場合には、逆の傾向を示すためと考えられる。この傾向は、橋脚が非線形の場合も同様である。

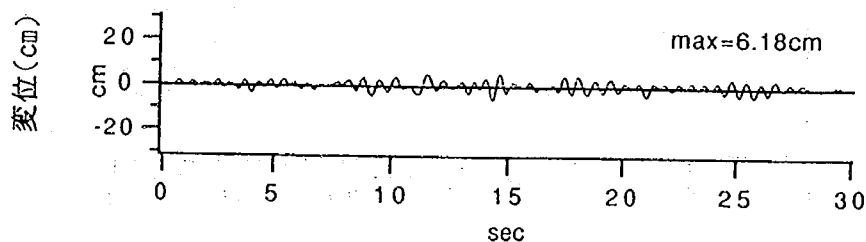
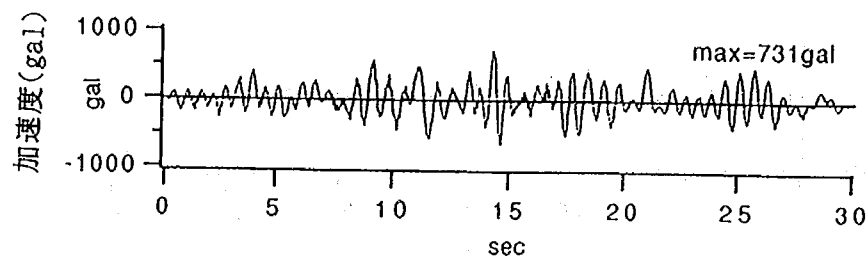
ただし、橋脚基部の曲げモーメントについては、固有周期が0.75秒の場合には、活荷重を考慮することにより、線形解析では8%、非線形解析では3%大きくなっている。固有周期が1秒の場合には、それぞれ1%程度であり、活荷重の影響はほとんど見られない。

橋脚天端

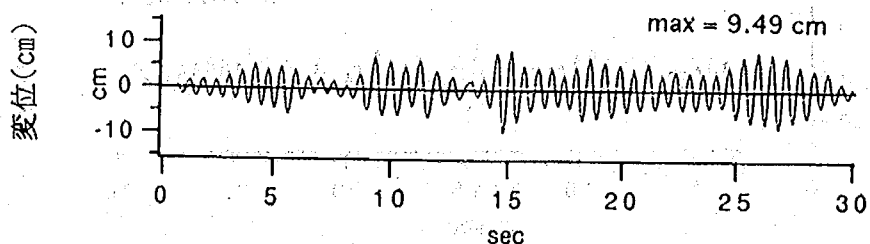
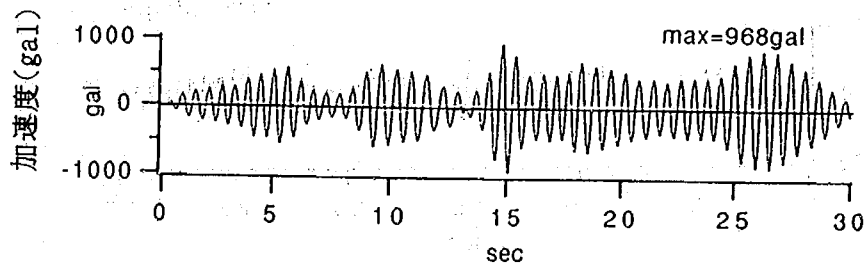


(1) 活荷重を載荷しない場合

橋脚天端



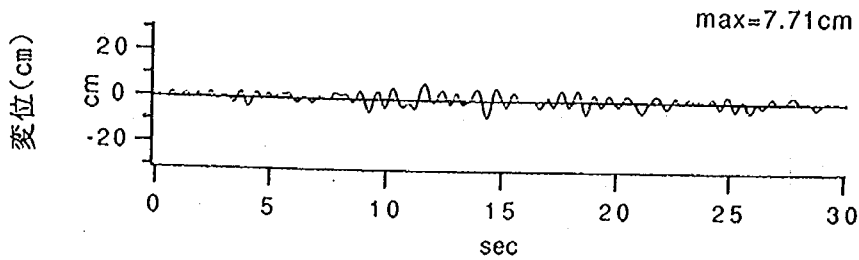
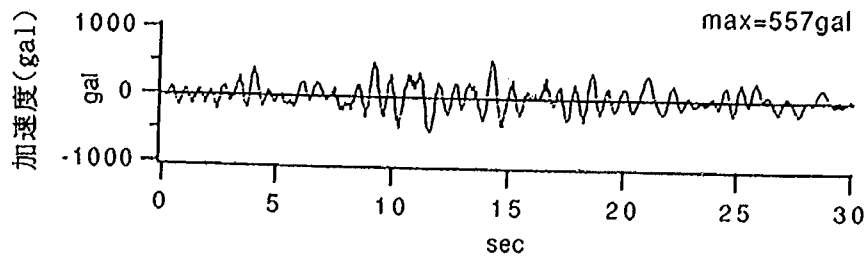
大型車上下振動



(2) 活荷重を載荷した場合

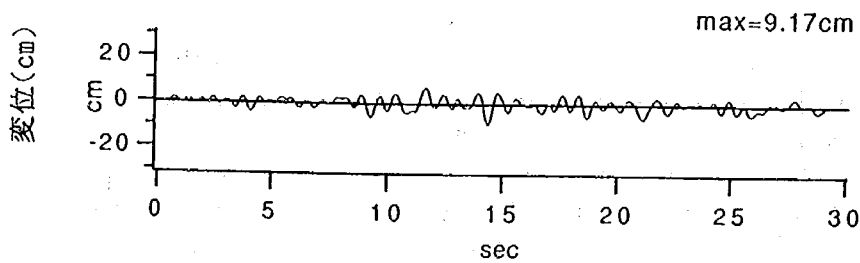
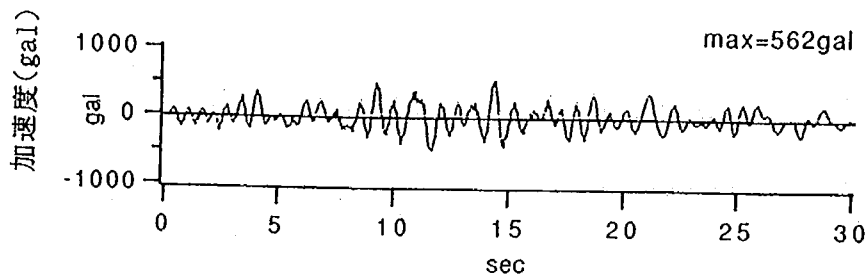
図-3.14 支間長40mの場合の橋脚天端及び車両の時刻歴応答
(固有周期:0.5秒、線形)

橋脚天端

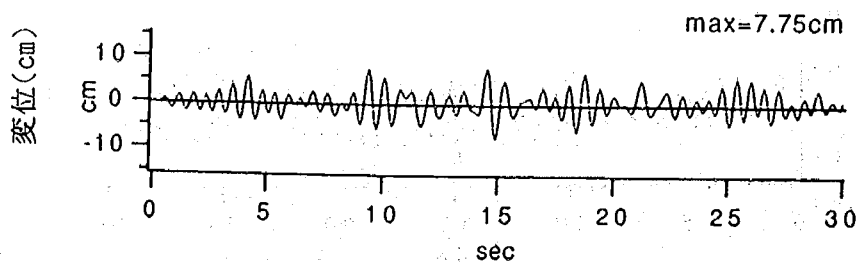
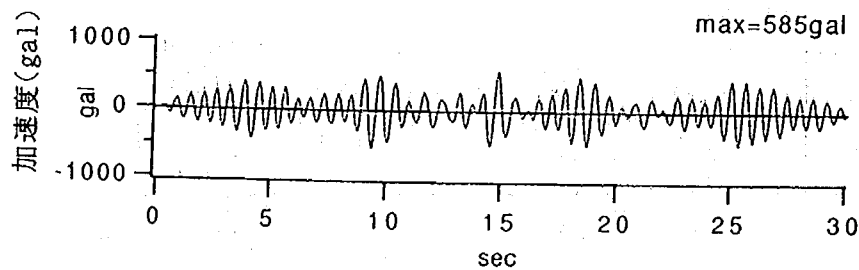


(1) 活荷重を載荷しない場合

橋脚天端

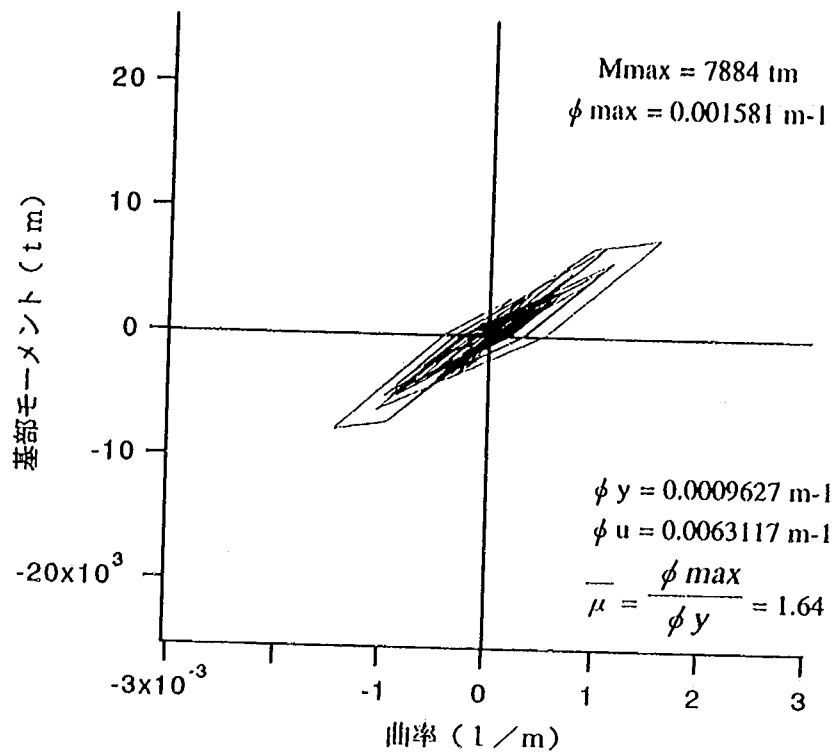


大型車上下振動

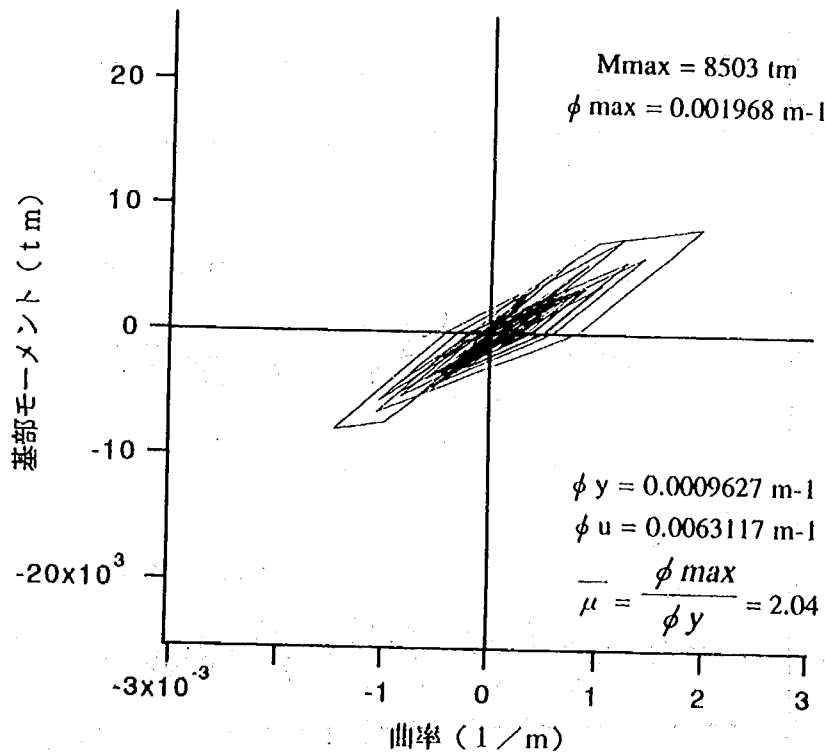


(2) 活荷重を載荷した場合

図-3.15 支間長40mの場合の橋脚及び車両の時刻歴応答
(固有周期: 0.5秒、非線形)



(1) 活荷重を載荷しない場合



(2) 活荷重を載荷した場合

図-3.16 支間長40mの場合の橋脚基部のM~ ϕ 関係の履歴
(固有周期:0.5秒、非線形)

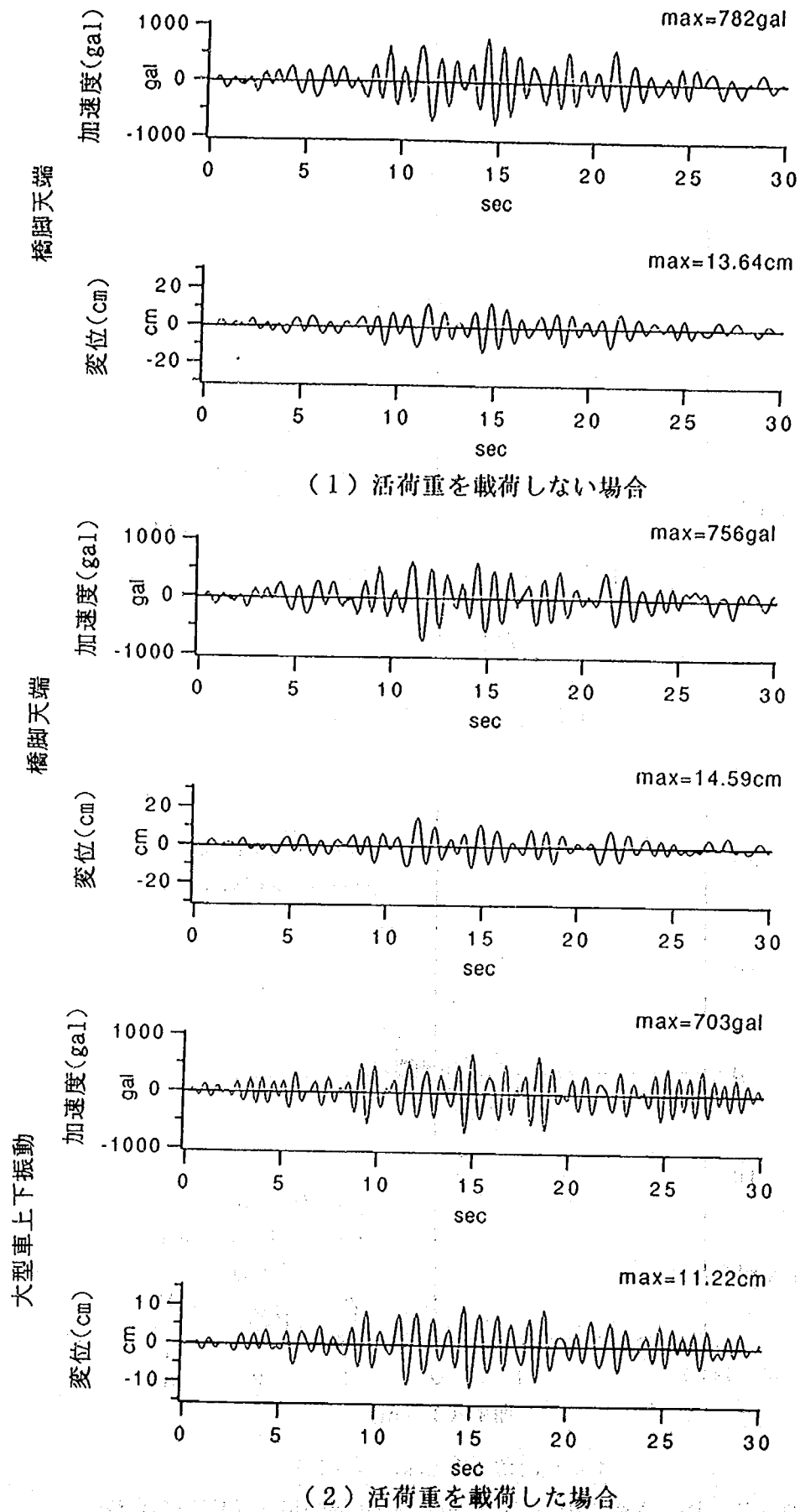
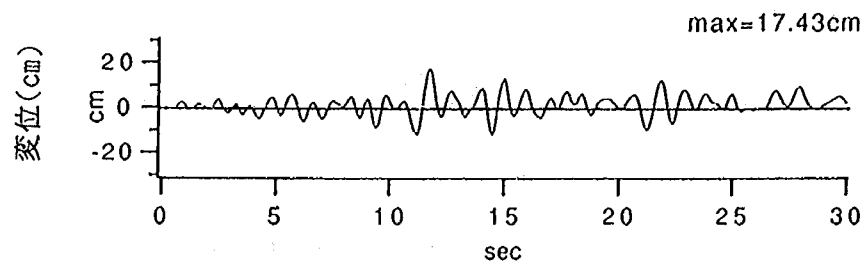
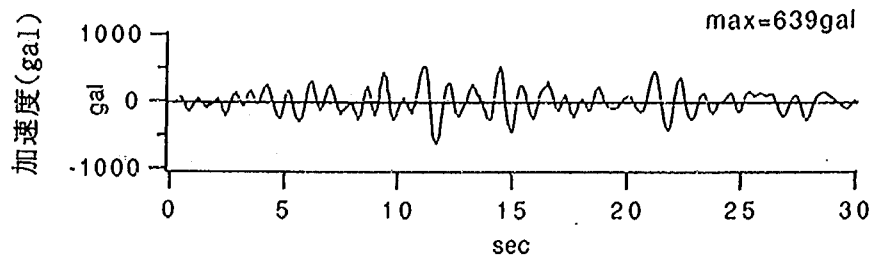


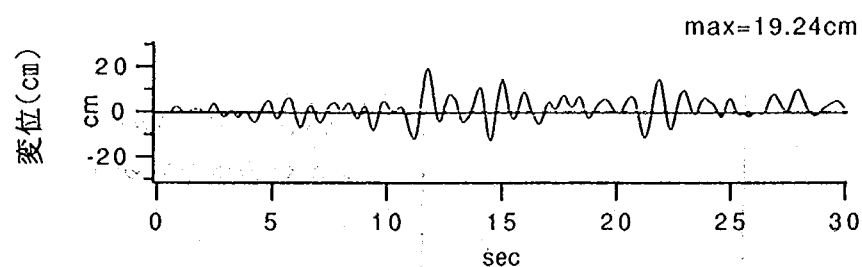
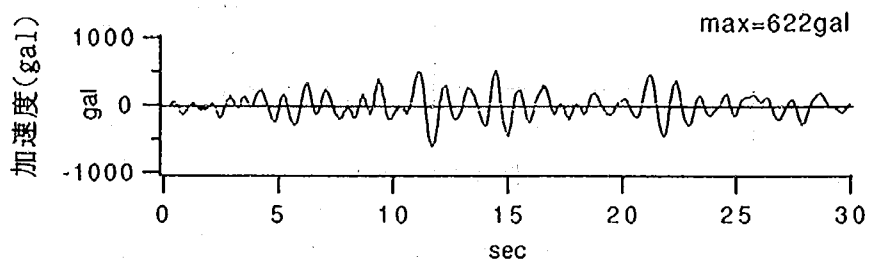
図-3.17 支間長40mの場合の橋脚及び車両の時刻歴応答
(固有周期:0.75秒、線形)

橋脚天端

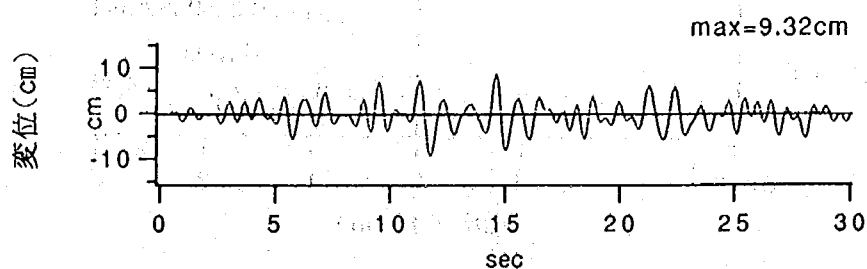
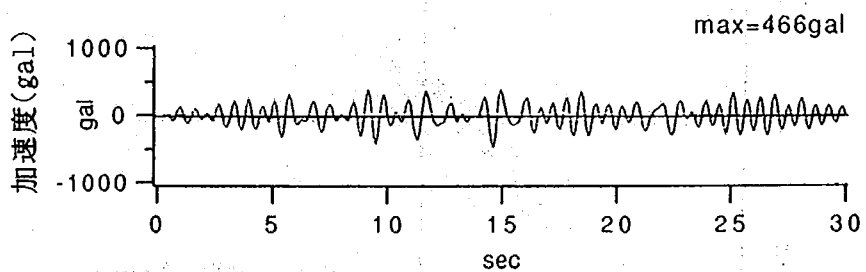


(1) 活荷重を載荷しない場合

橋脚天端

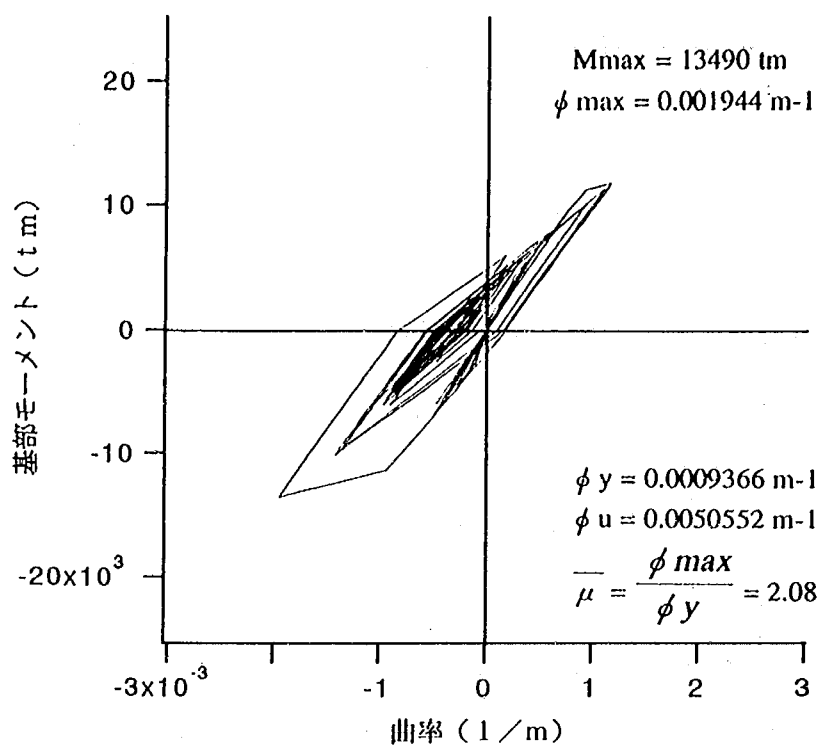


大型車上下振動

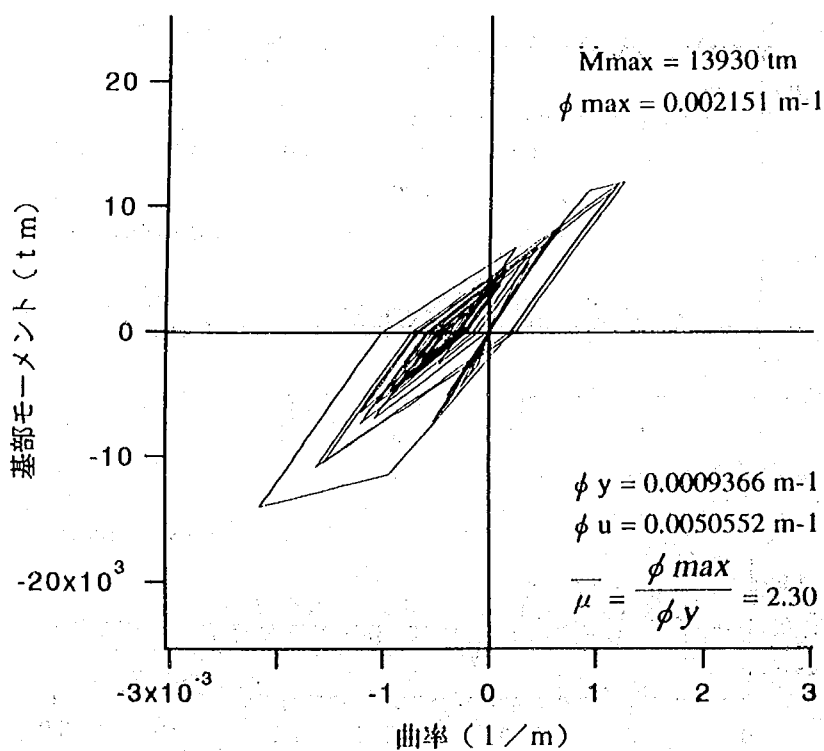


(2) 活荷重を載荷した場合

図-3.18 支間長40mの場合の橋脚及び車両の時刻歴応答
(固有周期:0.75秒、非線形)

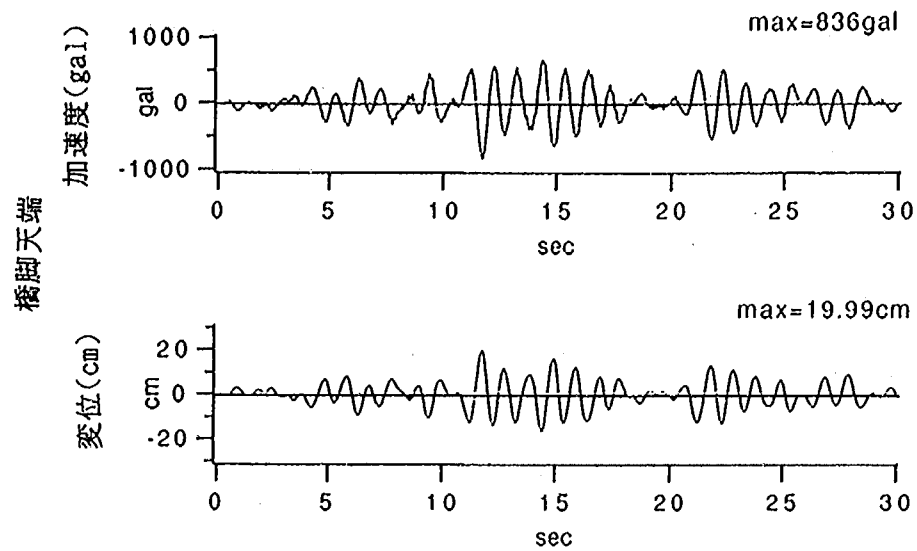


(1) 活荷重を載荷しない場合

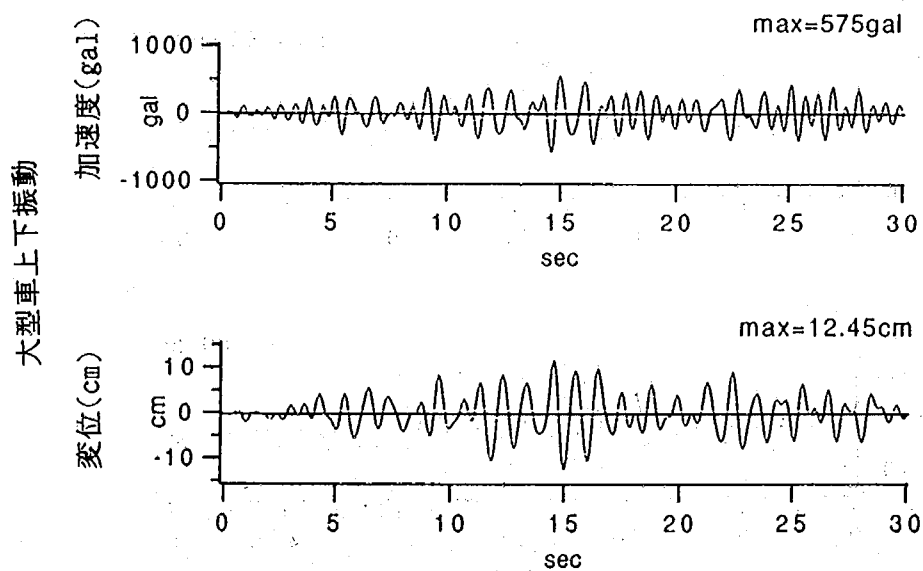
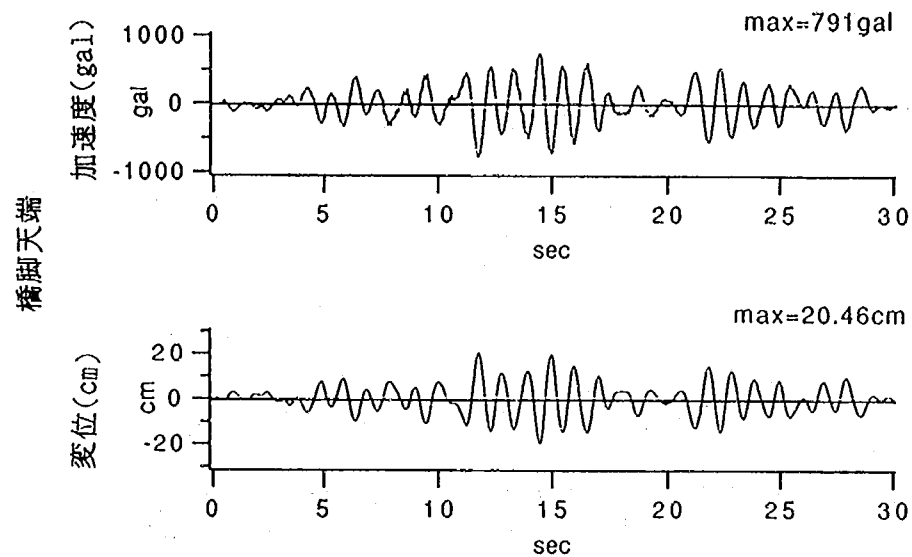


(2) 活荷重を載荷した場合

図-3.19 支間長40mの場合の橋脚基部のM~ ϕ 関係の履歴
(固有周期: 0.75秒、非線形)



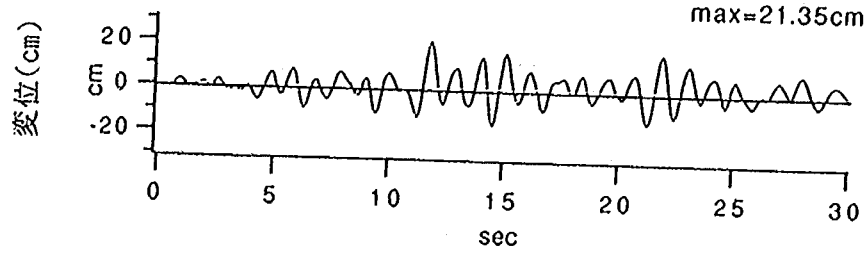
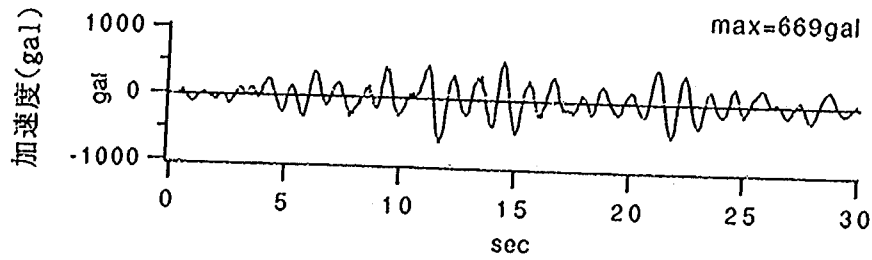
(1) 活荷重を載荷しない場合



(2) 活荷重を載荷した場合

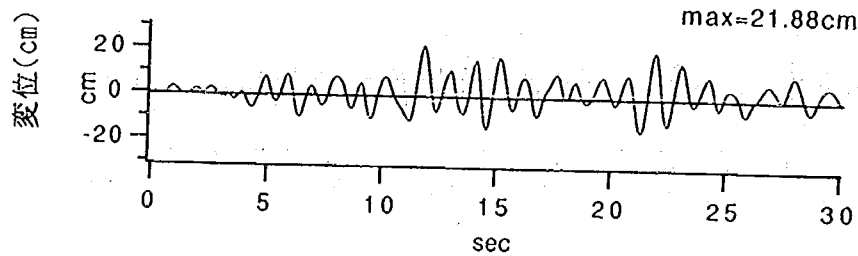
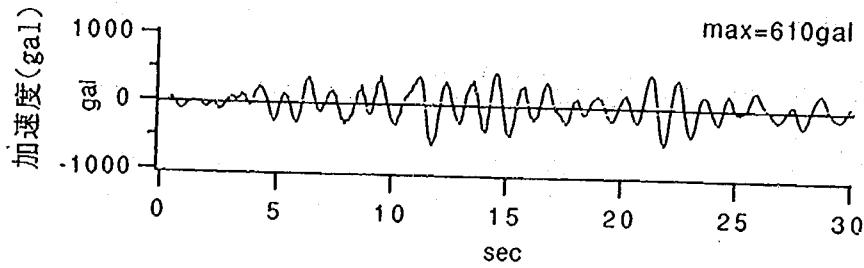
図-3. 20 支間長40mの場合の橋脚及び車両の時刻歴応答
(固有周期:1.0秒、線形)

橋脚天端

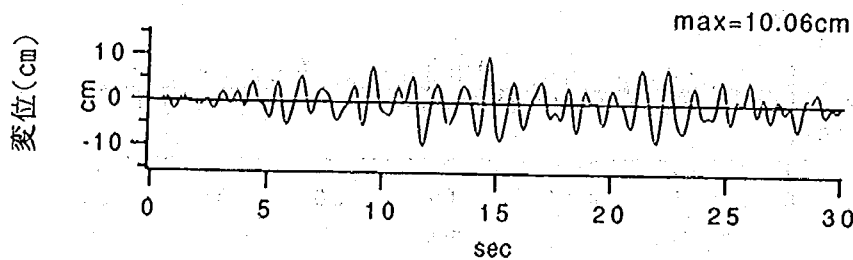
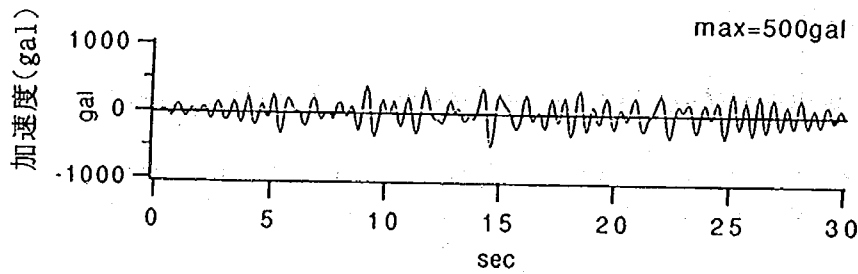


(1) 活荷重を載荷しない場合

橋脚天端

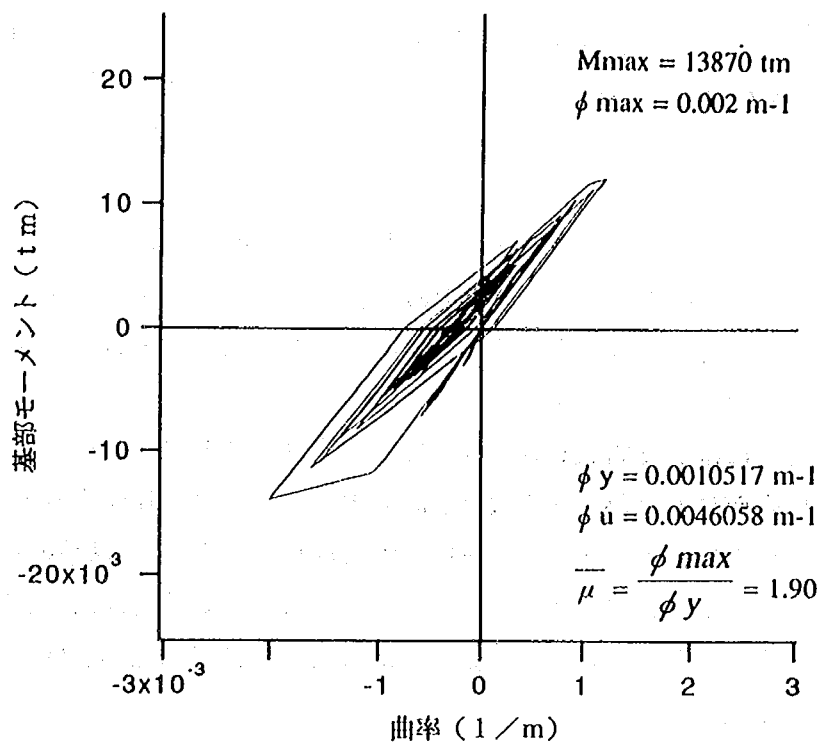


大型車上下振動

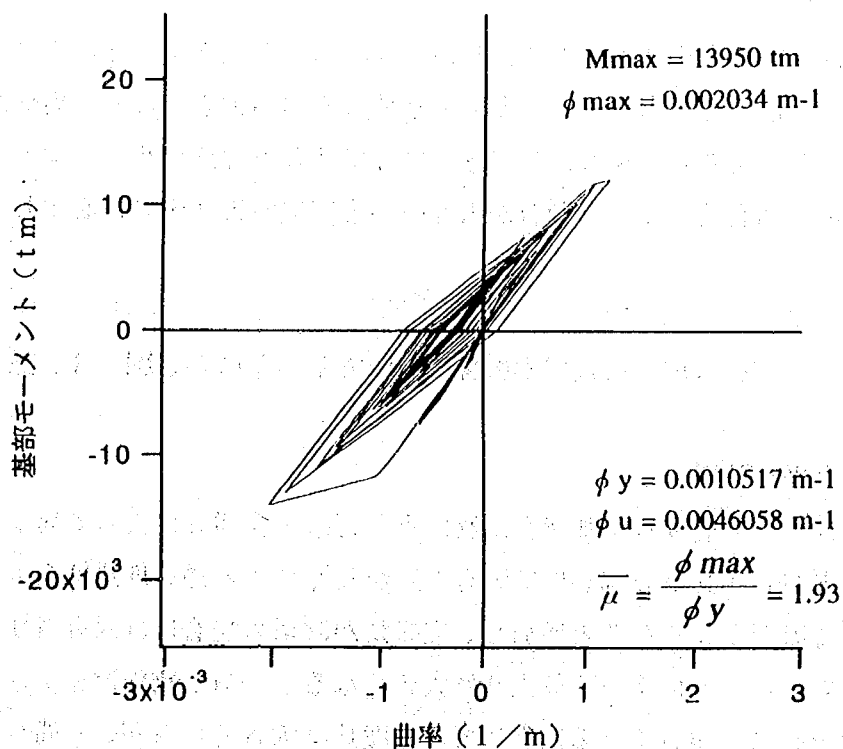


(2) 活荷重を載荷した場合

図-3.21 支間長40mの場合の橋脚及び車両の時刻歴応答
(固有周期:1.0秒、非線形)



(1) 活荷重を載荷しない場合



(2) 活荷重を載荷した場合

図-3.22 支間長40mの場合の橋脚基部のM~ ϕ 関係の履歴
(固有周期:1.0秒、非線形)

(2) 橋脚の最大応答値の比較

表-3. 8は、以上のようにして求めた橋脚天端の最大水平加速度及び最大水平変位、橋脚基部の最大曲げモーメントをまとめたものである。以下に橋梁の最大応答値に及ぼす支間長及び固有周期の影響に関して示す。

1) 支間長の影響

図-3. 23~図-3. 25は、それぞれ、橋脚天端の最大水平加速度、最大水平変位、及び橋脚基部の最大曲げモーメントと支間長の関係を示したものである。ここでは、活荷重が載荷していない場合を基準にしてその比で表し、活荷重が載荷されることによる応答の増減を示している。

① 橋脚天端の最大水平加速度

橋脚を線形と仮定した場合には、支間長が長くなるほど活荷重のある場合とない場合の相違が小さくなる。支間長が20mの場合が最も差が大きくなり、活荷重のない場合に比較すると応答は約10%大きくなる。一方、橋脚の非線形性を考慮すると、橋梁の固有周期が0.75秒と1.0秒の場合には、支間長が40m及び60mの場合、活荷重がない場合よりも応答は小さくなるが、固有周期が0.5秒の場合には支間長が長くなるほど加速度比は大きくなる。支間長が60mの場合には最大加速度は約10%大きくなる。

② 橋脚天端の最大水平変位

橋脚が線形及び非線形によらず、活荷重を考慮することにより、変位比は1.0よりも大きくなる。橋脚が線形の場合には最大で15%、橋脚が非線形の場合には最大で30%大きくなる。なお、支間長による影響は必ずしも明確ではない。

③ 橋脚基部の最大曲げモーメント

曲げモーメントは、活荷重を考慮することによりいずれの場合も大きくなる。その程度は支間長によらずほぼ同程度であり、活荷重を考慮することにより最大で14%大きくなる。橋脚が線形の場合には平均的には8%程度の差であるが、橋脚が非線形の場合には5%程度に小さくなる。支間長が短い方が上部構造重量に占める活荷重の重量の割合が大きいが応答に及ぼす影響は必ずしも明確ではない。

2) 橋梁の固有周期の影響

橋梁の固有周期の違いが橋脚の応答に及ぼす影響について示したのが、図-3. 26~図-3. 28である。

① 橋脚天端の最大水平加速度

橋梁の固有周期が橋脚天端の最大水平加速度に及ぼす影響は、支間長によって異なり、橋脚を線形と仮定した場合には、支間長が40mの場合には固有周期が長くなると加速度比は小さくなるが、支間長が20mの場合には固有周期が長くなると増加し、支間長が60mの場合には固有周期によらずほぼ同じである。活荷重を考慮することにより、最大9%大きくなる。一方、橋脚が非線形の場合には、支間長が20mの場合には固有周期が長くなるに従って加速度比は大きくなるが、支間長が40m及び60mの場合には、固有周期が長くなると加速度比は減少し、固有周期が0.75秒及び1秒の場合には加速度比は0.95程度となり、活荷重を考慮することにより応答は小さくなる。

② 橋脚天端の最大水平変位

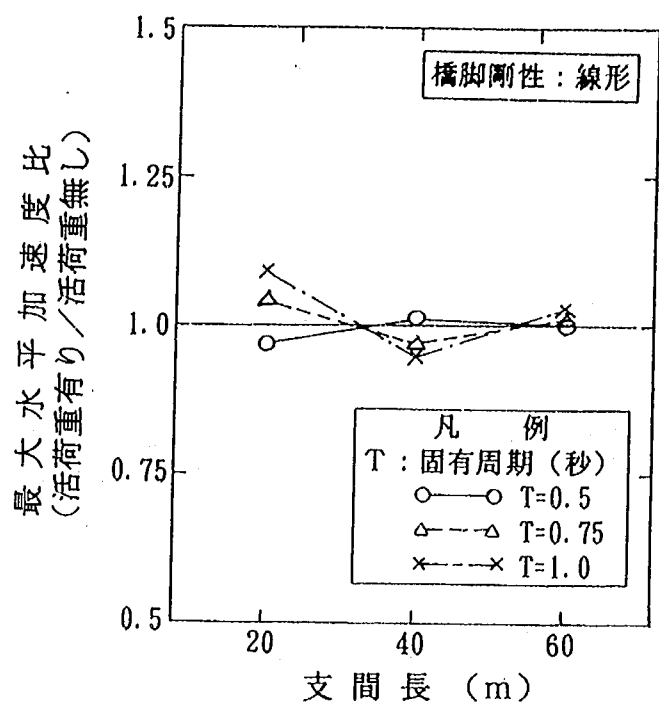
橋脚が線形及び非線形によらず、活荷重を考慮することにより変位比は1.0よりも大きくなる。橋脚が線形の場合には固有周期によらずほぼ同程度で、活荷重を考慮することにより10%程度大きくなる。橋脚が非線形の場合には、支間長が40m及び60mの場合には固有周期によって減少するが、支間長が20mの場合には逆に増加する。

③ 橋脚基部の最大曲げモーメント

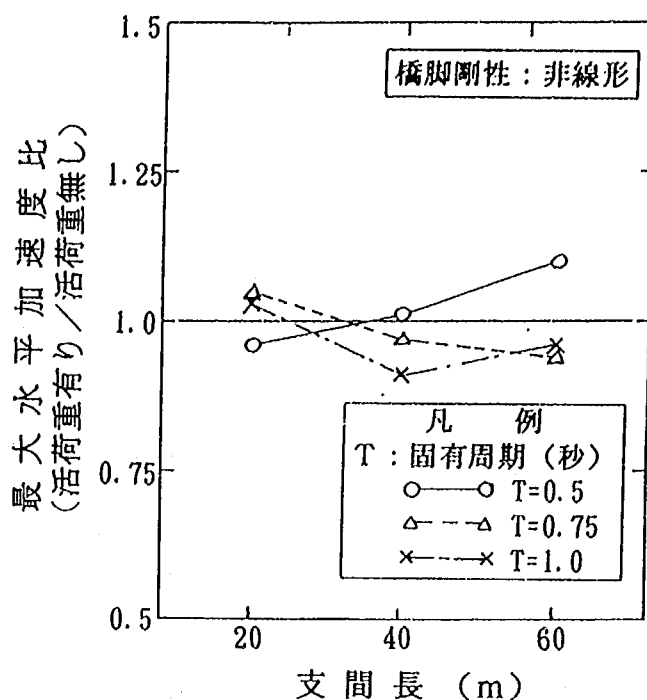
曲げモーメントは、活荷重を考慮することによりいずれの場合も大きくなる。その程度は固有周期によらずほぼ同程度であり、活荷重を考慮することにより最大で14%大きくなる。橋脚が線形の場合には平均的には8%程度の差であるが、橋脚が非線形の場合には5%程度とその差は小さくなる。

表-3.8 最大応答値の比較

支間長 (m)	橋脚の 固有周期 (秒)	橋脚の 剛性	橋脚天端の水平加速度 (cm/s ²)			橋脚天端の水平変位 (cm)			橋脚基部の曲げモーメント (tf・m)		
			活荷重無①	活荷重有②	②/①	活荷重無③	活荷重有④	④/③	活荷重無⑤	活荷重有⑥	⑥/⑤
20	0.5	線形	738	718	0.97	5.97	6.58	1.10	6.307	6.700	1.06
		非線形	545	524	0.96	10.01	10.48	1.05	4.413	4.503	1.02
	0.75	線形	797	832	1.04	15.25	16.77	1.10	10.758	11.819	1.10
		非線形	606	635	1.05	20.04	21.88	1.09	7.981	8.180	1.02
	1.0	線形	749	817	1.09	24.99	28.71	1.15	9.256	10.591	1.14
		非線形	649	670	1.03	23.83	27.82	1.17	7.953	8.571	1.08
40	0.5	線形	723	731	1.01	5.60	6.18	1.10	10.904	11.906	1.09
		非線形	557	562	1.01	7.71	9.17	1.19	7.884	8.485	1.08
	0.75	線形	782	756	0.97	13.64	14.59	1.07	17.508	18.969	1.08
		非線形	639	622	0.97	17.43	19.24	1.10	13.485	13.920	1.03
	1.0	線形	836	791	0.95	19.99	20.46	1.02	18.714	18.962	1.01
		非線形	669	610	0.91	21.35	21.88	1.02	13.865	13.938	1.01
60	0.5	線形	626	628	1.00	5.30	5.40	1.02	17.322	17.861	1.03
		非線形	509	562	1.10	7.06	9.17	1.30	11.844	12.401	1.05
	0.75	線形	752	758	1.01	12.30	13.16	1.07	29.352	31.198	1.10
		非線形	591	558	0.94	16.32	17.92	1.10	20.542	21.339	1.04
	1.0	線形	802	826	1.03	18.60	20.47	1.10	29.108	31.743	1.09
		非線形	629	606	0.96	20.49	21.52	1.05	21.844	22.357	1.02

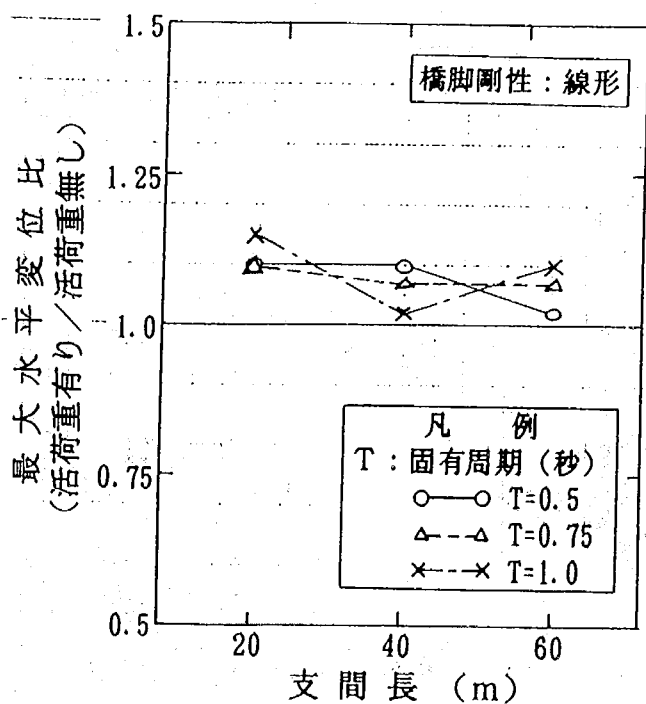


(1) 橋脚の剛性が線形の場合

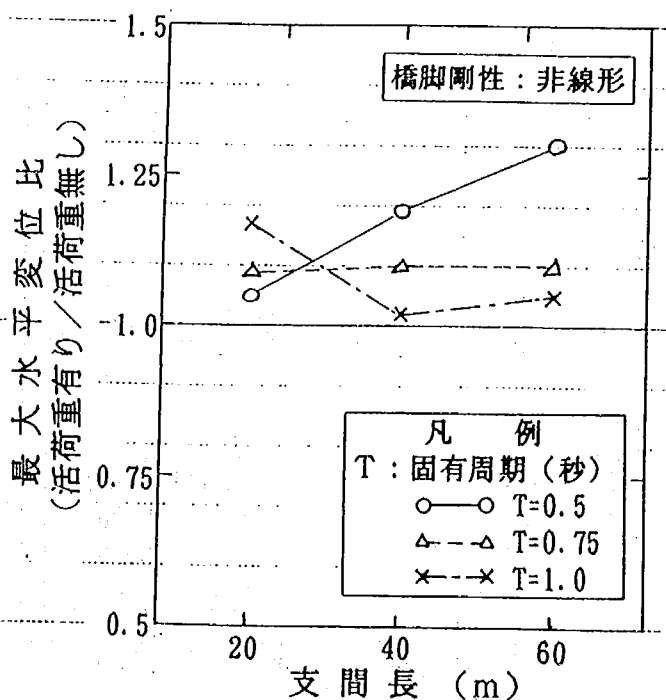


(2) 橋脚の剛性が非線形の場合

図-3.23 橋脚天端の最大水平加速度比と支間長の関係

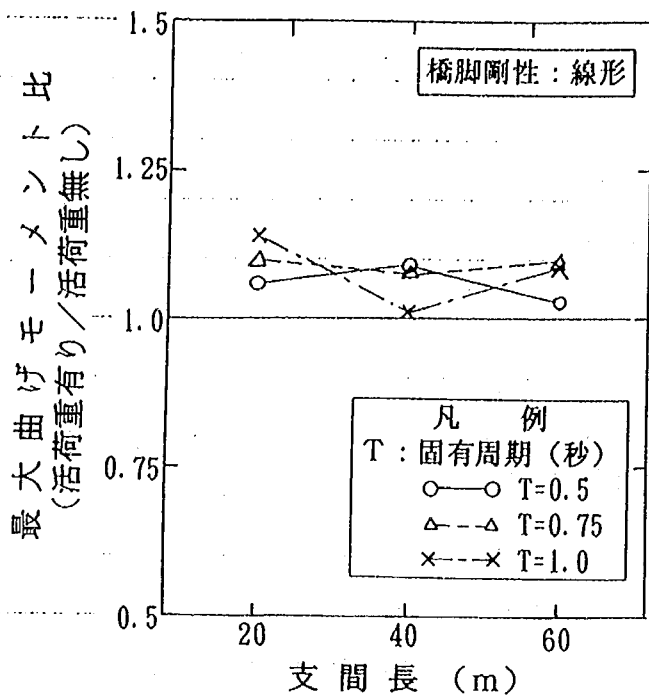


(1) 橋脚の剛性が線形の場合

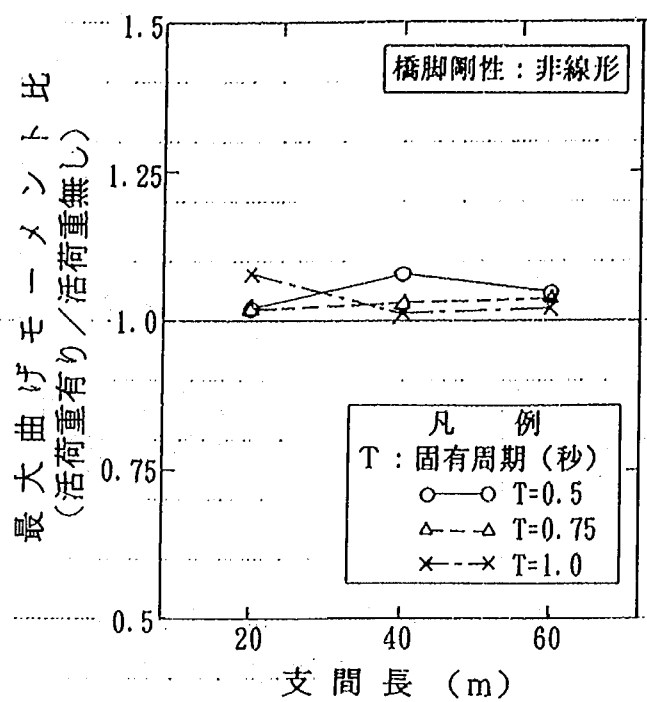


(2) 橋脚の剛性が非線形の場合

図-3.24 橋脚天端の最大水平変位比と支間長の関係

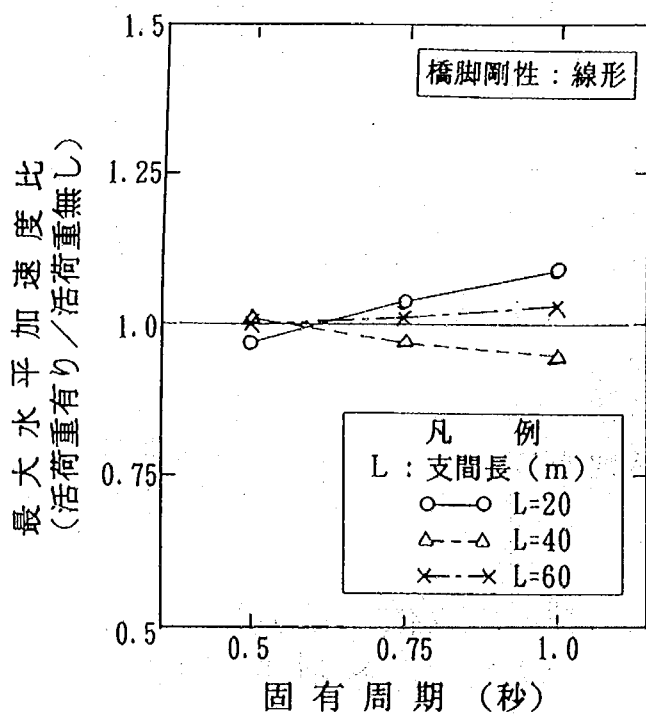


(1) 橋脚の剛性が線形の場合

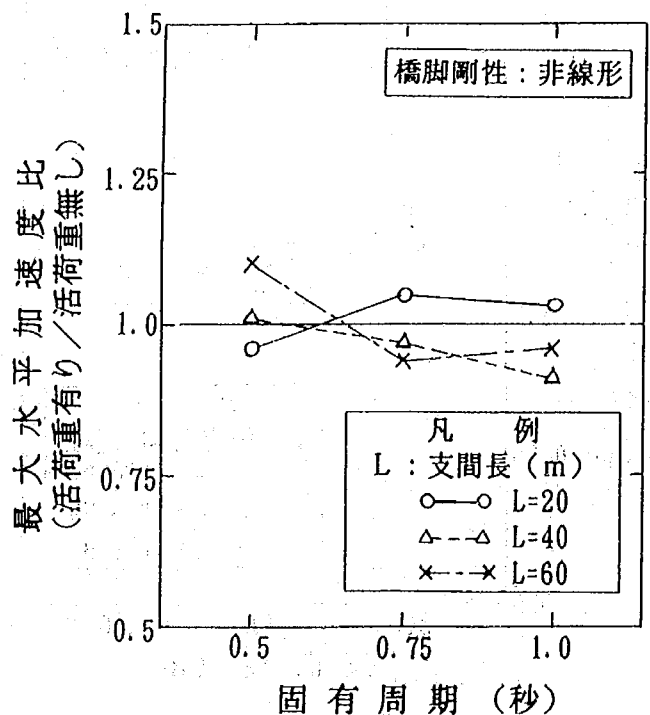


(2) 橋脚の剛性が非線形の場合

図-3.25 橋脚基部の最大曲げモーメント比と支間長の関係

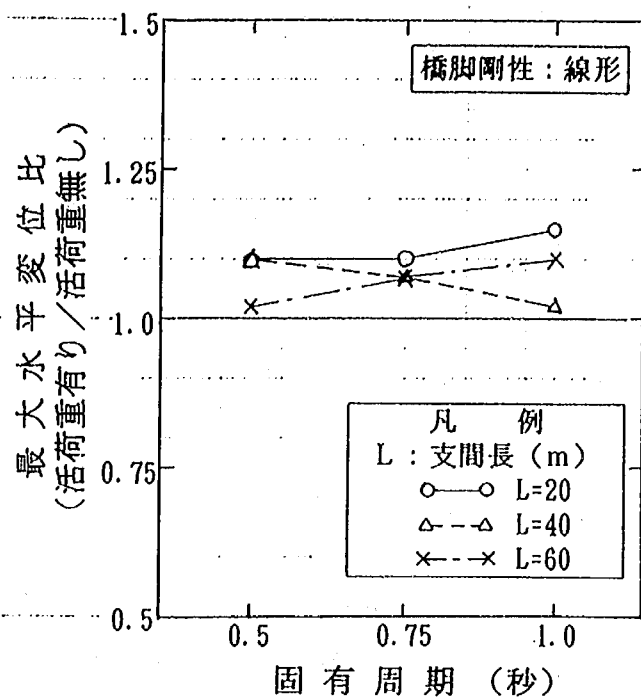


(1) 橋脚の剛性が線形の場合

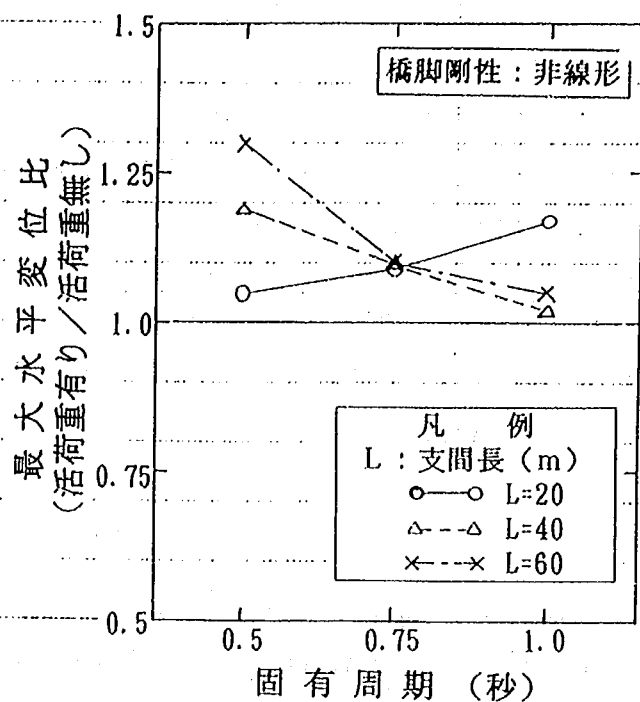


(2) 橋脚の剛性が非線形の場合

図-3.26 橋脚天端の最大水平加速度比と固有周期の関係

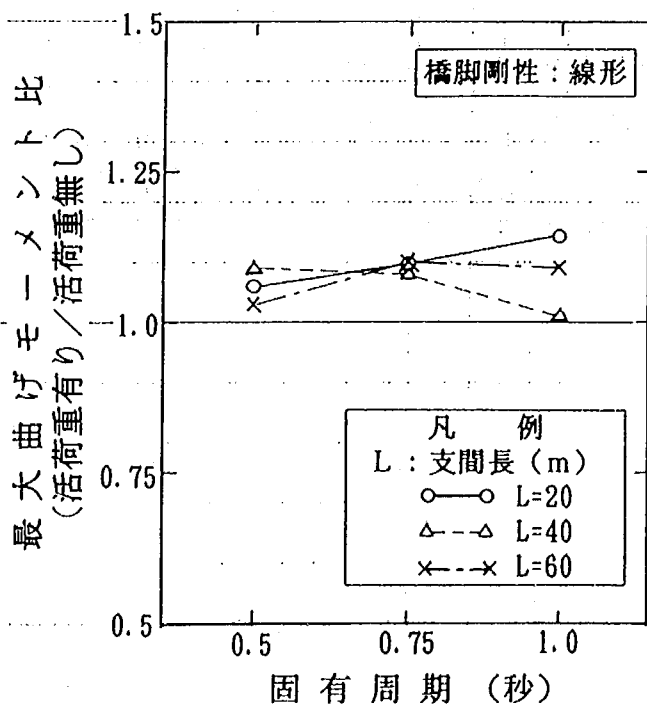


(1) 橋脚の剛性が線形の場合

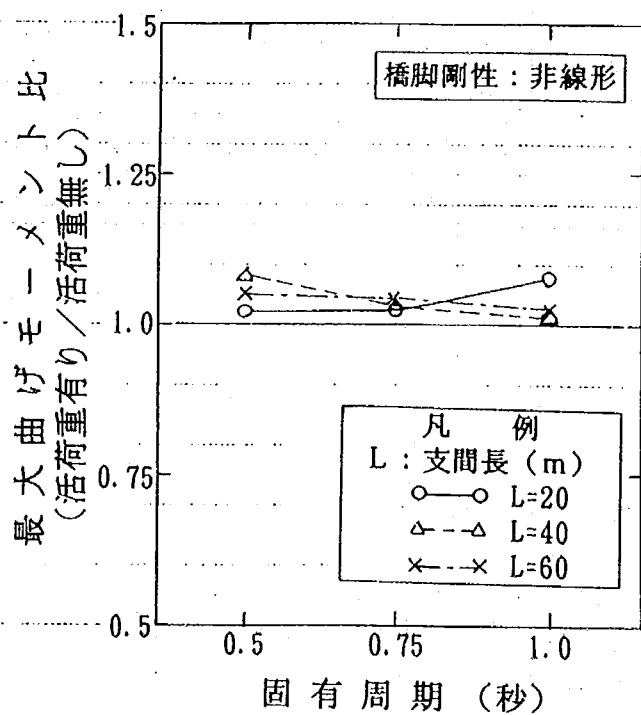


(2) 橋脚の剛性が非線形の場合

図-3.27 橋脚天端の最大水平変位比と固有周期の関係



(1) 橋脚の剛性が線形の場合



(2) 橋脚の剛性が非線形の場合

図-3.28 橋脚基部の最大曲げモーメント比と固有周期の関係

(3) 橋脚の曲率塑性率

表-3.9は、橋脚を非線形と仮定した場合の曲率塑性率（降伏曲率に対する最大曲率の比）に及ぼす活荷重の影響を示したものである。図-3.29は、曲率塑性率と固有周期の関係を示したものである。これによれば、活荷重がない場合の曲率塑性率は、非線形解析を行った場合には約2程度となっており、終局に対する比は、0.2~0.5の範囲となっている。

活荷重を考慮することにより、考慮しない場合に比較していずれもケースでも塑性率は大きくなる。支間長が20mの場合には、曲率塑性率比は固有周期が長くなるほど大きくなる傾向を有し、固有周期が0.5秒及び0.75秒の場合には10%程度大きくなるが、固有周期が1.0秒の場合にはその差は25%に大きくなる。一方、支間長が20m及び40mの場合には、曲率塑性率は固有周期が長くなるほど小さくなる傾向を有し、固有周期が0.5秒の場合には、曲率塑性率は20%大きいが固有周期が1.0秒の場合にはその差は5%程度に小さくなる。

表-3.9 曲率塑性率に及ぼす活荷重の影響

支間長 (m)	固有周期 (秒)	曲率塑性率(降伏に対する比)			曲率塑性率(終局に対する比)	
		活荷重無し①	活荷重有り②	②/①	活荷重無し	活荷重有り
20	0.5	1.79	1.94	1.08	0.24	0.26
	0.75	1.97	2.14	1.09	0.33	0.36
	1.0	1.33	1.66	1.25	0.38	0.47
40	0.5	1.64	2.04	1.24	0.25	0.31
	0.75	2.08	2.30	1.11	0.38	0.43
	1.0	1.90	1.93	1.02	0.43	0.44
60	0.5	1.76	2.08	1.18	0.28	0.33
	0.75	2.05	2.33	1.14	0.35	0.39
	1.0	2.12	2.26	1.07	0.49	0.52

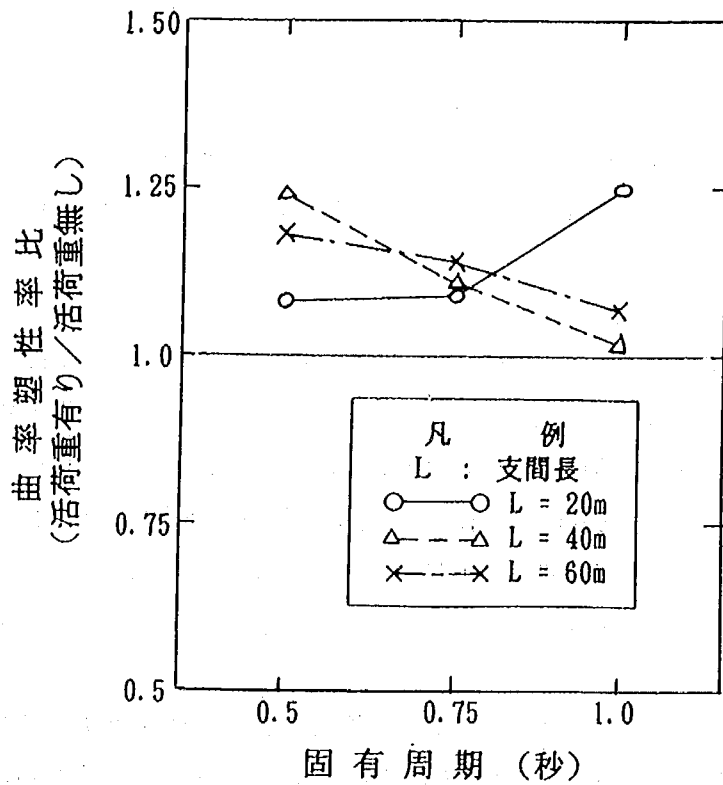


図-3.29 曲率塑性率比と固有周期の関係

4. 結論及び今後の検討課題

4. 1 結論

本研究では、橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響を明らかにするとともに、今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性を明らかにすることを目的とし、本年度は、支間長及び橋梁の固有周期をパラメータとした橋梁モデルを対象に非線形地震応答解析を行い、活荷重が最大応答値に及ぼす影響を検討した。

本年度の検討結果をまとめると以下の通りである。

(1) 橋脚天端の水平加速度に関しては、橋脚を線形と仮定した場合には、支間長が長くなるほど活荷重のある場合とない場合の相違が小さくなる。支間長が20mの場合に活荷重の影響が最も大きくなり、活荷重のない場合に比較すると加速度応答は約10%大きくなる。一方、橋脚の非線形性を考慮すると、橋梁の固有周期が0.75秒と1.0秒の場合には、支間長が40m及び60mの場合、活荷重がない場合よりも応答は小さくなるが、固有周期が0.5秒の場合には支間長が長くなるほど活荷重の加速度に対する影響は大きくなる。支間長が60mの場合には、活荷重を考慮することにより最大加速度は約10%大きくなる。

(2) 橋脚の剛性が線形、非線形によらず、活荷重を考慮することにより水平変位は大きくなる。橋脚が線形の場合には最大で15%、橋脚が非線形の場合には最大で30%大きくなる場合がある。なお、支間長による影響は明確には見られない。

(3) 橋脚基部の最大曲げモーメントは、活荷重を考慮することによりいずれの場合も大きくなる。その程度は支間長によらずほぼ同程度であり、活荷重を考慮することにより最大で14%大きくなる。橋脚が線形の場合には平均的には8%程度の差であるが、橋脚が非線形の場合には5%程度に小さくなる。支間長が短い方が上部構造重量に占める活荷重の重量の割合が大きいが応答に及ぼす影響は明確には見られない。

(4) 橋脚の剛性を非線形と仮定した場合について曲率塑性率で見てみた。その結果、活荷重がない場合の曲率塑性率は約2程度と小さく、終局曲率に対する比は0.2~0.5の範囲となっている。活荷重を考慮することによりいずれのケースでも塑性率は大きくなる。支間長が20mの場合には、曲率塑性率比は固有周期が長くなるほど大きくなる傾向を有する。固有周期が0.5秒及び0.75秒の場合には活荷重を考慮することにより10%程度大きくなるが、固有周期が1.0秒の場合にはその差は25%に大きくなる。一方、支間長が20m及び40mの場合には、曲率塑性率は固有周期が長くなるほど小さくなる傾向を有し、固有周期が0.5秒の場合には、活荷重を考慮することにより曲率塑性率は20%大きくなるが、固有周期が1.0秒の場合にはその差は5%程度に小さくなる。

(5) 耐震設計上重要な橋脚基部の曲げモーメントで見てみると、活荷重を考慮することにより、橋脚を線形とした場合には最大で14%、また、橋脚に非線形特性を考慮した場合には最大で8%大きくなる。今回考慮した活荷重は最も厳しい条件と考えられるものであるが、その影響は10%程度と小さい。また、橋脚の非線形性を考慮することにより活荷重の影響は一般に小さくなる。また、本解析で検討対象とした橋脚モデルの曲率塑性率は2程度と小さく、活荷重を考慮した場合でもまだ余剰耐力

を有しているといえる。

4.2 今後の検討

本年度の検討を踏まえると、今後、以下の検討が必要とされる。

1) 活荷重の載荷方法

本年度は、活荷重として最も厳しい状況を考慮して大型者の連行3台を基本として解析を行った。しかしながら、実際の荷重は状況によって異なり、今回考慮した載荷方法は必ずしも橋梁の地震応答に対して限界的とはいえない。このため、橋梁の地震応答に最も厳しい状態となる載荷方法を検討する必要がある。

2) 車両のモデル化

本年度は、解析プログラムの関係で車両モデルとして簡易な1自由度モデルを用いた。このため、より高精度な車両モデルを用いるとともに、各種の橋梁条件、載荷条件に対する解析ケースを増やし、大規模地震時に橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響を明らかにする必要がある。

3) 橋脚のモデル化

今回検討した橋梁モデルでは、非線形域に対して曲率塑性率で2程度であった。このため、橋脚のより現実的なモデル化を図るとともに、より大きな塑性率に入った場合の活荷重が橋梁の地震応答に及ぼす影響を検討する必要がある。

4) 安全率に関する検討

活荷重の満載した時に地震が発生するということは非常に希なケースと考えられる。このため、活荷重と地震の同時生起確率等を考慮した安全率の観点から検討する必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、平成2年2月
- 2) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説、基礎構造物、抗土圧構造物、昭和61年3月
- 3) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説、鋼とコンクリートの合成鉄道橋、鋼鉄道橋、昭和58年5月
- 4) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説、鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物、プレストレストコンクリート鉄道橋、昭和59年9月
- 5) CALTRANS：Bridge Design Specifications, June 1990
- 6) 平林泰明：地震時に活荷重が構造物に及ぼす影響の検討、首都高速道路公団技報、第22号、1990年
- 7) 阪神高速道路公団、(社)システム総合研究所：都市高速道路の荷重評価と信頼性解析に基づく構造設計規範の策定に関する研究、昭和60年3月
- 8) 阪神高速道路公団、(社)システム総合研究所：阪神地域における都市高速道路の荷重条件と設計荷重に関する基礎的研究、昭和61年3月
- 9) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：都市高速道路上の交通車両の地震荷重に与える影響に関する調査研究、昭和63年3月
- 10) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：都市高速道路上の交通車両の地震荷重に与える影響に関する調査研究(その2)、平成元年3月
- 11) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：都市高速道路上の交通車両の地震荷重に与える影響に関する調査研究(その3)、平成2年3月
- 12) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：橋梁一載荷車両連成系の地震応答と高架橋の耐震設計への影響に関する研究、平成3年3月
- 13) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：橋梁一載荷車両連成系の地震応答と高架橋の耐震設計への影響に関する研究(その2)、平成4年3月
- 14) 阪神高速道路公団、(財)防災研究協会：橋梁一載荷車両連成系の地震応答と高架橋の耐震設計への影響に関する研究(その3)、平成5年3月
- 15) 阪神高速道路公団：阪神高速道路旧梅田入路構造物に関する調査研究、平成4年3月
- 16) 阪神高速道路公団、(財)阪神高速道路管理技術センター：設計荷重(HDL)委員会報告書、阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究、昭和61年12月
- 17) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討、土木研究所資料第2539号、昭和63年1月
- 18) 建設省土木研究所：限界状態設計法における設計活荷重に関する検討Ⅱ、土木研究所資料第2700号、昭和63年1月
- 19) Sugiyama, I., Kameda, H., Sasaki, N. and Kawakita, S.: Dynamic Structure-Vehicle Interaction of Highway Bridge and Its Implication to Seismic Design, UJNR, 1990年5月
- 20) 加賀山、亀田、佐々木：車両載荷状態での道路橋の水平振動実験、土木学会第45回年次学術講演会、平成2年9月

- 21) 北、亀田、鈴木：車両载荷のもとでの道路橋の地震応答、土木学会第45回年次学術講演会、平成2年9月
- 22) 足立、亀田、林、佐々木、室野：道路橋の水平振動に及ぼす積載車両の影響、土木学会第46回年次学術講演会、平成3年9月
- 23) Kameda, H., Maekawa, Y., Sasaki, N. and Muroho, Y : Dynamic Structure-Vehicle Interaction for Seismic Load Evaluation of Highway Bridges, 10th WCEE, 1992年7月
- 24) 室野、亀田、南荘、渡辺：大型車両が道路橋の地震応答に与える影響に関する研究、土木学会第47回年次学術講演会、平成4年9月
- 25) 渡辺、荻野、亀田、南荘、室野：交通渋滞下での橋梁－車両連成系の地震応答特性、第22回地震工学研究発表会講演概要集、平成5年7月
- 26) 橋本、南荘、亀田、鈴木、友永：橋梁－車両の連成効果を考慮した高架橋の耐震安全性に関する一検討、第22回地震工学研究発表会、平成5年7月
- 27) 江守一郎：自動車事故工学、技術書院

橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の
影響に関する研究（その1）

I S S N 0 3 8 6 — 5 8 7 8
土木研究所資料第3316号
平成6年12月（1994年）

川 島 一 彦
運 上 茂 樹
向 秀 毅

要 旨

本資料は、橋梁の地震応答特性に及ぼす活荷重の影響を明らかにするとともに、今後の道路橋の耐震設計における活荷重の取り扱いの方向性を明らかにすることを目的として、首都高速道路公団から平成5年度及び6年度の2カ年の予定で建設省土木研究所に委託された「橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する研究（受託研究）」で平成5年度に実施した研究内容をまとめたものである。

本年度は、活荷重の大きさ及び橋梁の地震応答に及ぼす活荷重の影響に関する既往の資料・研究について調査するとともに、活荷重が橋梁の地震応答特性に及ぼす影響を非線形地震応答解析により検討した結果をまとめたものである。

キーワード：道路橋、地震応答特性、耐震設計、活荷重の影響、大型車、渋滞

郵便はがき

切手
はって
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室
行

No. 001

No. 001

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3316号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印