

土 木 研 究 所 資 料

橋梁基礎の耐震設計のための地震工学研究の現状

A State-of-the-Art of Earthquake Engineering Research
for Application to Seismic Design of Bridge Foundation

昭和61年7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。」

橋梁基礎の耐震設計のための 地震工学研究の現状

A State-of-the-Art of Earthquake Engineering Research
for Application to Seismic Design of Bridge Foundation

耐震研究室 室長 川 島 一 彦

要 旨

強震観測記録の充実、コンピューターの導入等により地震に対する構造物の運動を動的に把握することがある程度可能となり、これに伴って、従来、震度法によって行ってきた耐震計算を動的な観点から再評価しようとする段階に進みつつある。本資料は、橋梁基礎を取り上げ、その耐震設計を見直すために利用可能もしくは研究が必要と考えられる耐震工学面の研究成果を整理し、とりまとめたものである。

キーワード：橋梁基礎，耐震設計，動的解析

目 次

1. まえがき	1
2. 橋梁基礎の震害例	2
2.1 設計地震力が不十分な時代の震害例	2
2.2 地盤液状化に伴う基礎の震害例	3
2.3 最近の地震による被害形態	8
2.4 橋梁の耐震性判定法	13
2.5 震害経験の無い基礎工の耐震性	13
3. 橋梁基礎の振動特性	16
3.1 強震記録からみた基礎工の振動特性	16
3.2 加振振動実験からみた基礎工の振動特性	22
4. 基礎構造物の耐震計算	30
4.1 震度法による基礎構造物の耐震計算	30
4.2 応答変位法による基礎構造物の耐震計算	33
4.3 動的解析による基礎構造物の耐震計算	35
5. あとがき	42
引用文献	

1. まえがき

“耐震設計”といえば、すぐ、“設計震度”と連想されるように震度法は今日の耐震設計に広く用いられている。震度という概念を用いることにより、動的な地震力を静的な地震力に変換でき、これにより複雑な力のやり取りを簡単な計算により表わすことができるために、震度法が今日の耐震設計法の基本となっているのは周知の通りである。

しかしながら、大勢としては震度法に従うとしても、橋梁基礎の耐震設計に際して、設計者は地盤との関係をどのように取扱えばよいか、非常に多くの基本的な判断を求められているのが実情と考えられる。

本文では、橋梁基礎の耐震設計法に関し、現在各所で検討されている研究内容を中心に、これを実務設計に取り入れるために必要と考えられる事項を紹介することとしたい。

2. 橋梁基礎の震害例

2-1 設計地震力が不十分な時代の震害例

基礎構造と耐震設計の関係を考えるに当り、まず、地震の影響を十分見込まないと基礎構造はどのような壊れ方をするかを橋梁基礎を例にとってみてみよう。

まず、写真1は大正12年関東地震による神奈川県足柄郡の酒匂川に架かる酒匂橋（国道1号線）の被災状況である²⁾。本橋は、支間約10mの鉄筋コンクリート桁33連より成り、地震のわずか2ヶ月前に竣工したばかりであった。橋脚は鉄筋コンクリート製で3本柱を有するラーメン構造であり、基礎は直径1.8m、深さ3.6mの桶枠を河床に沈め、その内部にコンクリートを充填したものであった。震源域に近いせいもあり、全橋ことごとく写真1に示したように落橋した。被害原因は、基礎～橋脚の強度不足に伴い橋脚の移動、傾斜を生じ、これが上部桁の落橋を促したと考えられている。

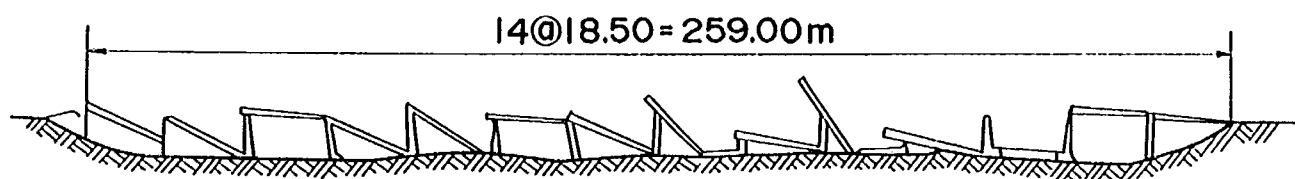


写真-1 関東地震による酒匂川橋の震災状況

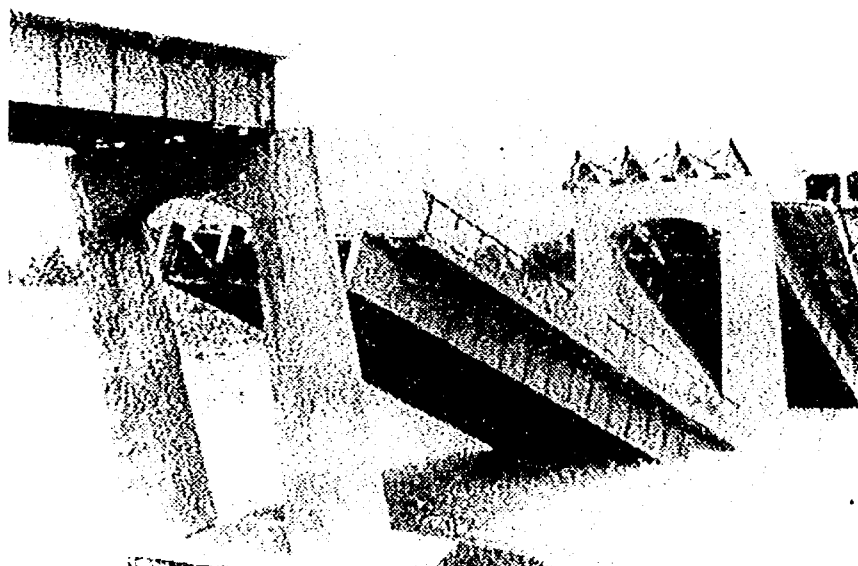
次に、図1は、昭和23年の福井地震による福井県吉田郡の九頭龍川に架かる中角橋の被災状況を示したものである³⁾。中角橋は昭和6～7年に架設された橋長257.04m、14径間単純の鋼鈑桁橋であり、下部構造は井筒及び杭基礎であった。福井地震により写真2に示すように14径間中10径間が落橋し、その原因は全て下部構造の破壊によるものであった。下部構造の破壊の原因としては、井筒と橋脚躯体の定着不足の他、井筒自身の移動、傾斜が挙げられている。

これらの被害状況に代表されるように、基礎の設計に際して地震の影響が全く考慮されていないか、もしくは不十分であった時代の基礎の被害形態は、以下のようにまとめられる。

- i) 基礎躯体自身の破断、破壊
- ii) 周辺地盤の支持力不足に伴う基礎の傾斜
- iii) 周辺地盤の破壊、移動、支持力喪失に伴う基礎工の沈下、傾斜、移動



図一1 中角橋の被害（福井地震）



写真一2 中角橋（福井地震）

2-2 地盤液状化に伴う基礎の震害例

我が国で道路橋の設計に地震の影響が初めて具体的に取り入れられたのは、大正 15 年に内務省土木局から出された「道路構造に関する細則(案), 第 2 章橋梁」における地震力の規定である。その後、逐次震度法に基づく耐震設計法が整備され、基礎工本体及び周辺地盤の支持力に対する照査が定着してきた。これにより、上述した関東地震、福井地震等に見られた被害形態は、大幅に減少したが、この当時、十分な注意が払われなかった地盤破壊、特に液状化に伴う基礎工の被害が最も顕著に表われたのが、昭和 39 年の新潟地震である。この際には、昭和大橋が写真 3 に示すように落橋した。昭和大橋は、橋長 303.9 m の鋼鈹桁 12 連から成り、下部構造は径 600 mm の鋼管杭 9 本を 1 列に組んだパイロメント橋脚となっていた。地震により図 2 に示すように、12 連中左岸よりの 5 連が落橋し、また、中央の橋脚 P_5 及び P_6 は落橋した両隣りの桁の下に巻き込まれる形で折れ曲がり水中に没した。

地震後に、災害原因の究明のため可動沓が落橋し、固定側の橋脚が残っていた P₄ 橋脚の最下流側の鋼杭を引抜いた結果、図 3 に示すような変状が認められた⁴⁾。これによると、杭先端から約 4 m の区間は永久変形を生じておらず、その位置は河底から換算すると -12 m であった。仮に、この点が杭の変形に対する第 1 不動点であるとして、抵抗層の上縁からの距離を Chang の式で求めると 1.75 m となる。したがって、 $-12\text{ m} + 1.75\text{ m} = -10.25\text{ m}$ が液状化を受けなかった抵抗層の上面と考えることができ、この結果は地盤ボーリング調査結果から推定される深さとおおよそ一致するものであった。したがって、上層の砂質地盤の液状化により、地盤の横抵抗がほとんど消滅し、図 3 に示したような大きな杭の変形を生じたものと考えられる。図 3 で興味深いのは、河底から約 3 m の位置で曲げ変形による局部座屈を生じている点である。このことは局部座屈が生じた段階では、地盤の液状化がこれ以下には及んでいなかったことを示していると考えることができる。

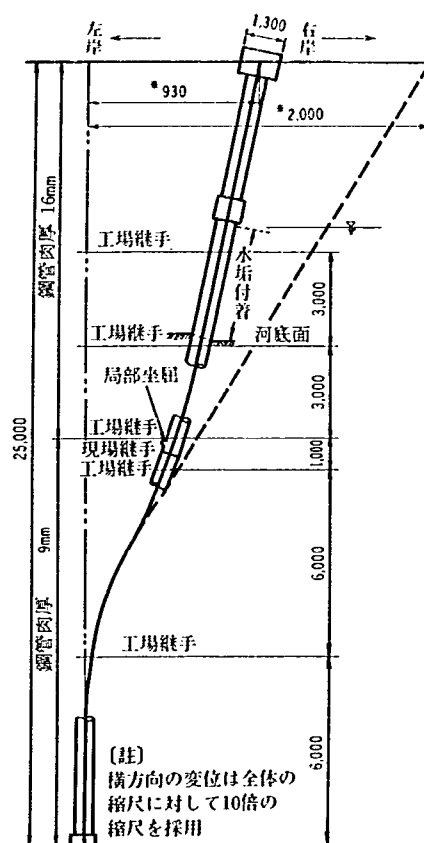


図 3 昭和大橋 P₄ 橋脚の残留変形

昭和大橋の落橋以来、液状化に対する研究が各所で開始され、その発生のメカニズム、液状化地盤中での基礎工の地盤応答特性、耐震化等に対して今日に至るまで研究が進められている^{5)~10)}。こうした研究によれば、液状化が基礎工に与える影響には以下のものが挙げられる。

- i) 過剰間隙水圧の上昇に伴う基礎工の浮上り
- ii) 液状化による支持力の低下もしくは喪失に伴う基礎工の沈下、傾斜
- iii) 液状化により周辺地盤の横移動が生じ、これによる基礎工の傾斜、移動

液状化に対する耐震設計上の対応を整理すると、基本的に表1のようになる。このうち、構造的に液状化に対処する方法としては、基礎が軽い場合には浮上り防止が、また、基礎が重い場合には沈下、傾斜の防止が挙げられる。具体的な耐震設計法としては、前者については共同溝設計指針¹³⁾に示される過剰間隙水圧を考慮した浮上り安全率の評価が、また、後者の例としては、道路橋示方書耐震設計編¹⁴⁾に示される地盤と構造物を結ぶばね定数の低減係数がある。

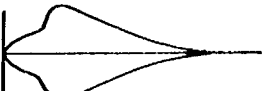
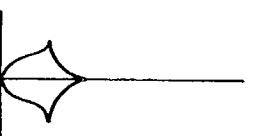
表1 液状化に対する基礎工の耐震化対策

手 法		手 段
液状化を防止するか、もしくは軽減する		地下水位低下、地盤強度の向上、地盤振動の抑制
構造的に液状化に対して抵抗する	浮上り防止	重力増加、アンカー等
	沈下、傾斜防止	基礎剛性の増加等
	流動化による移動防止	基礎剛性の増大等

しかしながら、液状化に伴い周辺地盤に横移動が生じた場合に対しては、まだ、具体的な耐震計算法が示されていない。今後、研究が必要とされる分野であろう。なお、液状化については、従来、流動化とも呼ばれてきたが、最近では液状化に統一されつつある。しかしながら上記のような基礎の被害形態を考慮すると、単に液状化する場合と、液状化に伴い周辺地盤の横移動が生じる場合に分け、後者については「流動化」と用語を再定義することが提案される。

ここで、液状化の影響に関して興味深いのは、片田、伯野⁹⁾が行った不飽和砂質地盤の軟化に関する模型実験である。片田らは、模型地盤の含水比を変えた液状化過程の地盤の振動応答を検討し、表2に示すように飽和地盤の場合には不完全液状化時に一時的に大きな加速度応答を示すだけで、完全液状化すると応答は生じなくなるのに対して、不飽和地盤の場合には大きな加速度応答が入力終了まで継続することを明らかにした。さらに、液状化過程で塩ビパイプに生じる曲げひずみを実験的に検討し、地震動によって不飽和地盤が一度液状化、もしくは軟化した場合には、飽和地盤よりも地中構造物に悪影響を与える可能性があるとして、不飽和砂質地盤の液状化の重要性を指摘している。液状化の度合いが空間的、時間的に変化し、流動が生じた場合の流動化地盤中の基礎構造物の地震応答に関する研究が今後重要と考えられる。

表2 含水比による応答波形の相違(片田ら [8] による)

	含水比	応答波形の特徴	地盤の状態
不飽和地盤	23.0%		軟化・液状化せず。
	24.0%		軟化〔不完全液状化〕するだけで、完全には液状化しない。
	27.0%		液状化するが、短時間である。
飽和地盤			完全に液状化する。

2-3 最近の地震による被害形態

昭和47年の道路橋耐震設計指針、昭和55年の道路橋示方書耐震設計編と順次、設計地震力、液状化対策、構造細目等に対する規定の整備が進んだ結果、近年の地震による橋梁基礎工の被害形態はどのようなになっているであろうか。表3は、昭和53年宮城県沖地震及び昭和58年日本海中部地震による橋梁の被害形態を昭和39年新潟地震と比較して示したものである¹⁵⁾。もち論、3回の地震はそれぞれに異なった特徴を有しており、表3に示した被害形態の違いが、耐震計算法の整備を直接反映しているとはいえないが、ある程度関係はあるであろう。これによれば、新潟地震では、液状化に伴い橋台、橋脚が沈下、移動等剛体変位を生じた例が顕著であるのに対して、宮城県沖地震及び日本海中部地震では、このような下部工の剛体変位による被害は少なく、支承部及び橋台、橋脚躯体自身の被害が多くなっている。これは、基礎工自身は周辺地盤の変状に対する影響も含めてある程度しっかりと設計されるようになった結果、基礎工に起因する被害は減少し、代りに、橋脚、橋台及び支承部に被害が移行してきたものと考えられる¹⁶⁾。一例を挙げると、写真4のようになり、いずれの場合にも地震後の復旧調査によると、基礎工には大きな変状が認められなかったのに対して、RC橋脚には大きな被害を生じた。このような点から、今後、基礎工～下部躯体～上部構造と、橋梁全体系としてのパランスの取れた耐震性の向上を図ることが重要と考えられる。

表3 新潟地震、宮城県沖地震、日本海中部地震による被害形態の比較

上部工

被害形態	新潟	宮城県	沖	日本海中部
沈下・移動	2	1	0	
桁移動	15	27	2	
主部材の損傷	16	17	1	
2次部材の損傷	2	6	0	
床版のひびわれ	6	6	0	
伸縮継手の損傷	11	15	10	
高欄、地覆の損傷	17	9	2	
リベット、ボルトのゆるみ	0	3	2	
計(170橋)	69	84	17	

橋台

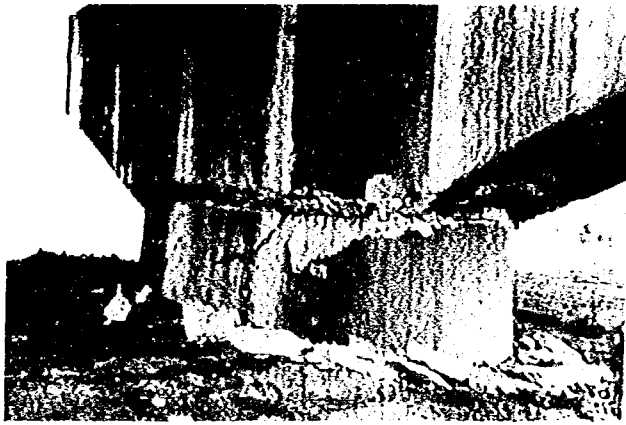
被害形態	新潟	宮城県	沖	日本海中部
沈下・移動	40	2	5	
躯体ひびわれ	12	20	2	
天端ひびわれ	11	15	1	
胸壁ひびわれ	10	17	6	
基礎工の損傷	0	0	3	
計(144橋)	73	54	17	

橋脚

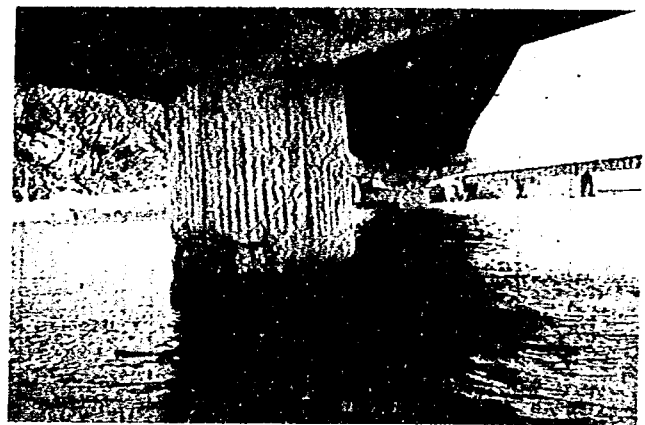
被害形態	新潟	宮城県	沖	日本海中部
沈下・移動	51	0	3	
躯体ひびわれ	7	14	2	
張出部ひびわれ	0	1	0	
天端ひびわれ	14	22	1	
基礎工の損傷	6	0	0	
計(121橋)	78	37	6	

支承および支承部

被害形態	新潟	宮城県	沖	日本海中部
支承破損	4	31	7	
過大な移動・浮上り	6	16	6	
アンカーボルト変形	9	24	1	
モルタルひびわれ	4	46	5	
計(159橋)	23	117	19	



(a) 千代大橋（宮城県沖地震）



(b) 静内橋（浦河沖地震）

写真4 橋脚の被害状況

ここで、写真4のRC橋脚の被害例を御紹介したついでに設計地震力と被害との関係について触れておきたい。橋脚基礎については良い例が無いので、RC橋脚について被災状況と残留強度の関係を示すと表4のようになる¹⁸⁾。これは建設省総合技術開発プロジェクト“震災構造物の復旧技術の開発”の橋梁構造物分科会（岡本舜三委員長，伯野元彦分科会長）の中で審議検討されたRC橋脚が基部で曲げ破壊する場合の被災度の簡易判定表である。これは土木研究所等におけるRC橋脚模型の動的載荷試験結果を総合して作られたもので、橋脚基部の鉄筋コンクリートが降伏するときに橋脚天端に生じる変位 δ_y を基本として被災度を整理したものである。

表4で重要な点は、橋脚基部の鉄筋が降伏する程度（ δ_y 程度）では、橋脚に生じる変状はコンクリート表面にヘアークラックが生じる程度と軽微であり、この状態をはるかに通り起した $3\sim 4\delta_y$ になって初めて基部コンクリートの剝離が生じ始めることである。ここで写真5を見ていただきたい。これは、写真4(a)に示したと同じ宮城県沖地震時の千代大橋P4橋脚の被災状況である。この写真は著者にとっては非常に思い出深い。その理由は、地震後に千代大橋の被災状況を調査した際、写真4(a)に示したP6橋脚等の大被害を中心に写真を取り、P4は被害が小さいためあまり気に留めなかった。ただ、調査の最後にP4橋脚を見ると基部のコンクリートの一部が小さく剝離しており、次の調査地点へ移動する前に2～3枚分残っていたフィルムを撮りつくす必要から、たまたまシャッターを押したものである。当時は、この程度のものは被害だという意識を著者はほとんど持っていなかった。しかし、表4に従ってこの被害をみると、 $3\delta_y$ 程度に相当し、明らかに降伏点は越していることがわかる。

重要なことは、表4に示す $\delta_y\sim 3\delta_y$ までの状態は、コンクリートの剝離等が生じないために、地震後の調査で“被災”とは見なされず、 $3\sim 4\delta_y$ 以後になって、初めてコンクリートの剝離、鉄筋の座屈等が生じ“被害”と認定されることである。一方、宮城県沖地震時に千代大橋橋脚天端に生じた弾性応答（橋脚が弾性的に振動するとした場合に生じる最大加速度）は0.5G程度と見なされることから、「設計震度0.2で設計されていた千代大橋は橋脚天端の弾性応答加速度が0.5G程度であっても“被害”は生じなかった」ということになり、これが従来直観的に、「0.2～0.3の設計震度で設計されたRC橋

表4 外観から判断される損傷度と残留変形性能の関係

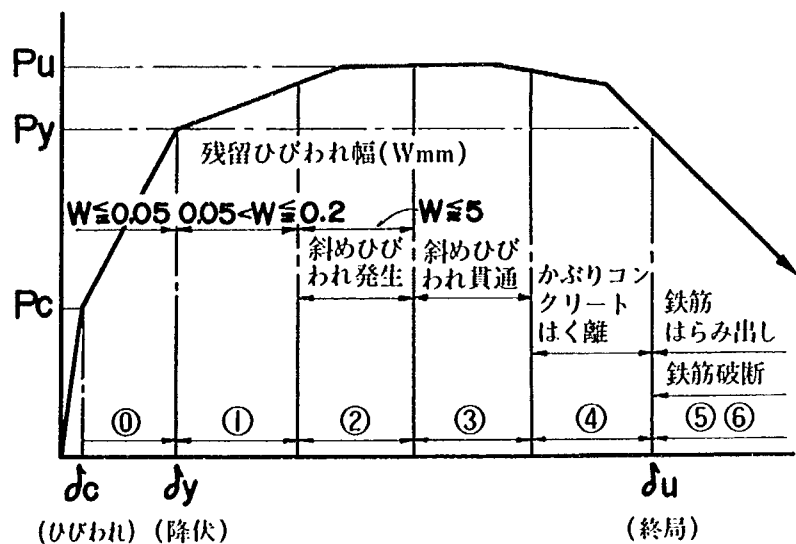
損 傷 度			0	1	2	3	4	5	6
			② $\frac{\delta}{\delta y} \leq 1.0$	① $1.0 < \frac{\delta}{\delta y}, \frac{\delta}{\delta u} \leq 0.4$	② $0.4 < \frac{\delta}{\delta u} \leq 0.6$	③ $0.6 < \frac{\delta}{\delta u} \leq 0.8$	④ $0.8 < \frac{\delta}{\delta u} \leq 1.0$	⑤ $1.0 < \frac{\delta}{\delta u}$	⑥
橋脚天端水平力			$P \leq P_y$	$1.05 P_y$	$1.1 P_y$	$1.1 P_y$	$1.0 P_y$	$P < P_y$	
残留水平ひびわれ幅 (軸力が小さい場合)			$w \leq 0.05$ mm	$0.05 < w \leq 0.2$ mm	$w \leq 5$ mm	—	—	—	
斜めひびわれ			—	—	発生	貫通	—	—	
かぶりコンクリートはく離 鉄筋はらみ出し			—	—	—	—	かぶりコンクリート はく離	鉄筋はらみ出し	
鉄筋破断			—	—	—	—	—	発生	
損 傷 状 況	通常 の 場 合 $p \geq 0.5\%$	側 面 図							
		正 面 図							
	軸 方 向 鉄 筋 比 小 の 場 合 $p < 0.5\%$	側 面 図							
		正 面 図							
	残 留 強 度		$P_u(1.1 \sim 1.3 P_y)$	$P_u(1.1 \sim 1.3 P_y)$	$P_u(1.1 \sim 1.3 P_y)$	$1.1 P_y$	$1.0 P_y$	P_y 以下	P_y 以下
	残留変形性能 $\frac{\delta u - \delta}{\delta u - \delta y}$		100%	70%	50%	30%	10%	0%	0%

凡 例

c : クラック

y : 降 伏

u : 終 局



注 ○内の数字は上表の損傷度に対応する

脚は0.5 G程度の弾性応答にもつ、「震度法の0.2~0.3の地震力は、0.5 G程度の弾性応答力に匹敵する」というように把えられてきた。このように考えられた背景には、設計で想定された状態（すなわち、鉄筋応力が降伏点以下）を越すとすぐ何らかの被害を生じると漠然と考えられてきたため、“被害”を生じていない以上、作用力も設計震度相当以下であるはずだと考えられてきたためと思われる。

しかしながら、写真5に示した被害状況は、千代大橋に作用した地震力が設計震度0.2相当力よりもはるかに大きかったことを示している。したがって、耐震設計で想定されているようなRC橋脚の鉄筋の降伏は、宮城県沖地震時には仙台市域よりももっとはるかに広範囲の橋梁で生じていたが、ただ、

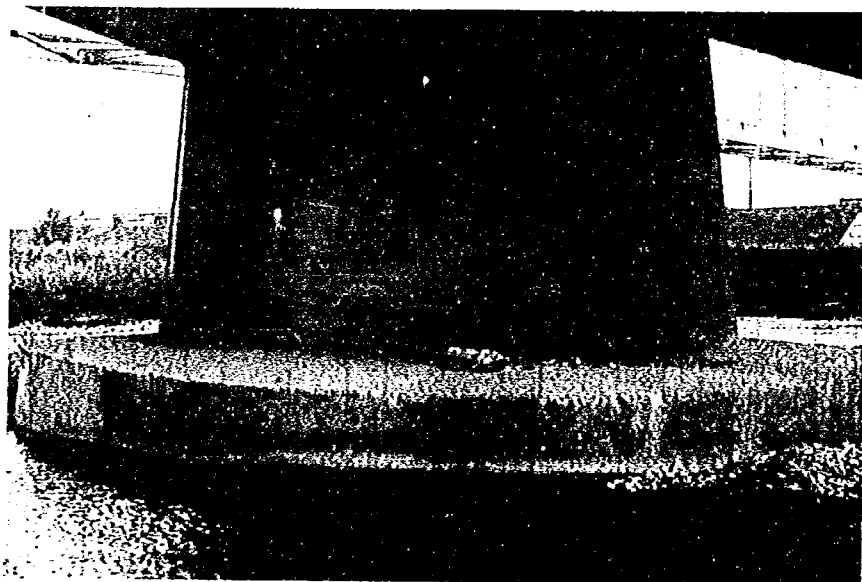


写真5—(a) P₄橋脚（左岸側）の亀裂

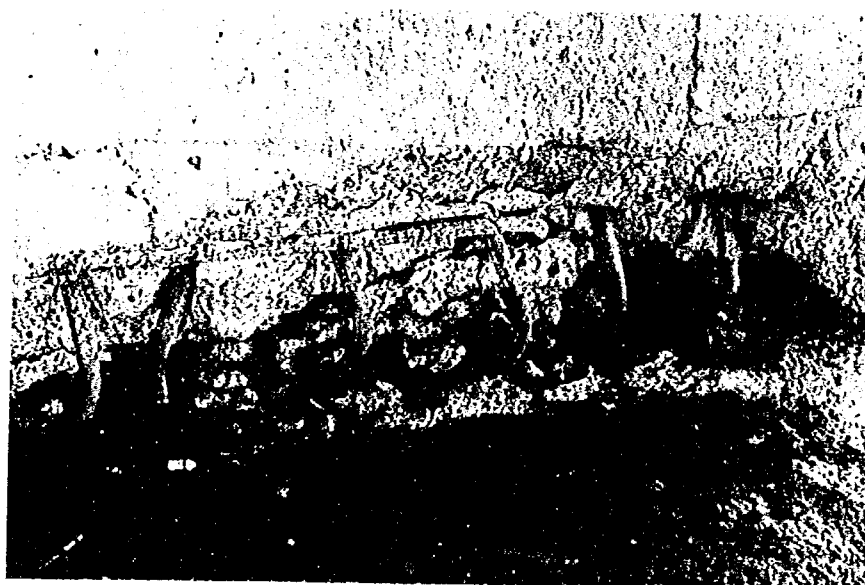


写真5—(b) P₄橋脚根元の鉄筋露出（写真5—(a)の拡大図）

それが外観からはわからなかったただけだと著者は考えている。このような点から考えると、後述の動的解析等詳細な解析から求められる作用力は少なくとも弾性応答の範囲内ではかなり実態に近いものであると考えられる。このような地震力に対する適切な耐震性の照査方法の開発が今後、必要とされよう。

2-4 橋梁の耐震性判定法

既住の地震被害を基本として、外観等から道路橋の耐震性を簡便に判定する調査票として図5及び表5が提案されている¹⁹⁾。これをみると、あくまで外観等からの簡易な判定であるが、どういう基礎構造が従来被害を受けやすかったかを凡そ知ることができる。

2-5 被震経験の無い基礎工の耐震性

現在までの地震による基礎工の被害形態は上述した通りであるが、構造物の大型化、施工技術の進歩、新技術の開発、用地環境面からの制約等により、地震の洗礼を全く受けていない新しいタイプの基礎構造が、特に都市部を中心として、近年、活発に建設されるようになってきている。すなわち、

- i) 超軟弱地盤中の大型基礎
- ii) 新工法による基礎
- iii) 異種構造と一体となった基礎

こうした基礎構造に対しては、従来の被災経験を積み重ねて培われた耐震技術がそのまま受け入れられないものが多い。したがって、こういった分野に対して、基礎構造の動的な振動特性を基本とした新しい耐震計算法の開発が必要とされている。

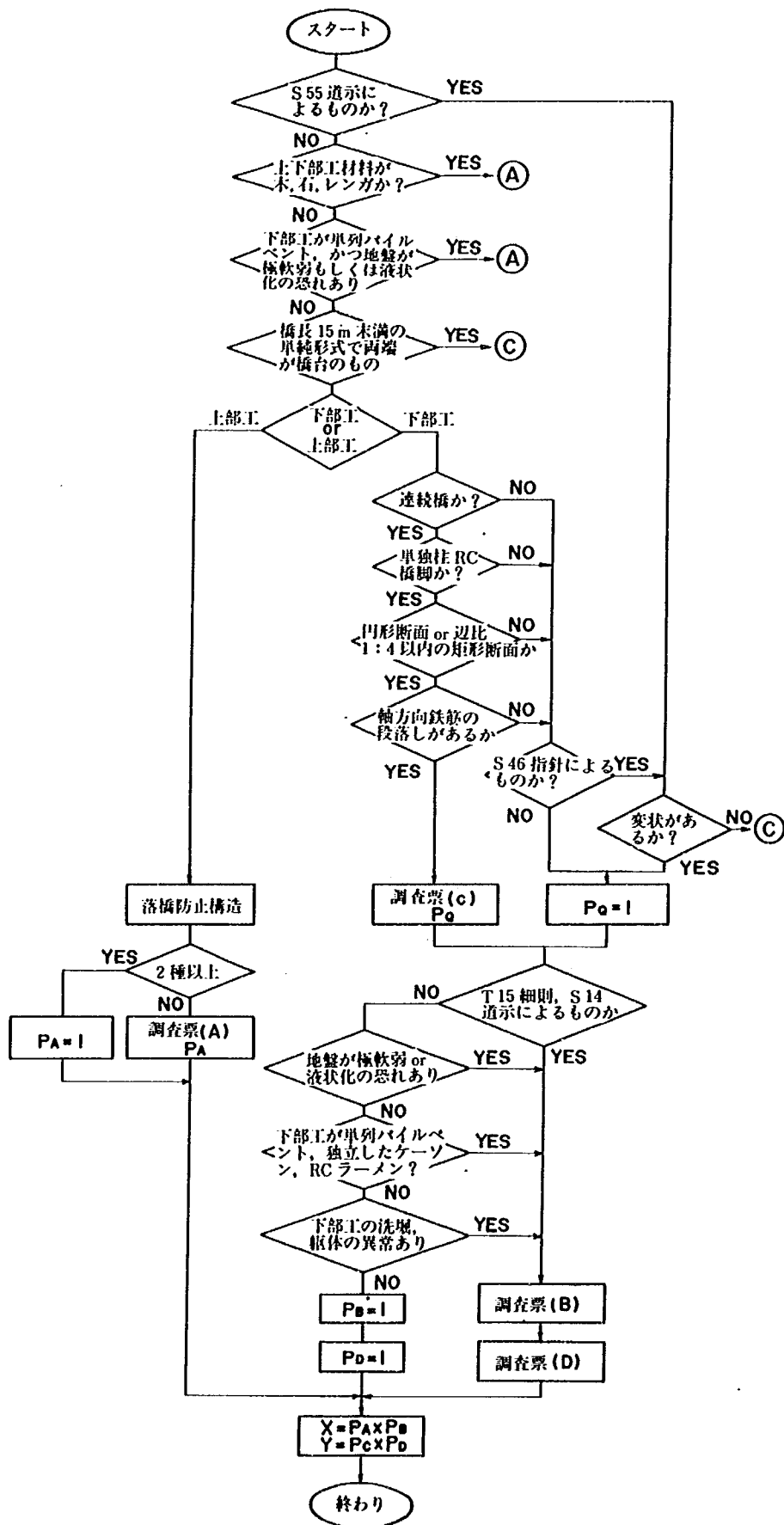


図5 道路橋耐震性判定フロー図

表5 道路橋の耐震判定調査票

調査機関名				調査年月	昭和年月	整理番号		
道路種別		路線名		交通量		橋名		
所在地 DID 内外		DID (内・外)	バス路線	はい・いいえ	橋長	幅員		
点検項目								
橋梁の点検	(A) 上部工	①適用示方書		4.0 大正 15 年細則・昭和 14 年道示 2.0 昭和 31 年道示・昭和 39 年道示 1.0 昭和 46 年道示・昭和 55 年道示				
		②上部構造形式		3.0 ゲルバー桁・2 径間以上の単純支持		1.5 1 径間単純支持(15m 以上)2 連以上の連続桁		1.0 上路・中路・アーチ・ラーメン 1 連連続桁、斜張橋、吊橋
		③平面線形		1.2 斜橋・曲線橋		1.0 直橋		
		④上部構造材料		1.2 RC・PC		1.0 鋼		
		⑤縦断勾配		1.2 6%以上		1.0 6%未満		
		⑥落橋防止構造		2.0 なし		1.0 1 種類		
		$P_A = ① \times ② \times ③ \times ④ \times ⑤ \times ⑥$		$P_A = \underline{\hspace{2cm}}$				
	(B) 下部工の変形	⑦下部構造形式		2.0 単列バイルベント		1.0 その他		
		⑧橋脚高さ		2.0 10m 以上		1.5 5m 以上 10m 未満		1.0 5m 未満
		⑨地盤		5.0 4 種地盤のうち極軟弱な地盤		2.5 4 種	2.0 3 種	1.2 2 種 1.0 1 種
		⑩液状化の影響		2.0 あり		1.0 なし		
		⑪支持地盤		1.2 不均一		1.0 均一		
		⑫洗堀		1.5 あり		1.0 なし		
		$P_B = ⑦ \times ⑧ \times ⑨ \times ⑩ \times ⑪ \times ⑫$		$P_B = \underline{\hspace{2cm}}$				
	(C) 主鉄筋段落し部の強度	⑬せん断スパン比 (h/D)		2.0 $1 < h/D < 4$		1.0 $h/D \geq 4$		0.5 $h/D \leq 1$
		⑭段落し部の曲げ引張ひびわれ		2.0 生ずる		1.0 生ずる可能性あり		0.5 生じない
		⑮段落し部の降伏強度に対する安全率	⑮' S_{tn}	3.0 1.1 以下		2.0 1.1~1.5		0.5 1.5 以上
			⑮' S_{ma}	3.0 1.1 以下		2.0 1.1~1.3		1.0 1.3~1.5 0.5 1.5 以上
		⑯せん断応力度の大きさ		3.0 45 以上		2.0 30~45	1.0 15~30	0.5 15 以下 [単位 t/m ²]
		$P_C = ⑬ \times ⑭ \times ⑮' \times ⑯ \times ⑰$		$P_C = \underline{\hspace{2cm}}$ (ただし、 $P_C < 1.0$ の時は、 $P_C = 1$)				
(D) 下部工の強度・変状	⑰固定支承および支承周辺の異常		5.0 重大な欠陥あり		2.0 軽微なもの		1.0 なし	
	⑱躯体の異常		5.0 重大な欠陥あり		2.0 軽微なもの		1.0 なし	
	⑲下部構造材料		2.0 大正 15 年細則、昭和 14 年道示による無筋コンクリート (重力式橋台を除く)		1.0 RC・PC・鋼、昭和 31 年道示以後の道示による無筋コンクリート・無筋の重力式橋台			
	⑳基礎工法		2.0 木杭・レンガ積ケーソン・石積ケーソン・箱枠工法・不明		1.5 既製 RC 杭・ベDESTA 杭・2 脚ケーソン	1.0 昭和 46 年指針以後製造のもの・場所打杭・PC 杭・鋼杭・直接基礎・一般ケーソン		
	㉑下部構造形式		1.5 RC ラーメン		1.0 その他			
	㉒基礎の異常		2.0 あり		1.0 なし			
	$P_D = ⑰ \times ⑱ \times ⑲ \times ⑳ \times ㉑ \times ㉒$		$P_D = \underline{\hspace{2cm}}$					
評価点				$X = P_A \times P_B = \underline{\hspace{2cm}}$ $Y = P_C \times P_D = \underline{\hspace{2cm}}$				

ランク	評価点		
	X	Y	
		$P_C = 1.0$	$P_C \neq 1.0$
A	60 以上	10 以上	100 以上
B	20 以上 60 未満	5 以上 10 未満	50 以上 100 未満
C	20 未満	5 未満	50 未満

注) X, Y の評価点により得られるランクのうち、いずれか高い方 (A>B>C の順) を該当橋梁のランクとする。

3. 橋梁基礎の振動特性

3-1 強震記録からみた基礎工の振動特性

基礎形式によって橋梁の振動特性はどのように変化するであろうか。建設省土木研究所では道路橋の強震観測を行っているが、これらの結果から、表6に示す14橋において合計267の地震により得られた橋脚天端の最大加速度 a_p [gal] と地盤上の最大加速度 a_g [gal] の関係（最大加速度10 gal以上を対象とした）を基礎種別（直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎）ごとに整理してみた。ただし、もとなった地震のマグニチュードは図6に示す通りであり、全体としてはM7以下のものが83%を占めている。いま、地盤上の最大加速度 a_g と橋脚天端の最大加速度 a_p の関係を次式のように仮定し、

$$a_p = a \times a_g \quad (1)$$

表6 解析対象橋

観測所名	基礎形式	記録数
新葛飾橋	ケーソン	10
新利根川橋	杭	25
草架高架橋	直接	32
紀ノ川大橋	ケーソン	10
平和橋	直接	3
新八幡橋	杭	8
石瀬戸橋	直接	5
開北橋	〃	29
伊達橋	ケーソン	21
板島橋	〃	6
平井大橋	杭	17
西新井橋	ケーソン	12
〃	杭	11
落合橋	ケーソン	39
平大橋	杭	39
	合計	267

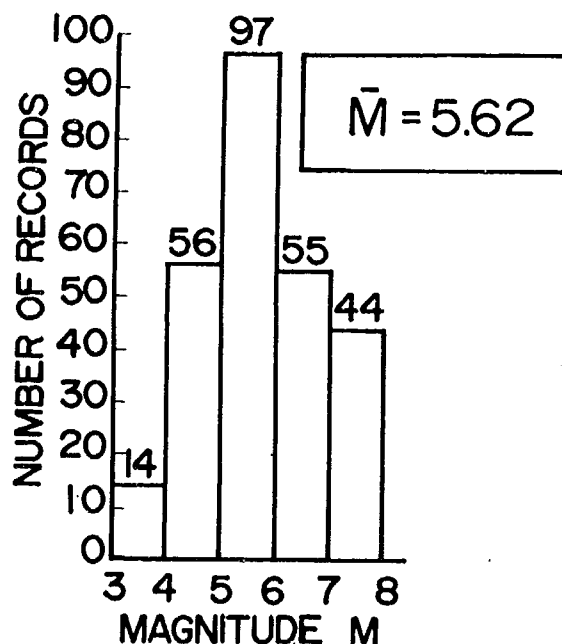


図6 解析対象記録 (M別)

基礎形式及び方向別に重回帰分析により係数 a 及び b を求めると表 7 のようになる²⁰⁾。これより、方向別に a_G と a_P の関係を示した結果が図 7 である。増幅率 $\beta \equiv a_P/a_G$ は、一般に、直接基礎の場合が一番大きく、以下、ケーソン基礎、杭基礎の順となっている。また、直接基礎を除くと、水平 2 成分に比較し、上下成分の増幅率 β がかなり小さいことがわかる。また、いずれの基礎タイプの場合にも、増幅率 β は a_G が大きくなるにつれて減少しており、地盤及び構造物の応答が入力地震動強度 a_G の増加に伴い低下する非線形性を示している。このようになる理由としては、基礎周辺地盤の非線形性等が挙げられるが、同時に、図 7 のもとになった記録は、一般に、 a_G が大きい記録は震央距離が短い小規模地震 (M 小 Δ 小タイプ) によるものが多く、反対に、 a_G が小さい記録は震央距離が長い中～大規模地震 (M 大 Δ 大タイプ) により得られたものが多いということに注意しなければならない。後述するように、一般に、 M 小 Δ 小タイプの地震による地盤振動は継続時間の短い、パルス的な波形が多く、このような地盤振動に対して一般の橋梁はあまり応答しない。これに対して、 M 大 Δ 大タイプの地震による地盤振動は継続時間が長く、一般に橋梁の応答が大きくなる場合が多い。

表 7 係数 a , b 及び重相関係数

	成分	a	b	重相関係数
全データ	Tr	2.363	0.744	0.722
	Ud	2.130	0.706	0.697
	Lg	2.639	0.763	0.705
直接基礎	Tr	1.698	0.938	0.917
	Ud	0.681	1.143	0.874
	Lg	1.354	1.114	0.885
杭基礎	Tr	1.406	0.836	0.757
	Ud	3.549	0.486	0.527
	Lg	3.426	0.619	0.582
ケーソン基礎	Tr	3.583	0.631	0.659
	Ud	3.384	0.558	0.668
	Lg	2.638	0.746	0.752

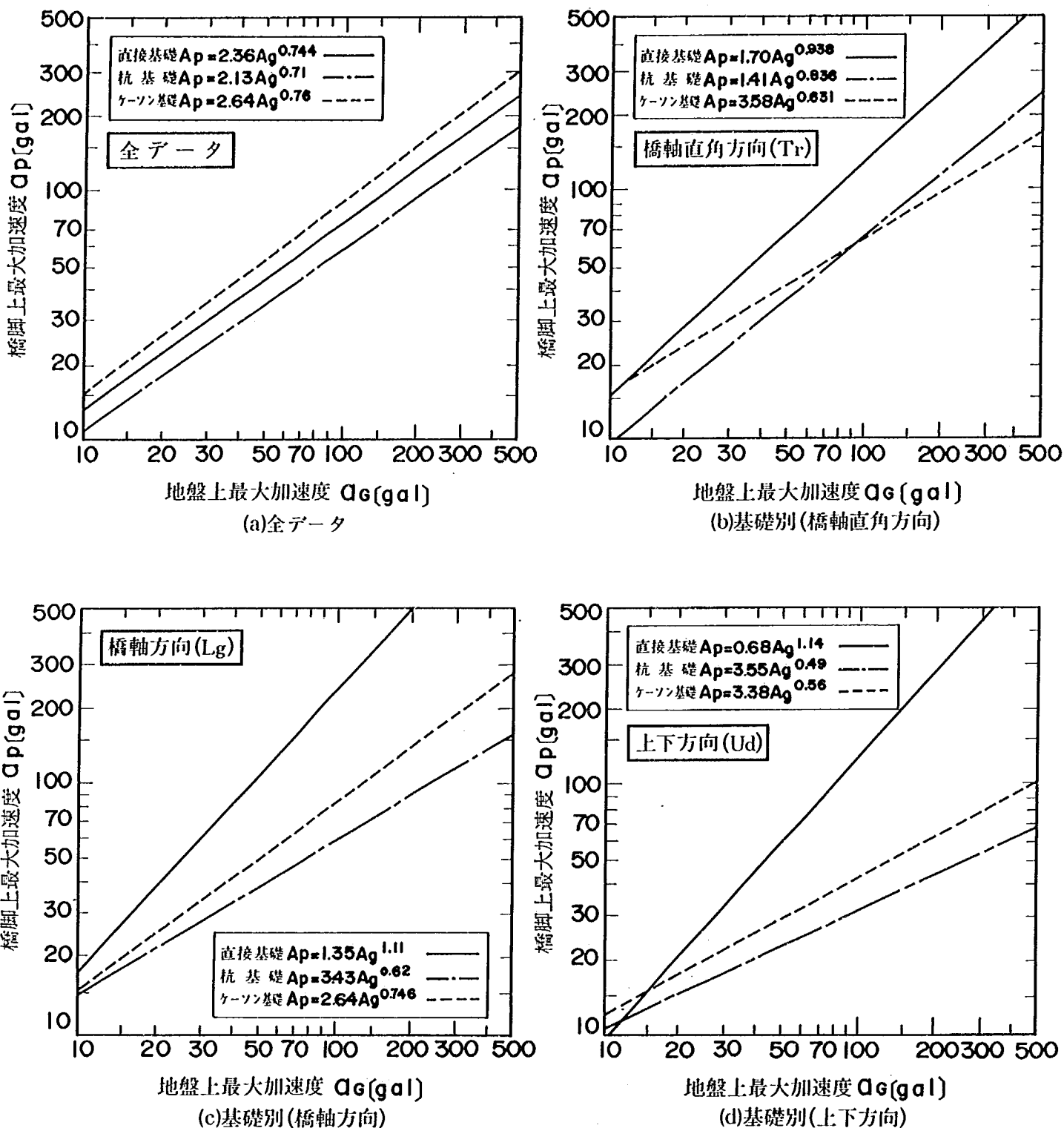
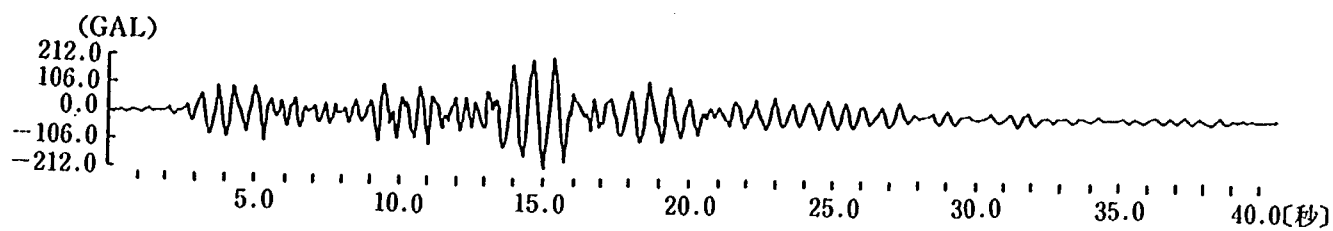
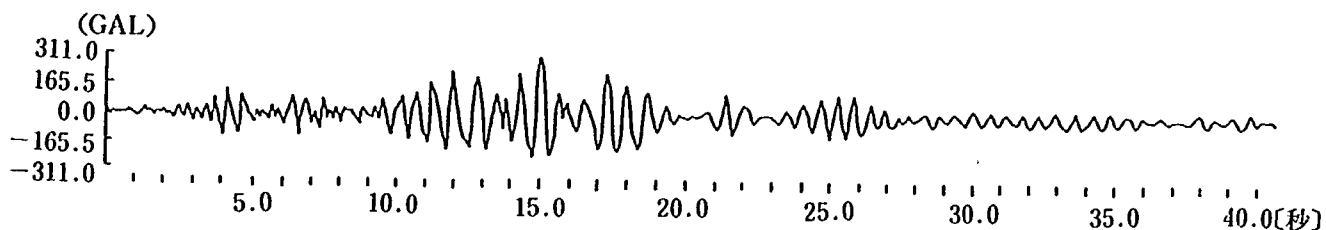


図7 橋脚天端の最大加速度 a_p ~ 地盤上の最大加速度 a_g の関係

一例を挙げると、5径間単純鈑桁（橋長125m）より成る板島橋（愛媛県宇和島市）では昭和43年4月の日向灘沖地震（ $M=7.5$, $\Delta=101$ km）及び同年8月の豊後水道沖地震（ $M=6.6$, $\Delta=11$ km）の2回にわたり、それぞれ、図8及び図9に示す強震記録が得られている²¹⁾。これによる増幅率 a_p/a_g

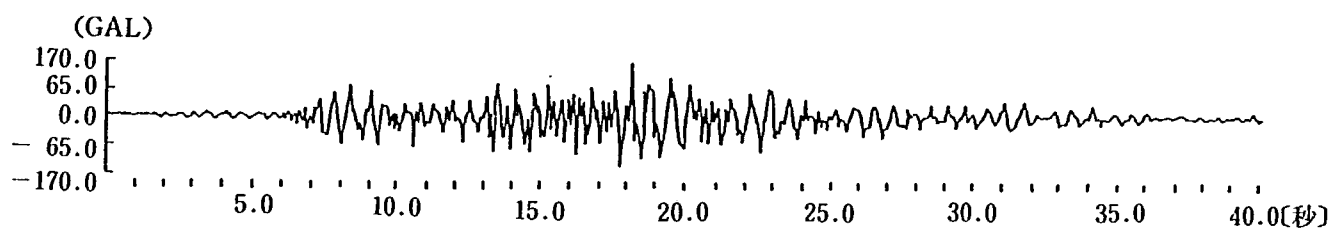


(a) 橋軸方向

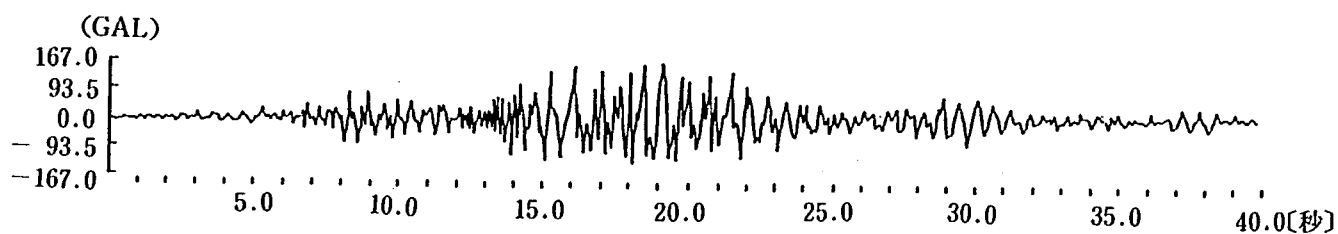


(b) 橋軸直交方向

(1) 橋脚天端



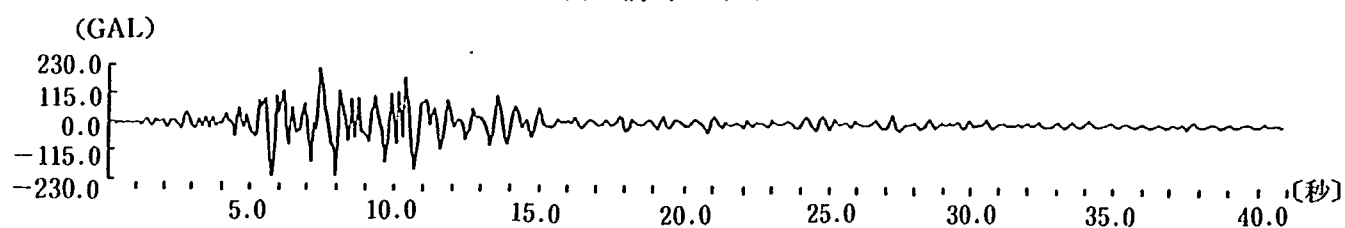
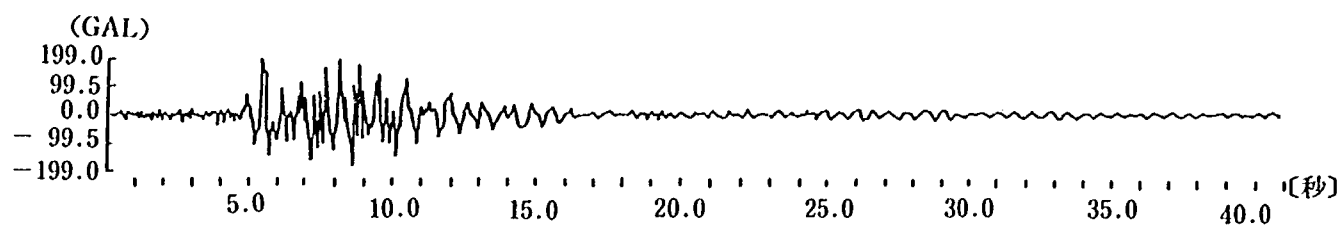
(c) 橋軸方向



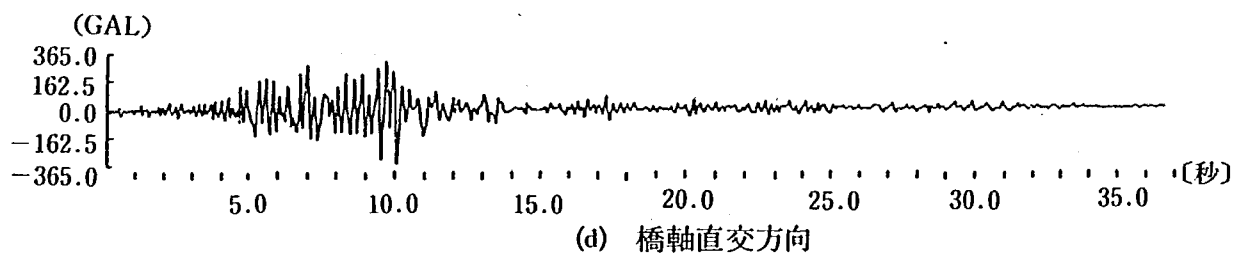
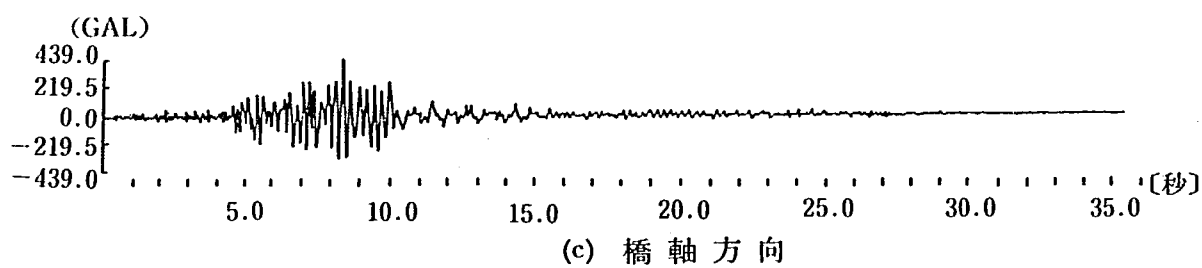
(d) 橋軸直交方向

(2) 地盤表面

図8 板島橋強震記録（日向灘沖地震）



(1) 橋脚天端



(2) 地盤表面

図9 板島橋強震記録（豊後水道沖地震）

は表 8 に示す通りであり、M 小Δ小タイプの豊後水道沖地震では、橋軸方向に 441 gal の地盤振動を受けたにもかかわらず、橋脚天端では 199 gal しか生じていない ($a_P/a_G=0.45$)。これに対して、日向灘沖地震では、橋軸方向に 169 gal の地盤振動を受け 209 gal の橋脚天端応答を示している ($a_P/a_G=1.24$)。橋の耐震設計では、実際に橋脚天端に生じた加速度 (= 上部構造に生じた加速度) が重要であり、これが小さければ橋に作用した慣性力は小さいことになる。M 小Δ小タイプの地震で地盤上の最大加速度が非常に大きくなっても、一般に橋にほとんど被害が生じない事例が多いのはこのためである。しかしながら、橋脚天端に a_P の加速度が生じたということは、現実これに相当する慣性力が作用したということであり、 a_P が耐震設計で想定している 200~300 gal を大幅に上廻れば、当然、2-3 に示したように被害に結び付くことになる。

したがって、以上のような点に注意する必要があるが、図 7 は、橋梁の応答が基礎形式により変化することを示す点で興味深い。

表 8 板島橋における橋脚天端～地盤間の増幅率

地震名	発生年月日	マグニチュード	震央距離 (km)	最大加速度 [gal]				増幅率 a_P/a_G	
				橋脚上 a_P		地盤上 a_G		橋軸方向	橋軸直角方向
				橋軸方向	橋脚直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向		
日向灘沖地震	1968.4.1	7.5	101	209	306	169	186	1.24	1.65
豊後水道沖地震	1968.8.6	6.6	11	199	231	441	353	0.45	0.65

注) 最大加速度は、SMAC 型強震記の計器補正を加える前の値である

次に、特定の橋梁をとった場合に、橋梁天端の最大加速度 a_P と周辺地盤上の最大加速度 a_G の関係が多数回の地震でどのようになるかをみてみよう。図 10 は、宮城県石巻市の開北橋 (5 径間連続鋼鈑桁橋、橋長 285 m、ケーソン基礎及び杭基礎) 及び福島県伊達郡の伊達橋 (4 径間連続鋼ワーレントラス、橋長 288 m、ケーソン基礎) における $a_P \sim a_G$ の関係を示したものである²²⁾²³⁾。開北橋及び伊達橋はともに土木研究所における強震観測の中で、質量ともに整った記録が得られている橋梁であり、両者の $a_P \sim a_G$ の関係は次のように与えられる。

$$a_P = \begin{cases} 2.41 \times a_G^{1.10} & (\text{橋軸方向}) \\ 2.03 \times a_G^{0.91} & (\text{橋軸直角方向}) \end{cases} \quad \text{開北橋} \quad (2)$$

$$a_P = \begin{cases} 1.04 \times a_G^{0.91} & (\text{橋軸方向}) \\ 3.68 \times a_G^{0.76} & (\text{橋軸直角方向}) \end{cases} \quad \text{伊達橋} \quad (3)$$

ここで注目されるのは、両橋における a_P と a_G がほぼ比例関係にあることである。地盤の最大加速度が 150 gal (伊達橋)~300 gal (開北橋) 程度までは、基礎工を含めて橋脚はそれ程強い非線形性を示さないと考えてよい。

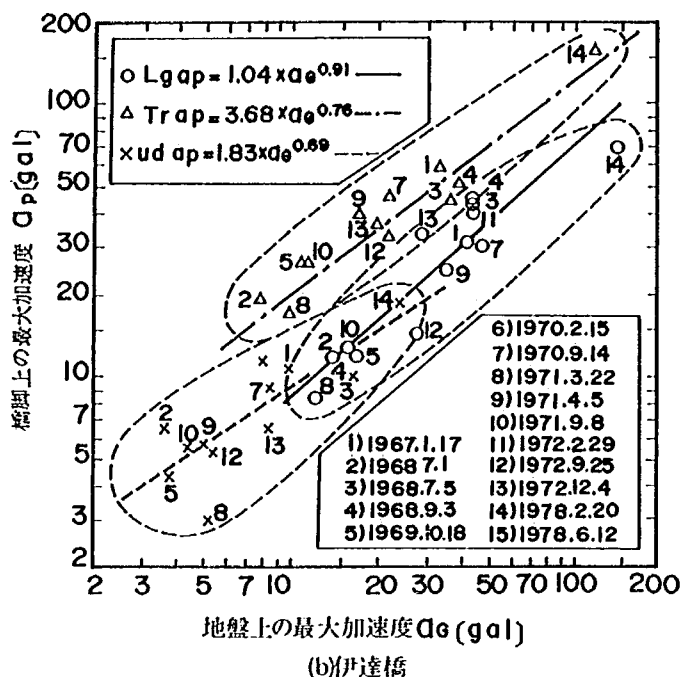
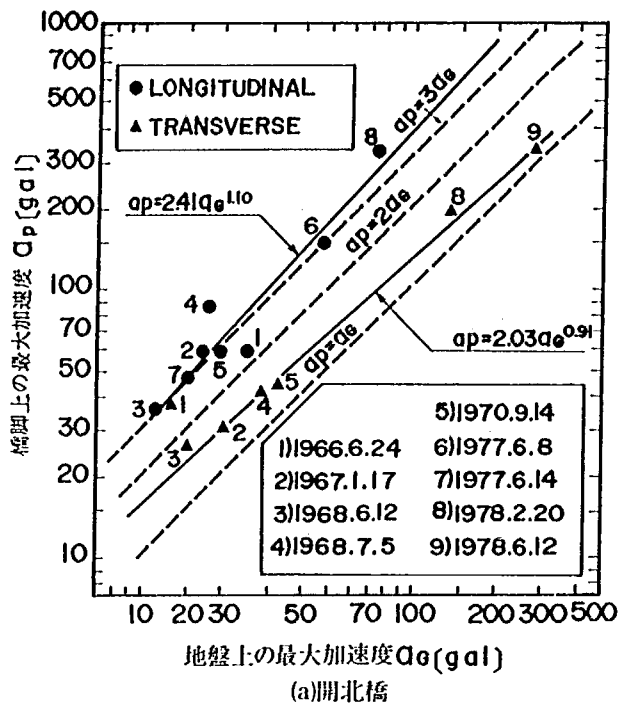


図 10 橋脚上の最大加速度 a_p ～ 地盤上の最大加速度 a_g の関係

3-2 加振振動実験からみた基礎工の振動特性

基礎の振動特性を明らかにするため、現在までに数多くの加振振動実験が行われているが、ここでは、基礎の耐震設計上重要な地盤ばね及び基礎側面土の影響に関するそれぞれ実橋脚基礎の加振振動実験結果について示す。

関越自動車道の片品川橋（3 径間連続鋼トラス橋 3 連、橋長 1034 m）は橋脚高さが 55～70 m にのぼる高橋脚を有し、構造決定の段階から詳細な耐震性の検討が行われてきたが、その一環として橋脚完成後に、基礎～橋脚系の加振振動実験が行われた²⁴⁾²⁵⁾²⁶⁾。図 11 はこのうち P 6 橋脚の断面諸元を示したものであり、基礎はニューマチックケーソンである。図 12 は橋脚天端を橋軸方向に加振した場合の基礎工の頂部及び下面における単位加振力当りの変位共振曲線を示したものである。図中には後述する解析結果も示されているが、共振曲線には 0.7 Hz, 3.8 Hz, 10 Hz の 3 箇所明瞭なピークを認めることができる。このケーソン基礎を図 13 に示すように等価な半径を持つ軸対称有限要素モデルに置換し、加振実験時にケーソン頂部に作用したモーメント及びせん断力を作用させて、共振曲線をシミュレートした結果が図 12 中に示した解析値である。ここで、地盤の剛性は実測の PS 検層により求めた S 波速度から定められている（微小ひずみのため、せん断ひずみによる剛性低下はないと見なした）。また、基礎側面に接する地盤は、ケーソン沈設時の応力解放や余堀りによる剛性低下を考慮して基礎外周の要素に対してのみ上記の剛性を 1/2 に低下させた場合（ケース B）と、このような剛性低下を見込まなかった場合（ケース A）の両者について解析が行われている。これによれば、ケース B の方がやや適合性が良いが、基本的にはいずれの場合も S 波速度より求めた剛性を用いた解析値は実測の共

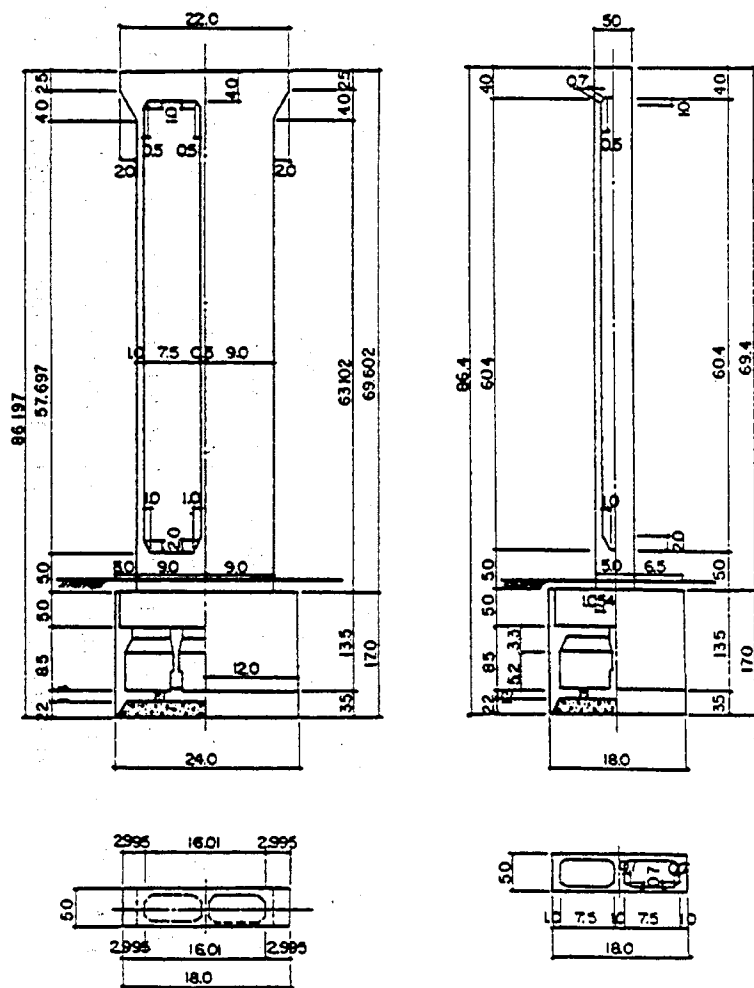


図 11 片品川橋 P₀橋脚構造図

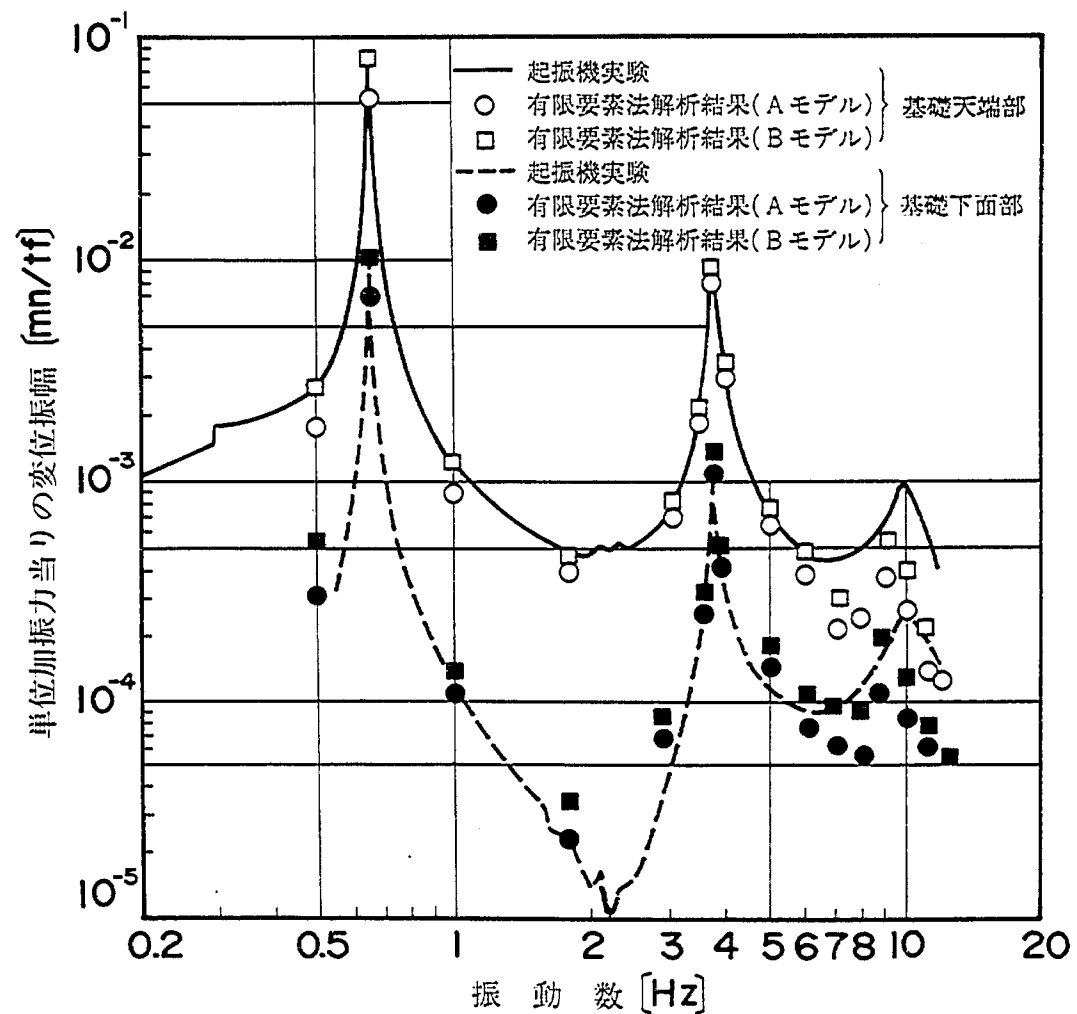


図 12 片品川橋 P₀橋脚の共振曲線（橋軸方向）（[26] による）

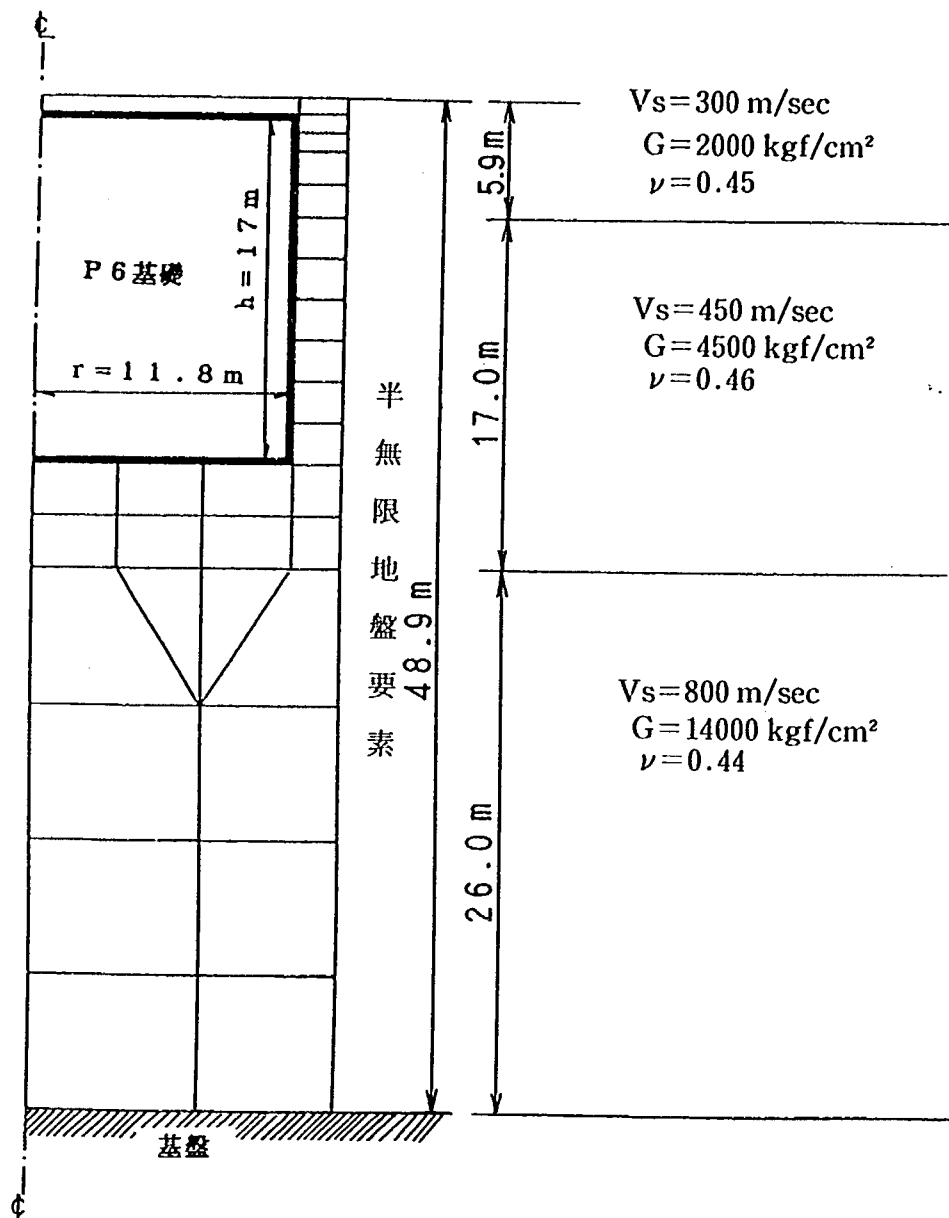


図 13 軸対称有限要素法による P₆橋脚のモデル化 ([26] による)

振曲線をよく再現しているということが出来る。

次に、これを図 14 に示すようにケーソン基礎はばねによって周辺地盤に支持された立体要素に、また、橋脚は梁要素にそれぞれ置換し、ばね定数をどのように定めれば基礎～橋脚系の固有振動数が実験結果と一致するかを検討した。水平方向及び鉛直方向の地盤ばね係数 k_H , k_V は、それぞれ、道路橋示方書下部構造編に従い地盤反力係数 k 値から定めた場合と、実測の S 波速度から求まる地盤のせん断弾性係数 G_s から定めた場合を、それぞれ上限値、下限値として表 9 のように変化させた。図 15 は水平地盤ばね係数 k_H を順次変化させた場合に 1 次～3 次の固有振動数が実測値とどのような関係となるかを示したものであり、それぞれ表 9 に示したケース 1～4 の 4 種類の鉛直地盤ばね係数 k_V の場合につき結果を示している。

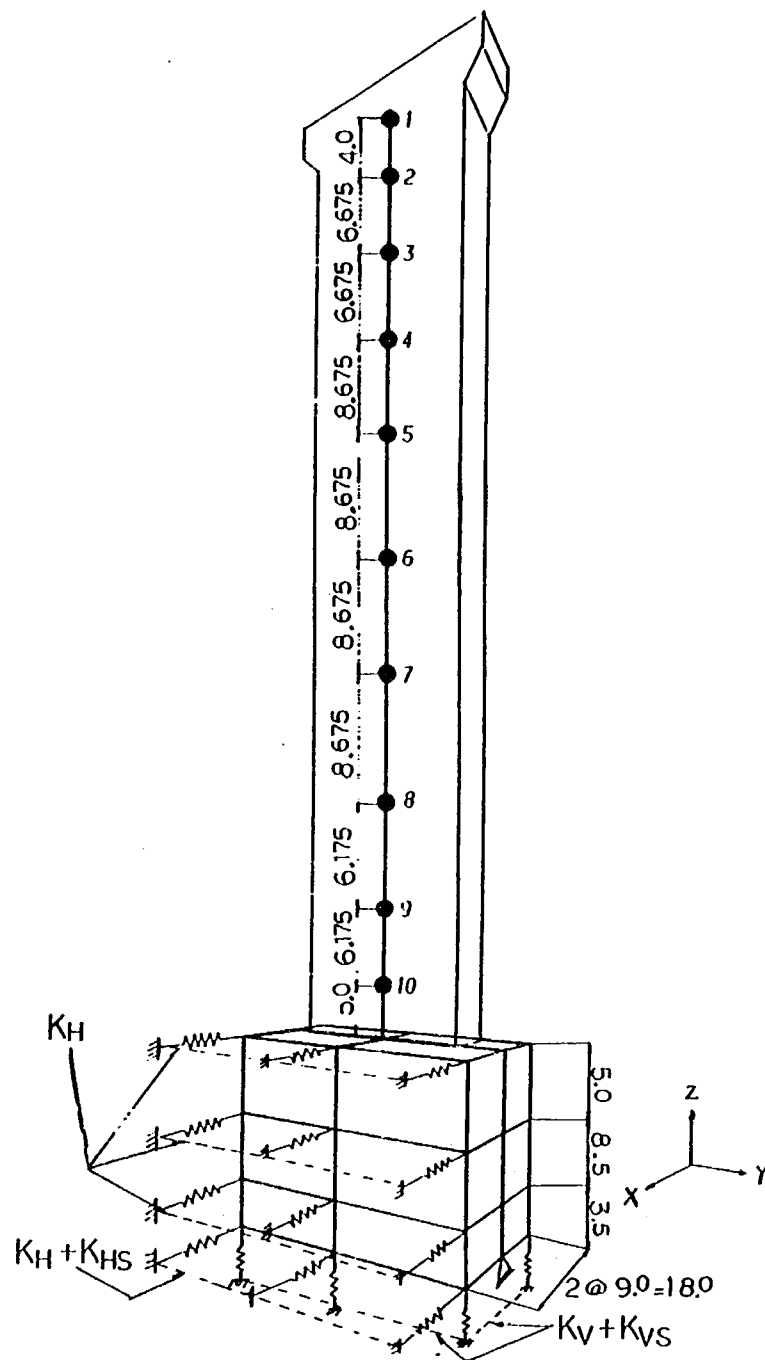


図 14 橋脚～基礎系の解析モデル ([26] による)

表 9 片品川橋 P₆橋脚（橋軸方向）固有値解析に用いた鉛直地盤ばね係数 k_v

ケース	鉛直地盤ばね係数 k_v [t/m]	備 考
1	16.6×10^6	S波速度による地盤剛性から定めた場合
2	13.3×10^6	
3	6.7×10^6	
4	1.3×10^6	道路橋示方書下部構造編により定めた場合

注) 水平地盤ばね係数 k_H は, S波速度による地盤剛性から求めた場合には $7.26 \times 10^6 \text{ t/m}$, 道
示下部構造編から求めた場合には $0.58 \times 10^6 \text{ t/m}$ となる。

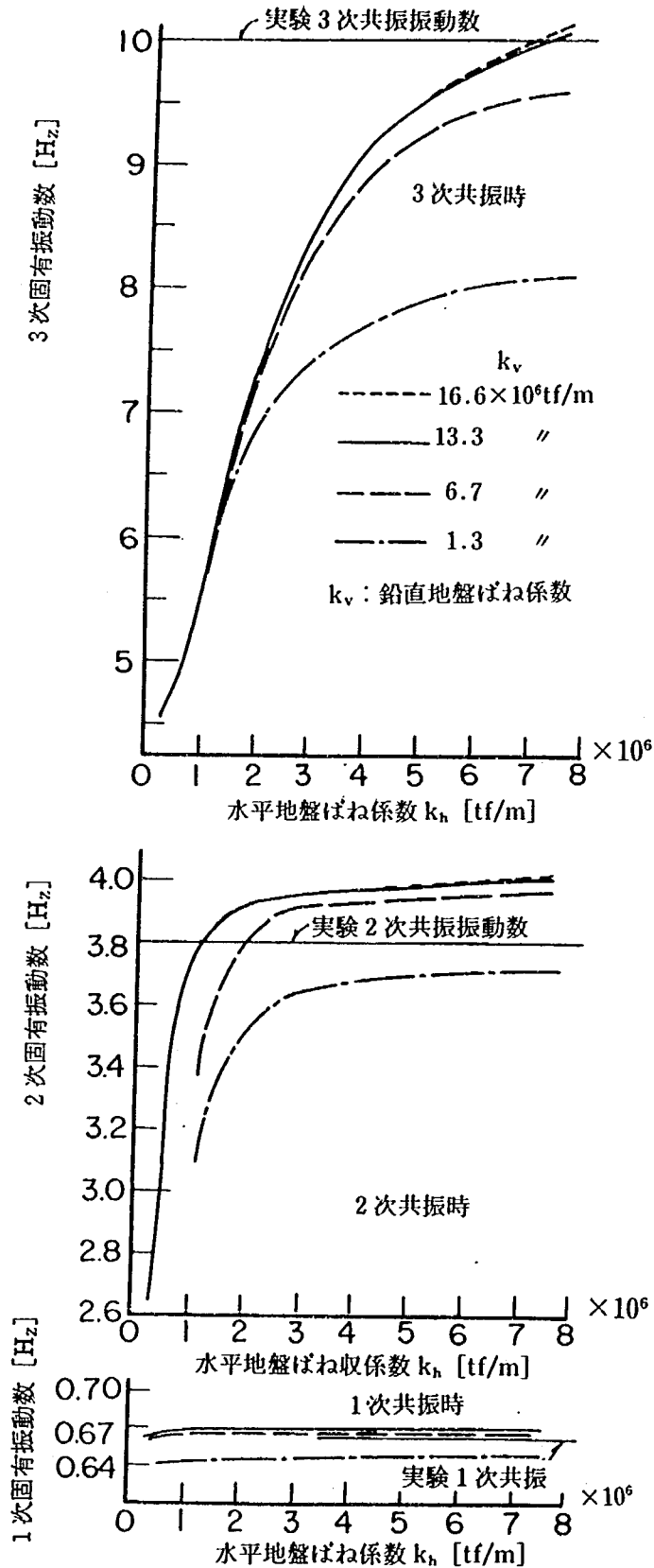


図 15 水平地盤ばね係数 k_h の変化に伴う計算上の固有振動数 (1 次～3 次) と起振機振動実験から求めた実測固有振動数の比較 ([26] による)

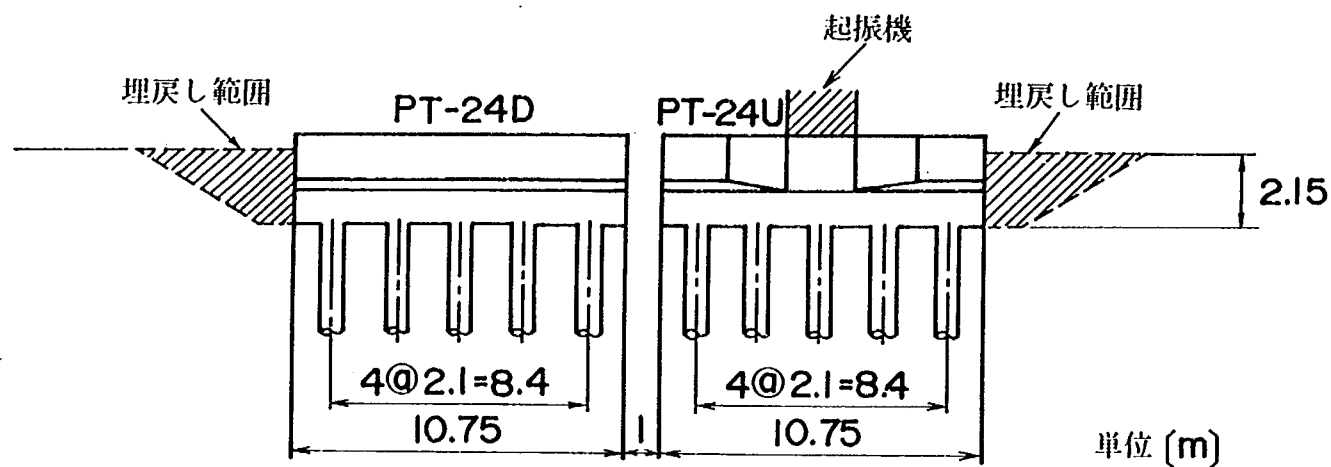
これによれば、1次固有振動数は水平地盤ばね係数 k_H を G_s から定めた場合 ($k_H = 7.26 \times 10^6 \text{ t/m}$) と k 値から定めた場合 ($k_H = 0.58 \times 10^6 \text{ t/m}$) とで大きな変化は生じず、ケース 1～3 の場合には、計算値は実測値とよく一致している。ただし、ケース 4 の場合には、どのように水平地盤ばね係数 k'' を大きくしても、計算で求めた 1 次固有振動数は実測値に達しないことに注意しなければならない。2 次固有振動数の場合は 1 次固有振動数の場合よりも水平地盤ばね係数 k'' による変化が著しく、 k 値から求めた水平地盤ばね係数 $k_H (= 0.58 \times 10^6 \text{ t/m})$ を用いた場合にはケース 1～4 いずれの場合にも計算上の固有振動数は実測値に達しないこと、また、ケース 4 の場合にはどのように水平地盤ばね係数を大きく見込んでも計算値は実測値よりも小さいことが、それぞれ、わかる。3 次固有振動数の場合は、さらに、水平地盤ばね係数による変化が激しいが、水平ばね係数を k 値から求めた場合には全く実測値と一致しないこと、水平及び鉛直地盤ばね係数をともに G_s から求めた場合でないと、計算上の固有振動数は実測値と一致しないことがわかる。

以上より、片品川橋の振動実験より想定される地盤ばね係数は道示下部構造編により、 k 値から定められる値よりも数倍程度大きくなることが指摘される。このような傾向は他の加振実験結果からも指摘されることが多く、下部構造のばね係数を定める際にはこのような点に十分注意しなければならない。

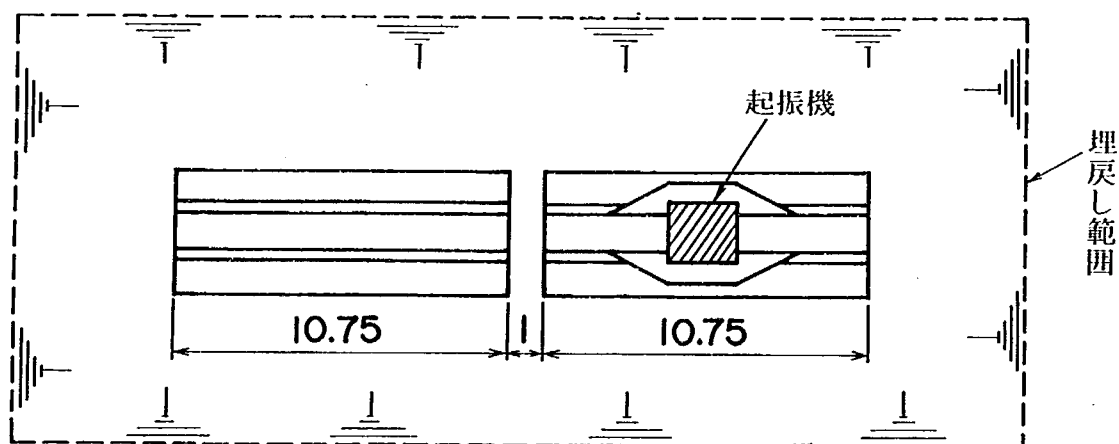
このようになる原因としては、地盤の変数係数の評価方法の違い、想定している地盤ひずみの大きさの違い等、各種の考え方があがるが、ここで注意しなければならないのは、動的解析と静的震度法とでは、ばね定数の持つ意味が異なる点である。すなわち、動的解析では、仮に真の値よりもばね定数を小さく評価したとすると、構造物の固有周期を実際の値よりも長めに評価することとなる。一般に、周期が長くなるほど地震力は減少するため、この場合には地震力を過少評価することにつながりやすい。これに対して、震度法の計算では、仮に真の値よりもばね定数を小さく評価したとすると、構造物の変位が大きく評価されることとなり、一般に安全側の結果となる場合が多い。したがって、目的に応じて適切なばね定数の設定法を選択することが重要であるが、特に、動的解析に用いる地盤ばね係数に関しては、その適切な求め方を研究していく必要がある。

次に、フーチング周辺土の影響を検討するため、フーチング周辺土を埋戻しする前と後で加振振動実験を行った例をみてみよう。対象としたのは図 16 に示す国道 298 号（外郭環状道路）と常磐自動車道、首都高速道路足立三郷線の交差部の三郷インターチェンジ PT-24 橋脚（鋼管杭 5 本②列配置）である。上下線が並設しているが、上り線側に起振機を据え付け、フーチング打設のための床掘り状態、及び、これを深さ約 2.15 m にわたって埋戻した状態の両者について加振実験を行った。周辺土埋戻し前・後でフーチング天端における単位加振力当りの変位共振曲線を比較した結果が図 17 である²⁷⁾。周辺土埋戻し前には橋軸方向、橋軸直角方向いずれに加振した場合にも明瞭な共振ピークが認められるが、わずか 2.15 m ばかりを埋戻すと共振ピークは全く見られなくなる。表 10 は加振実験から得られた基本固有振動、固有振動時の変位振幅、減衰定数をまとめたものである。埋戻しにより、基本固有振動数も高くなっているが、それ以上に減衰定数の大幅な増大を期待できることが注目される。震度法による支持力計算では、安全側の配慮としてフーチング前面土の影響は無視される場合が多いが、

現実には、フーチングの周辺にある地盤は基礎工の地震応答を引き下げる上で重要な働きをしていることに注意しなければならない。



(a)側面図

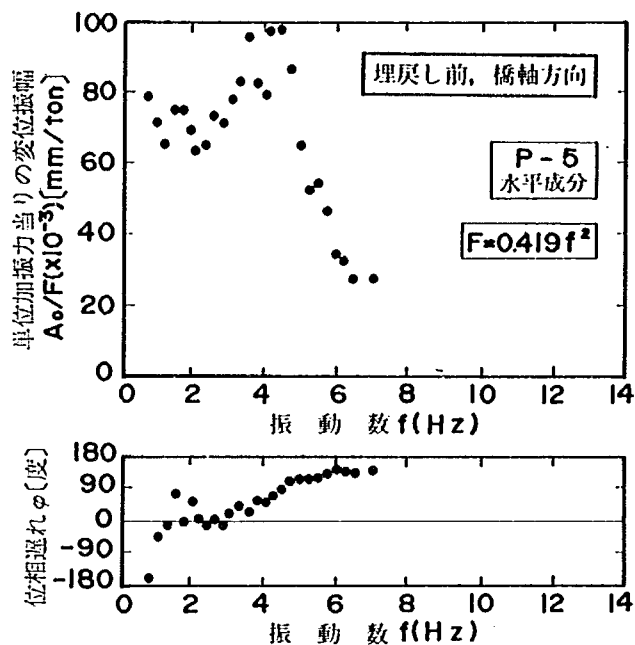


(b)正面図

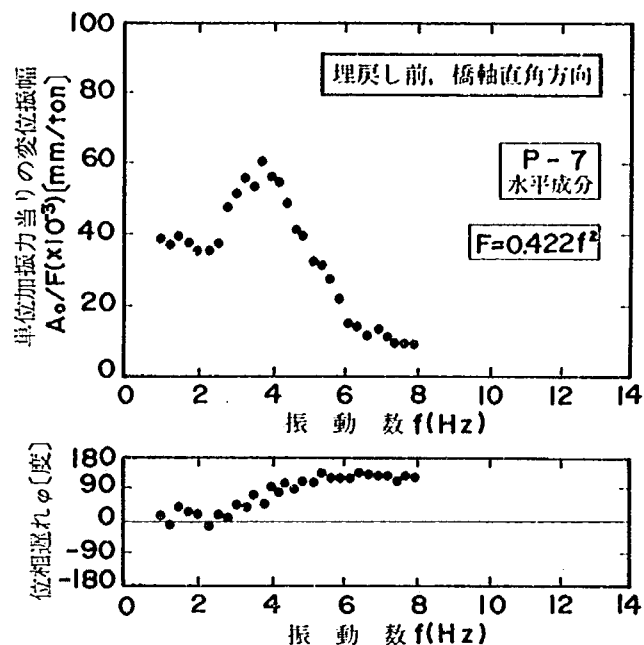
図 16 加振対象基礎（三郷インターチェンジ PT 24 U）

表10 三郷インターチェンジPT24橋脚加振振動実験結果

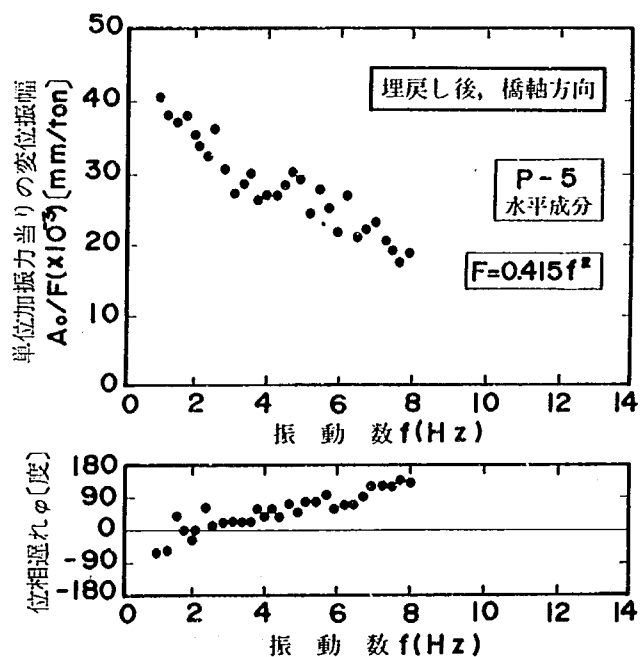
周辺土埋設	応 答 値	橋軸方向	橋軸直角方向
埋戻し前	基本固有振動数〔Hz〕	4.4	3.9
	固有振動時の変位振幅〔mm〕	0.82	0.37
	減衰定数	0.12	0.26
埋戻し後	基本固有振動数〔Hz〕	5.5	5.1
	固有振動時の変位振幅〔mm〕	0.34	0.19
	減衰定数	0.7 以上	0.7 以上



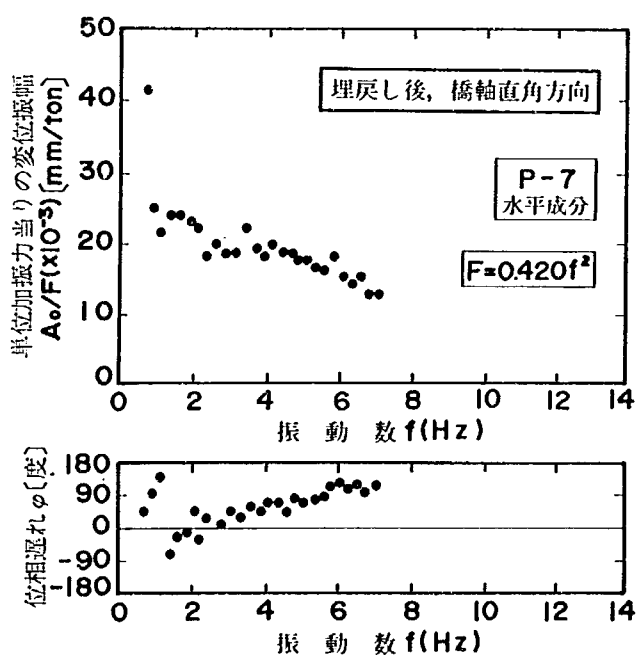
(a)埋戻し前、橋軸方向



(b)埋戻し前、橋軸直角方向



(c)埋戻し後、橋軸方向



(d)埋戻し後、橋軸直角方向

図 17 単位加振力当りの変位共振曲線によるフーチング周辺地盤埋戻しの影響

4. 基礎構造物の耐震計算

4-1 震度法による基礎構造物の耐震計算

震度法とは（構造物の重量）×（設計震度）の力を静的に構造物に作用させ、これに対して所要の安全率が得られるように各部の断面寸法を定める方法である。震度という概念を用いることにより、動的な地震力を静的な地震力に変換することができ、また、これにより計算が簡単になるため、震度法による設計法が今日の耐震設計法の基本となっているのは周知の通りである。

所で、修正震度法も含めたいので震度法に用いる“震度”という概念は、大正5年（関東地震の7年前）に当時の震災予防調査会の臨時委員であった佐野利器東京大学教授により初めて提案されたものである。震災予防調査会の中で、佐野は震度を次のように定義している²⁹⁾（原文のまま）。

余ノ茲ニ震度ト名クルモノハ加速度（殊ニ最大加速度）ノ一ノ変形ナリ。即チ地震動ノ最大加速度 α と重力ノ加速度 G トノ比の α/G ニシテ常ニ k ヌハ k_1 ヲ以テ之ヲ表ハサントス。

W ヲ以テ物体ノ重量トセバ震力 αm ハ kW ト記サレ得ベク、凡テノ物体ハ其重量ノ k 倍ノ力ニ依テ静止ヲ乱サレントスト云ヒ得ベシ、 k ハ一般ニ 0.1 或ハ 0.3 ト云フガ如キ小数ナリ。

ここで重要な点は、佐野は将来その地域に起こることが予想されるような震度を予期震度と名付けた上で、予期震度は、地域及び地盤条件によって変化させるべきだとし、また、構造物の重要性に応じて予期震度を増減させるべきだと指摘している点である。これは、今日いう所の地域別補正、地盤別補正、重要度別補正にそれぞれあたるものである。さらに、佐野は構造弾性による地震力の増減にも言及し、剛構造物は地盤と同じ振動をするが、柔軟な構造物では構造物の振動は各所で異なるため、結果として地震力が減少することもあり得ると指摘し、今日の修正震度法の考え方を示している。したがって、修正震度法を含めて、震度法の基本的な考え方は全て大正5年に佐野により提案された考え方の延長線上にあるといってもよいであろう。

また、佐野は構造物基礎と地震力の関係について以下の指摘をしている（原文のまま）。

- 1) 地ノ震度ハ軟地ニ於テ大ニ、硬地ニ於テ小ナリ。震度ノ小ナルモノヨリ列挙スルトキハ、岩、硬キ粘土、砂利交リノ粘土、粘土、砂利、水ナキ砂、水ヲ含ム砂泥等ノ順序ナルベシ。
- 2) 地表ハ一般ニ地下ノ深キ所ヨリモ震度大ナリ。
- 3) 質ヲ異ニスル地ガ相接スルトキ、其ノ両方共接触面ノ付近ニ於テ地ノ震度大ナリ。殊ニ其ノ軟ナル方ニ於テ著シク、恰モ海ノ渚ノ如ク震度激增シ、複雑ス。図18 Aノ如キ個所是ナリ。
- 4) 崖ニ於テ地ノ震度大ナリ（図19 A）。

これらの指摘は現在からみても非常に新鮮なものであり、関東地震の起る7年前にすでにこれだけの指摘をなし得た点は、まさに慧眼という他はない。ある意味では、近年の耐震工学は、佐野の指摘を実測・解析により定量化するための途であったといっても過言ではないであろう。

さて、震度法は構造物に作用する動的な慣性力を静的な力に置き換えたものであり、橋梁、建築物等地上に構築される構造物の耐震計算にはきわめて受入れやすい方法といえることができる。この理由は地上に構築される構造物では、地盤に対して相対的に振動する対象（構造物）が明確であり、慣性

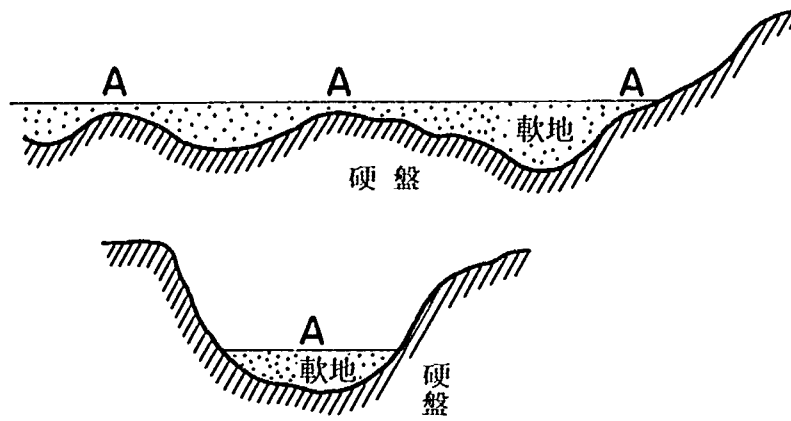


図 18 地盤条件の変化部の振動（佐野 [29] による）

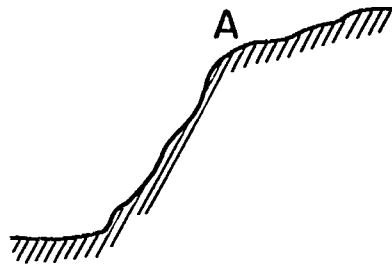


図 19 崖地における振動（佐野 [29] による）

力を作用させる対象がはっきりしているためである。これに対して、基礎構造のようにその主要部分が地中に埋設される構造物に対してはどのように考えればよいであろうか。設計地震力の作用のさせ方という観点から基礎構造物の特徴を分類すると図 20 に示すように次の 3 タイプに分ることができる。

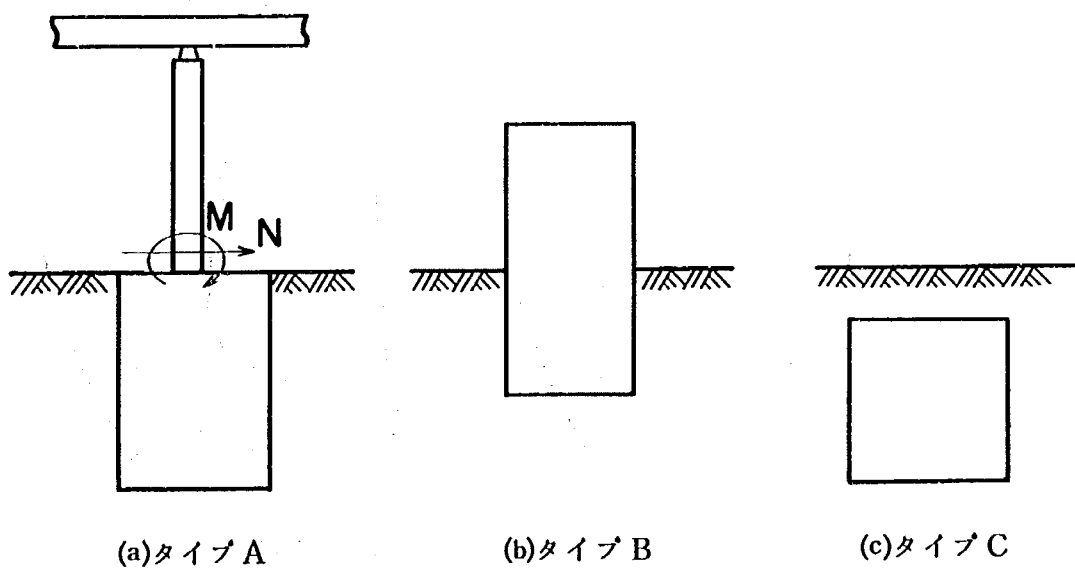


図 20 耐震設計に想定すべき地震力の特徴からみた基礎構造物の分類

- i) 基礎構造自体の地震力よりも上部構造からの地震力が大きく卓越するタイプ（タイプ A）
- ii) 地中部分が主体であり，上部構造からの地震力が存在しないか，もしくは，非常に小さいタイプ（タイプ C）

iii) 半地上半地下方式の基礎構造物のようにタイプ A とタイプ C の中間タイプ（タイプ B）

このうち，タイプ A については，上部構造からの地震力が支配的であるため，これに対して基礎構造物の耐震検討を行えばよいであろう。一方，タイプ C の場合には，基礎構造物は基本的に周辺地盤の振動に従って振動すると考えられるため，耐震設計には基礎構造物の慣性力よりも周辺地盤の地震時変形が重要な役割を果たすと考えられる。問題はタイプ B の場合であり，タイプ A とタイプ C の両方の特徴を有している。こうした構造形式に対する有効な耐震計算法はまだ開発されていないのが実情であり，地盤と構造物との動的相互作用を取り入れた震度法でも応答変位法でもない新しい耐震計算法の誕生が求められている。

タイプ C あるいは B の場合には，基礎構造物の地中部に震度を作用させると，基礎寸法が大きくなり，このため更に大きな地震力をかけなければならないといったイタチごっこになる場合がある。これは，特に軟弱地盤のように，基礎構造物前面の地盤反力度が十分とれない場合に生じがちであるが，このようになると，基礎構造物の地中部分の大きさをできる限り小さくした方が設計計算上有利になるという間違った結果をもたらすことにもなりかねない。事実としては，既住の震害事例等からも明らかなように，地中にしっかりと根入れされた構造物ほど耐震的に安定している訳である。

このような結果を引き起こす原因は，震度法で仮定している状態と実際に地震時に生じる現象が図 21 に示すように一致していないためである。すなわち，震度法の計算では，静止した地盤中に置かれた基礎構造物に慣性力が作用し，この結果基礎構造物前面の地盤に応力が生じる。これに対して，地震時には地盤も基礎構造物とともに振動するが，両者の振動に差があることから，基礎構造物前面の

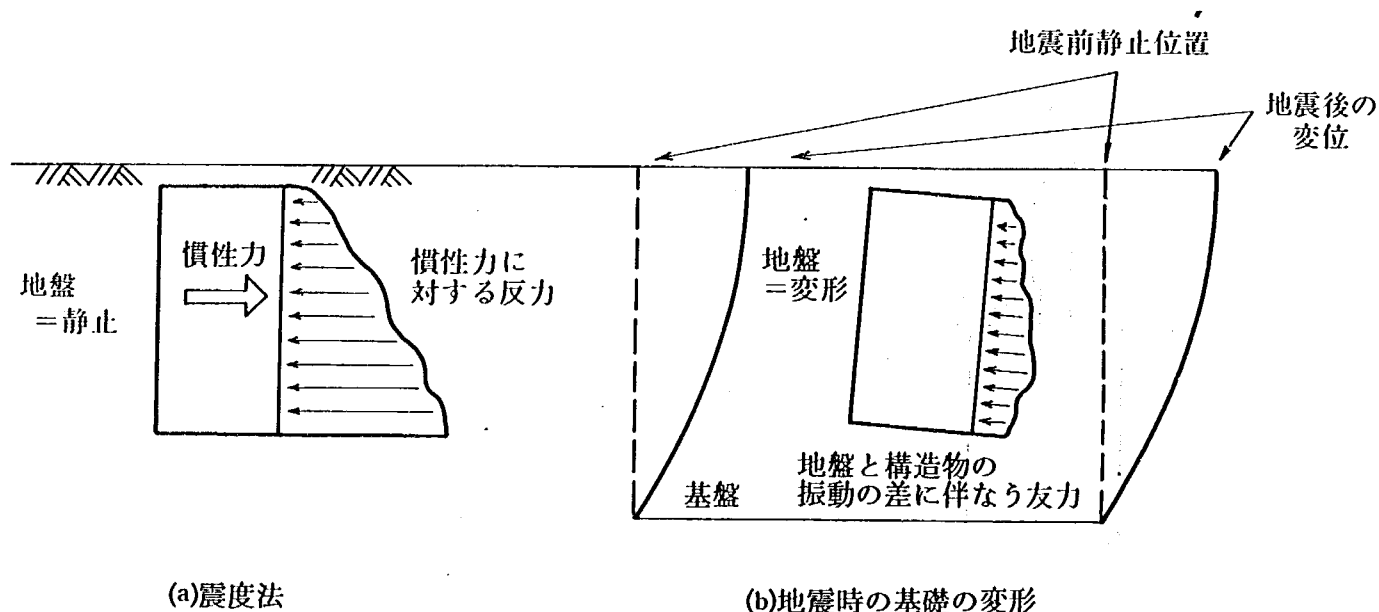


図 21 地震時の基礎の振動と震度法の仮定の比較

地盤に応力が生じる。一般には、地盤と基礎構造物が全く反対の振動をしない限り、地震時に基礎構造物前面に生じる地盤反力は基礎構造物に慣性力を作用させて震度法により求めた地盤反力よりも小さいであろう。

このような点を考慮するために、地表もしくは地表面下のある面（耐震計算上の地盤面）を想定し、この面から下には地震力を作用させないか、もしくは、この面から下の設計震度を深さに応じて低減させる場合が多い。例えば、道示耐震設計では、耐震計算上の地盤面から下には設計地震力を作用させないとしている。ただし、耐震計算上の地盤面をフーチングの上面にとるか、下面にとるかで設計は全く異なったものになってしまう。また、軟弱地盤中に大型の基礎を建設するような場合には、従来の小規模な基礎構造の震害経験に基づいて本当に地中震度を見込まなくてもよいか等、今後の検討が必要とされている³⁰⁾。さらに、大規模地震時には、基礎と地盤間にも剝離が生じることも考えられる³¹⁾。いずれの場合にも、耐震計算上の地盤面をどこに置けばよいかという問題から一步踏み込み、地盤と基礎構造物の動的相互作用をどのように考えていくかという観点から、今後、検討を進めていく必要がある。

4-2 応答変位法による基礎構造物の耐震計算

応答変位法は地震時に地盤に生じる変形が構造物に伝わると考えて、構造物の耐震計算を行う方法であり、震度法が慣性力を地震の影響としているのに対して、地震時の地盤の変位もしくは変形を地盤の影響としている点に特徴がある。この方法は、もともとは、沈埋トンネル³²⁾³³⁾、石油パイプライン等³⁴⁾、線状地中構造物の長手方向の耐震計算法として考案された方法である³⁵⁾が、やがて沈埋トンネル等の横断面³⁶⁾、地下タンク³⁷⁾³⁸⁾の耐震計算にも使われるようになり、現在では基礎構造物の耐震計算法として各所で使用されるようになったものである²⁶⁾。

応答変位法の基本的な考え方は、地中部の基礎構造物は地震時に地盤中で共振するようなことはなく、基本的には地震時に周辺地盤に生じる変位、変形に追従して振動するというものである。このように考えられる理由は一般に以下の通りである。

- i) 構造物基礎の単位体積重量は一般に周辺地盤の単位体積重量とそれ程大きな違いはない。このため、構造物基礎自身の質量効果が大きくない。
- ii) 構造基礎は一般にその全周を地盤によって支持されているため、構造物基礎から地盤に逃げ出す振動エネルギー、すなわち、逸散減衰、が非常に大きい。逸散減衰が大きいということは、構造物基礎がその周辺地盤に対して相対的な振動を起こしたとしても、それがすぐ小さくなることを意味する。

以上の点が応答変位法の根拠となっているが、要するに土中にある構造基礎は、質量効果がそれ程大きくないため、もともと構造物基礎独自の振動が励起されにくく、また、それが生じてもすぐ小さくなる性質を持っていることから、構造物基礎は周辺地盤に対して独自の振動をするのではなく、基本的には周辺地盤の振動に追従して振動するという考え方が基本となっている。したがって、基本的には図 20 のタイプ C のように基礎構造物に適した耐震計算法である。

応答変位法では、一般に図 22 に示すように地盤の変形をばねを介して基礎構造物に作用させる。この時に、受働側の地盤ばねの考え方によって図 23 に示す 3 種類の方法を考えることができる。

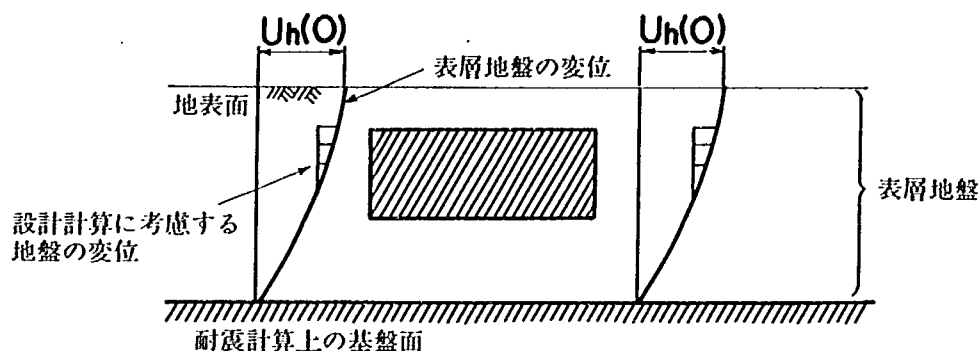


図 22 応答変位法による耐震計算

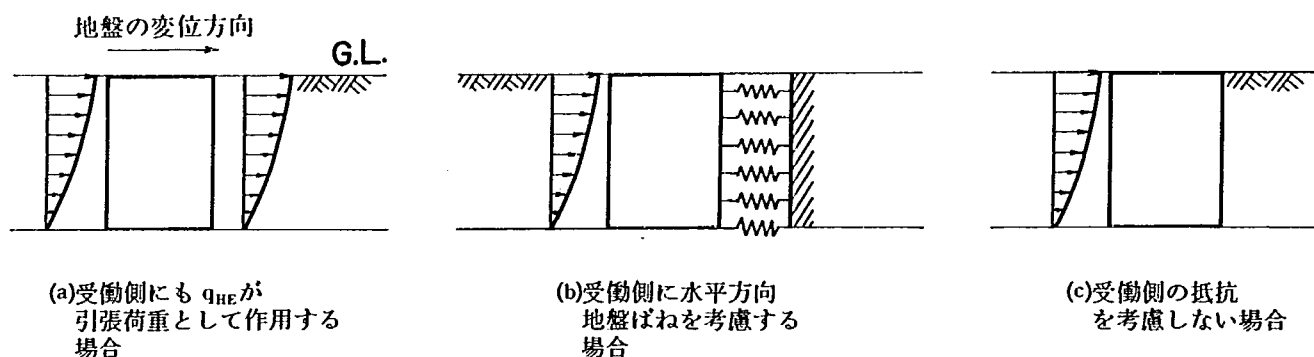


図 23 受働側の構造物と土の接触条件に対する考え方とそのモデル化の一例 [36]

- i) 微小な相対変位の間は地盤と構造物は離れないから、受働側にも引張荷重を作用させる。
- ii) 地盤は引張力をほとんど受持たないから、受働側の引張荷重を作用させない。
- iii) 受働土圧の一部を反力として期待する。

これらのうち、どのような考え方をとるかは、地盤条件、構造物の特性等によって変わると考えられるため、これらの条件を十分検討して定める必要がある。

なお、応答変位法では図 22 に示したように、ばねを介して地盤の変位、変形を構造物に作用させるために、地盤のばね定数の選定が非常に重要である。しかしながら、現状では地盤ばねの設定に関しては十分な経験がないのが実情であり、既往の設計事例、実測実験等の結果を総合して、適切に定めていくことが重要である。

なお、最近図 22 に示したように、ばねを介して地盤の変位を与えるかわりに、地盤の地震応答解析により求められた加速度から地盤の各部に作用する慣性力を求め、これを物体力として二次元平面ひずみ状態を仮定した地盤—構造物モデルに作用させて、構造物の変形を求める方法が片山らにより提案されている³⁹⁾。地震時の地盤の変形を直接作用させるか、この影響を物体力として作用させるかが異なるだけで、応答変位法としての考え方には変わりはないが、二次元平面ひずみモデルとして地盤—構

造物をモデルとしているため、地盤のばねを直接求めなくてもよい点で優れた方法といえることができる。

4-3 動的解析による基礎構造物の耐震計算

応答変位法と並んで最近の耐震計算法に大きな変化をもたらしているのは動的解析の普及である。動的解析法自身は離散型の構造解析手法の一部として昔から存在していたが、電子計算機の発達、計算プログラムの開発普及等により、線形解析に限れば今日ではほとんどの設計コンサルタンツにおいて解析可能な段階に達している。しかしながら、震度法あるいは修正震度法で定めた断面を動的解析で照査すると、両者に大きな違いが生じる場合が少なくない。この原因には、震度法における設計震度の設定とその作用のさせ方の問題もあるが、それ以上に、一般に両者の入力地震動自身が整合していないという点が見逃せない。また動的解析法の発達した今日では、入力地震動に何を選ぶかによって事実上解析結果が決まってしまう場合が多い。入力地震動としては、数ある強震記録の中からどのような振動数特性の波形を選び、強度はどのようにすればよいか等、入力地震動選定に際して一定の手順化された考え方が示されていないのが現状である。したがって、ここでは入力地震動の面から、動的解析を基礎構造物に用いる際の留意事項について示すこととする。

まず、上述した問題に入る前に、動的解析の入力と修正震度法の震度とはそもそもどのような関係になっているのであろうか？ これは震度とは何かということ自体に種々の解釈があることから非常に難しい問題であるが、前述した佐野による震度の定義に基づき、動的解析の入力と修正震度法の入力(震度)の違いを考えてみよう。

まず、佐野の定義に従い、修正震度とは、“構造物に生じる最大応答加速度を重力加速度 G で割ったものである” ととらえることとする。いま、図 24 に示すように構造物を固有周期 T_{sec} 、減衰定数 h の線形 1 自由度系にモデル化するとすれば、その基部にある入力地震動が作用した場合に構造物に生じる最大加速度は加速度応答スペクトル $S_A[\text{gal}]$ によって与えられる。そうすると、佐野の定義に従

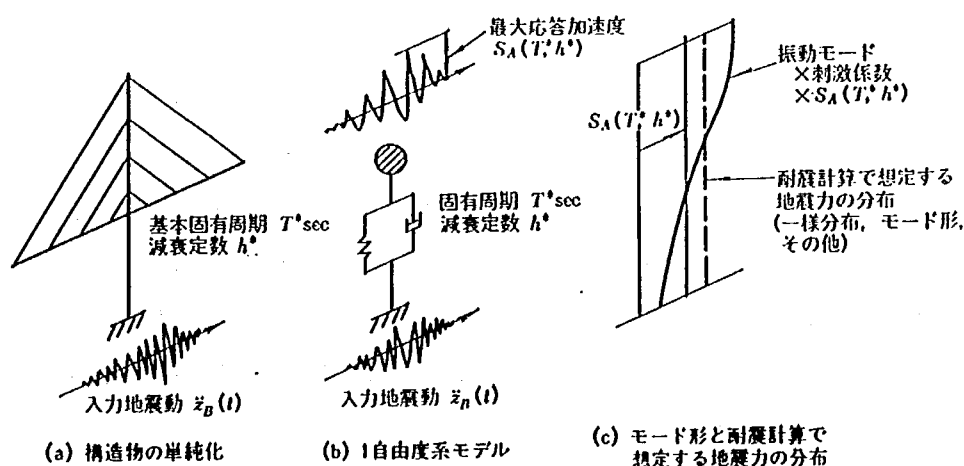


図 24 修正震度法による構造物のモデル化

えば、修正震度 $k(T \cdot h)$ は次式で与えられることになる。

$$k(T, h) = S_A(T, h)/G \quad (4)$$

ここで注意しなければならないのは、応答スペクトル $S_A(T, h)$ は任意の固有周期 T および減衰定数 h に対して与えられるが、式(4)においては、対象とする構造物が実際に持つ固有周期 T^* および減衰定数 h^* を用いなければならないという点である。また、式(4)において加速度応答スペクトルから構造物の最大応答を求めるためには、刺激係数、振動モード、振動モードに応じた地震力を設計で想定する地震力の分布形に変換するための係数、の3者を考慮しなければならないが、ここでは簡単のためこれらを省略することとする。

一方、橋の固有周期 T と減衰定数 h の間にはおおよそ逆比例の関係があり、多数の道路橋の強制振動実験結果によれば次の関係があるとされている。

$$h = 0.02/T \quad (5)$$

これによれば、固有周期 0.1 sec および 1 sec の橋は、それぞれ 0.2, 0.02 の減衰定数を持つことになり、現在一般に考えられている減衰定数のレベルと大きな矛盾はない。ただし、上記の関係は、微小振動時の橋脚の強制振動実験から求められたものであり、大振幅時にはどうなるか、橋脚以外の振動系に対してもそのまま使用してよいか等に関しては、今後検討の余地を残している。

また、減衰定数 h が変化すると応答スペクトル値も変化するが、この関係は、減衰定数 0.05 のときの値 $S_A(T, 0.05)$ を基準とすれば、次式によって与えられる⁴⁰⁾。

$$\eta_{SA}(h) = S_A(T, h)/S_A(T, 0.05) = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad (6)$$

したがって、式(5)、(6)を式(4)に代入すると、修正震度は次のようになる。

$$k(T) = k(T, h) = S_A(T, 0.05) \times \eta_{SA}(0.02/T) \times 1/G \quad (7)$$

図 25 は以上の関係を示したものである。一般に、動的解析では入力地震動波形の特性をある特定の減衰定数の応答スペクトルによって表すことから、式(7)の右辺第1項が動的解析の入力（ただし、減衰定数は 0.05）を表わしていると解釈すればよい。そうすると、右辺の第2項は図 25(c)のようになり、設計震度は、(減衰定数 0.05 の加速度応答スペクトル)/ G を基準として、短周期領域ではこれよりも下げてよいこと、反対に、長周期領域ではこれよりもやや大きくなることを示している。これが、短周期領域における震度の“頭切り”の根拠である。ここで重要な点は、図 26 に示すように、動的解析の入力は単に地震動の波形、もしくはこれより特定の減衰定数に対して計算した応答スペクトルであるが、修正震度法の入力（震度）には固有周期ごとに当該構造物の持つ減衰定数がとり入れられているという点である。

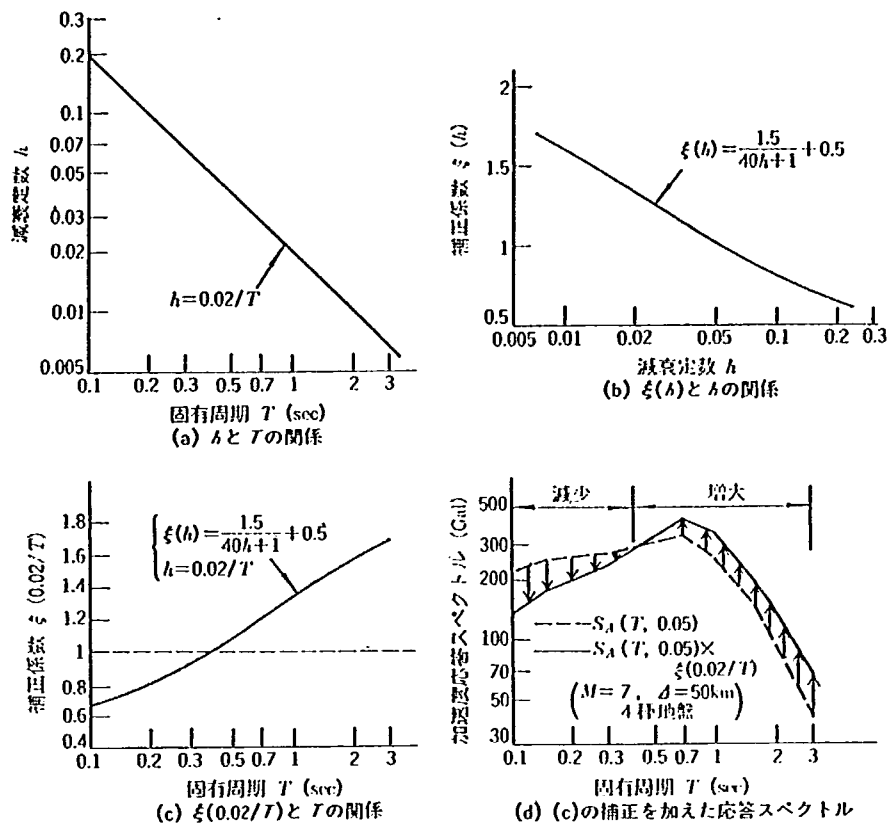


図 25 応答スペクトルに対する減衰定数の補正

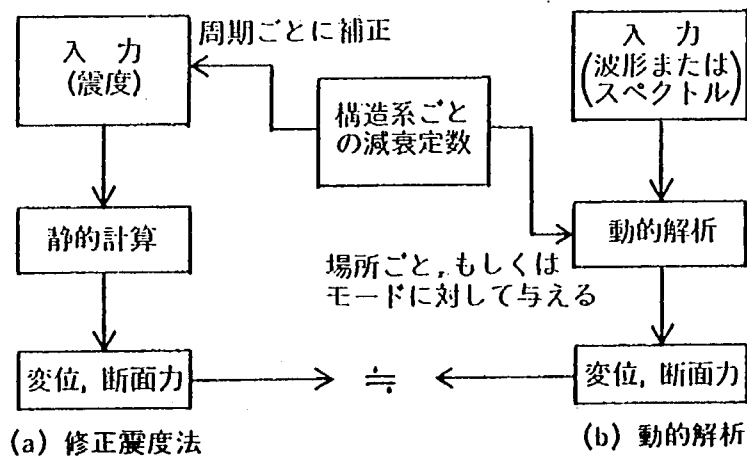


図 26 修正震度法の入力（震度）と動的解析の入力の違い

したがって、修正震度法に用いている頭切りを加えた震度と動的解析にどのように減衰定数を用いるかという点は表裏一体の問題であり、両者の整合性がとれていないと、修正震度法による結果と動的解析結果に大きな違いが生じることに注意しなければならない⁴¹⁾。

入力地震動の選定に際して現在よく用いられる方法は入力強度は設計震度との関係で決め（例えば、

下部構造位置で 150 Gal 等), 次に適当な波形を 2~3 種選ぶというものである。さて今, 例として, 図 27 に示すように, 過去の代表的強震度記録として El-Centro の波形 (以下, 波形①) を, また当該建設地点で得られた記録として波形②を, それぞれ選び, とともに最大加速度を 150 Gal に正規化して動的解析の入力とすることを考えよう⁴¹⁾。建設地点での強震観測は, 一般に期間が短いために大規模地震が近距離で生じた場合の記録が得られていることは稀である。このため, 既往の観測記録の中から比較的規模の大きい地震による記録を選ぶとすれば, 必然的に震央距離 Δ は大きくなる場合が多い。

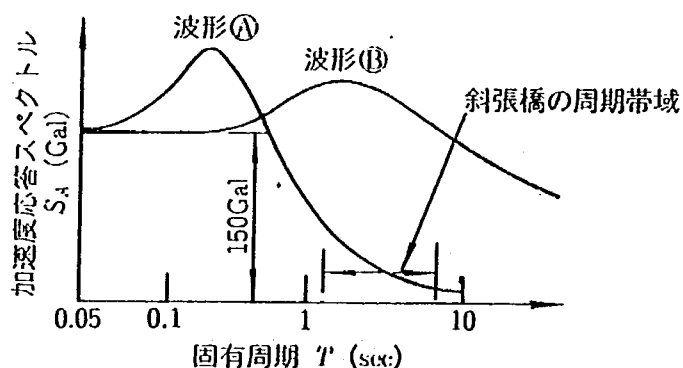
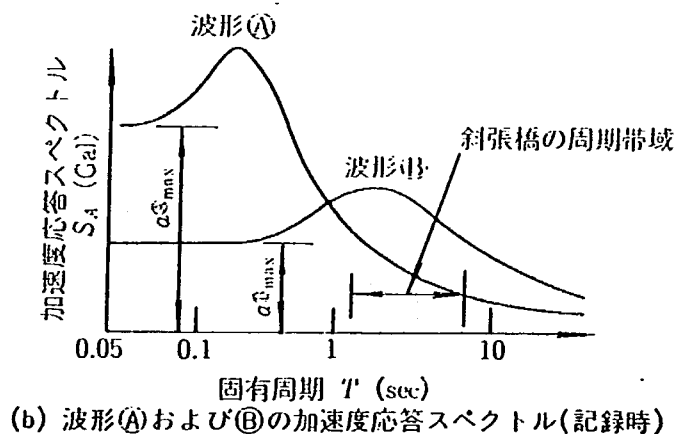
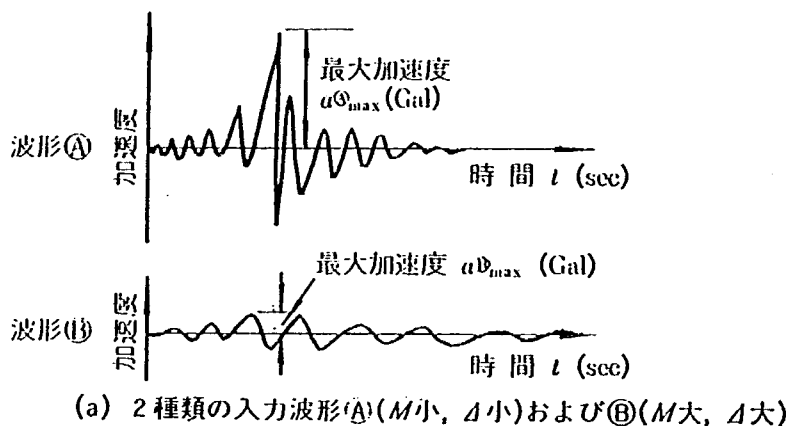


図 27 入力波形① (M 小, Δ 小) および ② (M 大, Δ 大) による動的解析 (模式図)

図 28 は、地震の規模（マグニチュード M ）および震央距離 Δ が変化すると、地震動の特性がどのように変化するかを加速度波形の形状（振幅の包絡線）⁽⁴²⁾ および加速度応答スペクトル⁽⁴³⁾ で示したものである。これより以下の事項が指摘される。

- ① マグニチュード M が大きくなると強度は大きくなり（特に、周期が 1 sec 程度以上の長周期において大きくなる割合が高い）、継続時間も長くなる。
- ② 震央距離 Δ が小さくなると、強度は大きくなるが継続時間は短くなる。

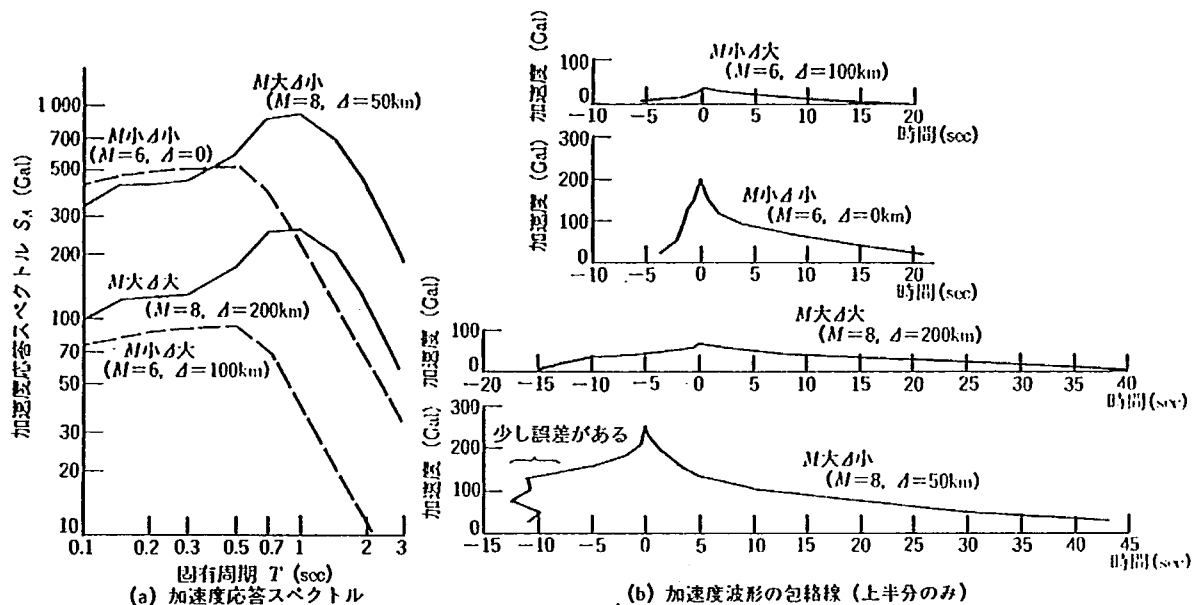


図 28 加速度応答スペクトルおよび加速度波形の包絡線からみた地震のマグニチュード M および震央距離 Δ の影響

El-Centro の波形は 1940 年の Imperial Valley 地震 ($M=6.3$) に際して、震央距離 $\Delta \approx 6$ km の地点で得られた記録であり、記録時の最大加速度は 313 Gal と大きい。上記の分類からすると、 M 小、 Δ 小の典型的な波形といえることができる。また、前述した理由により、当該建設地点の記録は一般に、 M 大、 Δ 大の記録となる場合が多い。

さて、図 27 (b) は、両波形を加速度応答スペクトル S_A で比較したものである。ここで、非常に短い周期（一般に 0.05 sec 以下）での加速度応答スペクトル値は、入力地震動の最大加速度 $a_{\max}$ に一致することに注意していただきたい。これは、剛構造物に生じる最大加速度 [$S_A(T \text{ 小})$] は、地盤の最大加速度 $a_{\max}$ と同じであるから、震度法では地盤の震度をそのまま構造物に用いることから容易にご理解いただけるであろう。

次に、波形④、⑥を最大加速度が 150 Gal になるように正規化すると、応答スペクトルは図 27 (c) のようになる。一般に基本固有周期が 1~3 秒以上となる構造物の動的解析では、El-Centro 波のように M 小 Δ 小の記録を最大加速度 150 Gal 程度で入力しても断面力はほとんど生じないのに対して、 M 大 Δ 大タイプの記録を最大加速度 150 Gal 程度で入力すると、修正震度法の数倍の断面力が生じる場合も

少なくない。その理由は図 27(c)から明らかであろう。せっかく動的解析をして、その結果として、“動的解析の結果は入力地震動によって異なる”、“構造物の固有周期近傍で卓越した周期特性を有する波形を入力した場合に、構造物の断面力は大きくなる”といった結論を得ても、耐震設計上何の意味もない。

何故、上記のようになってしまうかという原因は以下の 2 点にあると考えられる。

- ① 地震動の特性には、大きく強度、周期特性、継続時間の 3 つがあるが、このうち強度は最大加速度 $a_{\max}$ により、また周期特性および継続時間は加速度応答スペクトル倍率 $\beta(T, h) [= S_A(T, h)/a_{\max}]$ により、それぞれ与えることができる。図 28 に示したように、地震動の特性 $S_A(T, h)$ は地震の規模 M 、震央距離 Δ (プラス、地盤条件であるが、これは建設地点の地盤条件に合わせればよい) によって大きく異なるが、上述した入力地震動の設定法では、まず最大加速度 $a_{\max}$ を 150 Gal と固定した (ということは、 $a_{\max}=150$ Gal になるような M と Δ の組み合わせを想定したことになる) 後に、これとは独立に波形の形状 $\beta(T, h)$ を選び、これを最大加速度が 150 Gal になるように正規化した。したがって、この場合には、 $a_{\max}$ を想定した際の M 、 Δ の組み合わせと、 $\beta(T, h)$ を選定した際の M 、 Δ の組合せが一致しておらず、したがって、これより求めた波形 $S_A(T, h) = a_{\max} \times \beta(T, h)$ が設計には全く問題とならないような小さな値か、もしくは現実には存在しないような大きな値となり得る。
- ② 最大加速度を 150 Gal と想定したが、マグニチュードの大きい地震による記録を 150 Gal に正規化することと、マグニチュードの小さい地震による記録を 150 Gal に正規化することは、構造物の応答 $S_A(T, h)$ を求める上で同じであろうか。例えば土研の推定式によれば、第一種地盤上では最大加速度 $a_{\max}$ は M 、 Δ の関数として次式で与えられる。

$$a_{\max} = 987.4 \times 10^{0.216M} \times (\Delta + 30)^{-1.219} \quad (8)$$

これより、 $a_{\max}=150$ Gal となる M 、 Δ の組み合わせを求めると、 $M=5$ の場合には $\Delta \approx 5$ km、 $M=6$ では $\Delta \approx 20$ km、 $M=7$ では $\Delta \approx 50$ km、 $M=8$ では $\Delta \approx 100$ km となる。耐震設計ではどのような M 、 Δ の組み合わせを考慮すべきかについては別途検討を要する問題であるが、公共土木施設では一般に $M=6.5$ 以下の地震で被害を受けた事例は極めて稀であることから、少なくとも $M=5$ 、 $\Delta \approx 5$ km や $M=6$ 、 $\Delta \approx 20$ km といった組合せに相当する地震動は耐震設計上考慮する必要がない。したがって、一般に最大加速度が 150 Gal ということは、暗黙のうちに“マグニチュード M がかなり大きい地震による地震動に対して”ということを前提にしており、このような点を考慮に入れないで波形を選定すると入力地震動自体が無意味となる。

それでは、どのようにして入力地震動を選定すれば、前述したような点をクリアできるであろうか。これにはいろいろの方法が提案されているが、最も簡単で現実的な方法は、強度 $a_{\max}$ と周期特性、継続時間特性 $\beta(T, h)$ の 2 つを独立に評価しないで、はじめから加速度応答スペクトル $S_A(T, h)$ として入力地震動を求めることが考えられる。例えば、土研式では、 $S_A(T, h)$ をマグニチュード M 、震央距離 Δ 、地盤条件 GC の関数として次式で与えている⁴³⁾。

$$S_A(T, h) = \left[\frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \right] \times [a(T, GC) \times 10^{b(T, GC)M} \times (\Delta + 30)^{-1.178}] \quad (9)$$

ここで、係数 $a(T, GC)$, $b(T, GC)$ は固有周期 T および地盤種別 GC ごとに与えられる係数である。これによれば、 $a_{\max}$ と $\beta(T, h)$ の両者が同一の M , Δ の組合わせにより求められるため、上述したような矛盾が生じない。したがって、加速度応答スペクトルを基本として、適当な M , Δ の組合わせ、もしくは再現期間に対する値を求め、これを適切に平滑化すればよいと考えられる⁴⁴⁾。また、時刻歴応答解析を行う場合で、加速度の波形を必要とする場合には、当該波形の応答スペクトルを入力スペクトルに合うように振幅を振動数領域で調整する手法（図 29）を用いることができる⁴⁵⁾。ただし、この手法では任意の波形を任意のスペクトルを持つように振幅調整が可能であるが、どのような波形を振幅調整しても良いという訳ではなく、一定の波形選定基準があることに注意しなければならない。

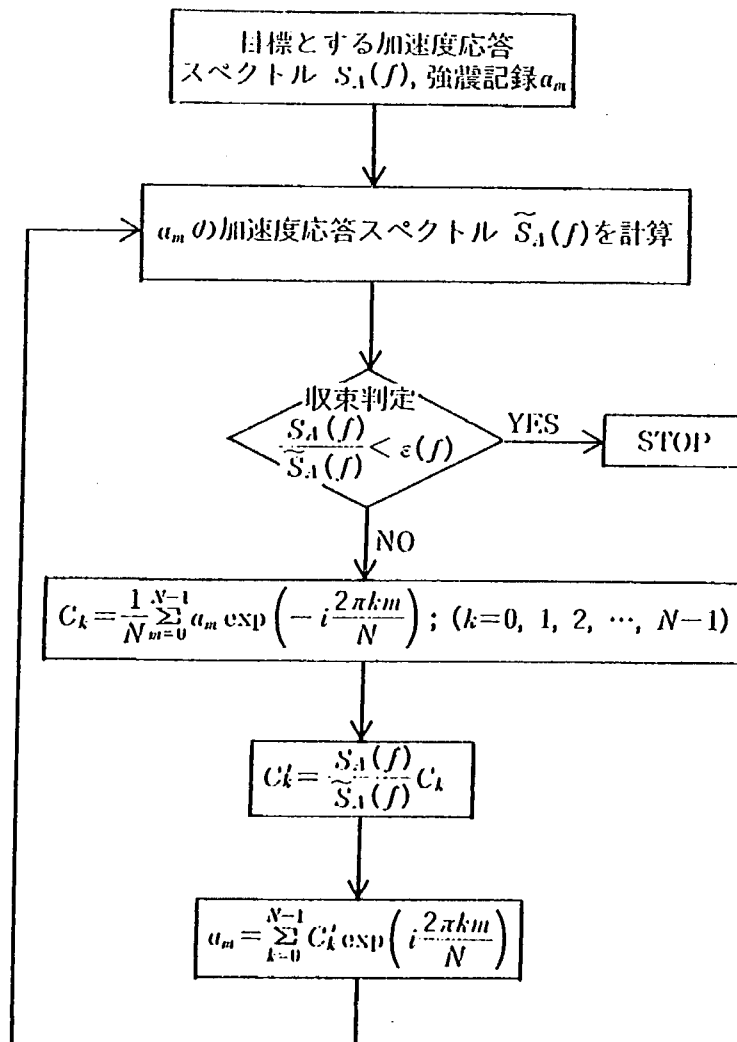


図 29 強震記録の振幅特性調整のフローチャート

5. あとがき

強震観測の実施，コンピューターの導入等により地震に対する構造物の運動を動的に把握することがある程度可能となり，また，これに伴って従来震度法によって行ってきた耐震計算を動的な観点から再評価しようという段階に進みつつあると考えられる。震度法は，その簡便さ，考え方の明確さから今日の耐震設計の主流となっているが，地中震度の作用のさせ方，安定性の照査の方法等，動的な地盤と構造物との相互作用を抜きにしては現状よりさらに発達させていくことは難しい段階に達していると考えられる。今後，動的なセンスを取り入れた基礎構造物の耐震計算法の開発が必要とされる。

引用文献

- 1) 片山恒雄：地震工学・地震防災の研究と実務，土木学会論文集，第344号，昭和59年4月
- 2) 復興局：関東大地震震害調査報告
- 3) 建設省土木研究所：北陸震災調査報告，土木研究所報告，第78号，昭和24年3月
- 4) 高田考信，多田安夫，吉田巖，栗林栄一：新潟地震調査報告，第5編橋梁関係の被害，土木研究所報告，第125号，昭和40年6月
- 5) 石原研而：土質力学の基礎，鹿島出版会，昭和51年8月
- 6) 栗林栄一，龍岡文夫，吉田精一：明治以後の本邦の地盤液化履歴，土木研究所集報，No.30，昭和49年12月
- 7) 岩崎敏男，龍岡文夫，常田賢一，安田進：地震時地盤液化の程度の予測について，土と基礎，Vol.28-4，昭和55年4月
- 8) 片田敏行，伯野元彦：液化過程における地中構造物の動的挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第306号，昭和56年2月
- 9) 伯野元彦，鹿籠雅純：不完全液化砂が地中構造物に及ぼす地震力に関する実験的研究，東京大学地震研究所集報，第53号，第1冊，昭和53年
- 10) 龍岡文夫，坂場義雄，野間博伸：流動化する砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験，第12回土質工学研究発表会，昭和52年5月
- 11) 浜田政則，安田進，磯山龍二：新潟地震における地盤の永久変位量の測定，第18回土木学会地震工学研究発表会，昭和60年7月
- 12) 久保慶三郎，浜田政則，磯山龍二：日本海中部地震における地盤の永久変位の測定，第18回土木学会地震工学研究発表会，昭和60年7月
- 13) 日本道路協会：共同溝設計指針，昭和61年3月
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書耐震設計編，昭和55年5月
- 15) 国土開発技術研究センター震災復旧技術研究開発土木委員会（岡本舜三委員長）：震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書（昭和58年度），昭和59年3月
- 16) 日本道路協会：宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに支承部の耐震性に関する調査報告書，昭和55年3月
- 17) 建設省土木研究所：1978年宮城県沖地震災害調査報告書，土木研究所報告，第159号，昭和58年3月
- 18) 建設省：土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)，昭和61年3月
- 19) 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告，昭和61年3月
- 20) 川島一彦，相沢興，高橋和之：強震記録に基づく橋脚の増幅特性，第10回土木学会関東支部研究発表会，昭和58年1月
- 21) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和：強震記録を用いた道路橋井筒ケーソン橋脚の地震応答解析，土木学会論文報告集，第293号，昭和55年1月
- 22) 岩崎敏男，川島一彦，高木義和，相沢興：開北橋における地盤とケーソン橋脚の動的相互作用の解析，土木学会論文報告集，第322号，昭和57年6月
- 23) 岩崎敏男，川島一彦，相沢興，高橋和之：伊達橋強震記録の解析，土研資料，第1695号，昭和56年7月
- 24) 吉田修，松田隆，後藤洋三：関越自動車道片品川橋脚振動試験及び解析，土木学会第39回年次学術講演会，昭和59年10月
- 25) 小川健，角谷務，大阪憲司：実高橋脚振動実験に基づく長大トラス橋の動的・静的設計比較解析，土木学会第40

回年次学術講演会，第Ⅰ部，昭和60年9月

- 26) 日本道路公団東京第2建設局沼田工事事務所他：関越自動車道片品川橋下部工工事橋脚振動試験，昭和58年6月
- 27) 荒川直士，川島一彦，田村敬一，相沢興，高橋和之：三郷インターチェンジ下部工加振振動実験，土木技術資料，Vol.27-2，昭和60年2月
- 28) 原田治，栗本雅裕，有井孝典，当麻純一，大友敬三：軟質地盤上の基礎の起振実験ならびに地震観測（その2）土木学会第40回年次学術講演会，第Ⅰ部，昭和60年9月
- 29) 佐野利器：家屋耐震構造論，震災予防調査会，大正5年
- 30) 北沢正彦，江見晋，中田恒和：大型ケーソン基礎の設計震度の評価，土木学会第40回年次学術講演会，昭和60年9月
- 31) 土岐憲三，三浦房紀，大竹敏雄：3次元ジョイント要素による地盤一構造物系の非線形震動解析，土木学会論文報告集，第322号，昭和57年
- 32) 田村重四郎，岡本舜三，浜田政則：Dynamic Behavior of A Submerged Tunnel during Eearthquake，東京大学生産技術研究所報告，Vol.24，No.5，1975
- 33) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針(案)，1975年3月
- 34) 石油パイプライン事業の事業用施設の技術上の基準の細目を定める告示，通商産業省・運輸省・建設省・自治省告示第1号，1973年9月
- 35) 建設省：新耐震設計法(案)，土木研究所資料，第1185号，昭和52年3月
- 36) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄，宮田忠明：応答変位法による地中構造物横断面の耐震設計法および最終耐力に関する研究，土木研究所資料，No.1253，1977年4月
- 37) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文報告集，No.273，1978年5月
- 38) 土木学会：地下貯油施設技術指針(案)，1980年5月
- 39) 片山幾夫，足立正信，嶋田穠，都築富雄：地中埋設構造物耐震設計のための実用的な解析手法について，第19回土質工学研究発表会，昭和59年5月
- 40) 川島一彦，相沢興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法，土木学会論文集，第344号，昭和59年4月
- 41) 川島一彦：斜張橋の耐震設計，橋梁と基礎，Vol.19-8，昭和60年8月
- 42) 川島一彦，相沢興，高橋和之：Duration of Strong Motion Acceleration Records，土木学会論文集，昭和60年10月
- 43) 川島一彦，相沢興：強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式，土木学会論文集，第350号，昭和59年10月
- 44) 川島一彦：設計地震力と耐震設計，土木技術資料，Vol.25-11，昭和58年11月
- 45) 荒川直士，川島一彦，相沢興：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol.26-7，昭和59年7月

橋梁基礎の耐震設計のための
地震工学研究の現状

ISSN 0386-5878
土研資料第2385号
昭和61年7月
地震防災部耐震研究室

耐震研究室：川島 一彦

要 旨

強震観測記録の充実，コンピューターの導入等により地震に対する構造物の運動を動的に把握することがある程度可能となり，これに伴って，従来，震度法によって行ってきた耐震計算を動的な観点から再評価しようとする段階に進みつつある。本資料は，橋梁基礎を取り上げ，その耐震設計を見直すために利用可能もしくは研究が必要と考えられる耐震工学面の研究成果を整理し，とりまとめたものである。

キーワード：橋梁基礎，耐震設計，動的解析

○

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい。

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

No. 185

No. 185

配布先住所

配布先氏名

○

○

土木研究所資料第 2385 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

○