

I S S N 0386—5878
土 研 資 料 第2011号

土 木 研 究 所 資 料

昭和57年度調査試験研究成果概要報告書

昭和58年 7 月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright©58年度 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

本資料は昭和57年度における耐震研究室の研究成果の概要を報告するものである。当研究室では土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験、研究および技術指導を行っている。具体的には、地震防災計画、各種土木構造物の耐震基準と耐震設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、震災構造物の被災判定手法と復旧技術、ならびに地震災害時の道路交通対策に係る調査研究を担当している。

昭和57年度には、

土木研究所試験研究費によるもの	1 課題
建設技術研究開発費（総プロ）によるもの	2 課題
受託研究費によるもの	4 課題
災害対策総合推進調整費（国土庁）によるもの	1 課題
科学技術振興調整費（科学技術庁）によるもの	1 課題
下水道事業調査費によるもの	1 課題
道路事業調査費（試験調査）によるもの	2 課題
道路事業調査費（大規模特殊）によるもの	2 課題
地建依頼経費（北海道開発局）によるもの	1 課題
共同研究（埼玉大学）によるもの	1 課題

合計16課題の調査研究を実施しており、本資料はこれらの成果の概要を示したものである。

本資料が広く利用され、我国の地震災害の防除に貢献することを期待するものである。

昭和58年 7 月

地震防災部 耐震研究室長

岩 崎 敏 男

目 次

1. 地震災害の軽減対策の評価手法に関する研究	1
(土木研究所試験研究費)	
2. 被災判定手法の開発 — 土木構造物等 (橋梁構造物) —	7
(震災構造物の復旧技術の開発, 建設技術研究開発費 (総プロ))	
3. 土木構造物等の復旧技術の開発 — 橋梁等構造物 —	9
(震災構造物の復旧技術の開発, 建設技術研究開発費 (総プロ))	
4. 長大橋の耐震性に関する調査試験	11
(本州四国連絡橋に関する調査試験, 本州四国連絡橋公団受託)	
5. 東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する調査	17
(日本道路公団受託)	
6. 長大橋用伸縮継手の動的挙動に関する調査試験	23
(首都高速道路公団受託)	
7. 地震時の屋外通信施設の振動特性に関する調査	29
(日本電信電話公社受託)	
8. 浦河沖地震の総合的調査	35
(災害対策総合推進調整費)	
9. ライフライン施設の重要度の評価手法及び耐震性評価手法の開発	41
(首都圏における直下型地震の予知及び総合防災システム に関する研究, 科学技術振興調整費)	
10. 下水道管路施設の耐震性に関する研究	47
(下水道事業調査費)	
11. 道路及び沿道施設の地震被害予測に関する試験調査	53
(道路事業調査費, 試験調査)	
12. 地震後の交通確保に関する試験調査	55
(道路事業調査費, 試験調査)	
13. 耐震調査 (橋に関する試験調査)	57
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
14. 耐震調査 (トンネルに関する試験調査)	59
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
15. 一般国道235号静内町地先静内橋地震災害調査 — 動的応答解析 —	61
(地建依頼経費, 北海道開発局)	
16. 鉄筋コンクリート橋脚の動的な耐力の試験方法に関する共同研究	63
(埼玉大学)	

1. 地震災害の軽減対策の評価手法に関する研究 (土木研究所試験研究費)

耐震研究室 室長 岩崎敏男
主研究員 中島威夫
後藤勝志

1. まえがき

近年、構造物の耐震設計法、施工技術の進歩などにより個々の構造物の耐震性は向上してきており、その結果、地震被害自体は低減の傾向にあるといえよう。しかしながら、大規模な地震が発生した場合には、その被害を完全に防止することは不可能である。したがって、地震被害の軽減化を図るため合理的な地震災害対策の推進を図ることが強く要請されることとなる。

本研究は、現在の地震災害の軽減対策の水準を明らかにし、新たな対策によつて、どのような被害軽減が期待できるかについて評価しようとするものであり、本年度は耐震性向上対策に要する投資費用、および被害軽減効果に関する検討を行った。

2. 調査目的

構造物の地震災害軽減対策は、耐震性と経済性とをともに満足するように考慮されることが必要である。このため、本年度は標準的な道路橋を想定し、設計水平震度を変えた場合の初期建設費用の変化と復旧費用期待額の変化を算定し、費用効果を分析することを目的とする。

3. 調査方法

3.1 費用便益解析方法の検討

既往の研究成果を調査し、道路橋に関する費用便益解析の方法を検討する。

3.2 初期建設費用の推定

異なる地盤種別(2,3,4種地盤)に建設される高さ6m, 9mの鉄筋コンクリート橋脚1基の建設費用を算定する。設計震度 $K_h = 0.0 \sim 0.3$ の間で仮定し、各高さ、各地盤ごとに設計震度の関数として建設費用の算定式を求める。

3.3 直接損害の推定

1964年新潟地震、1978年宮城県沖地震における道路橋被害資料に基づき被災度ランクの設定、橋梁被害確率の推定、復旧費用(直接被害額)の推定を行う。

3.4 被害危険度の算定

通常の地震危険度解析の方法により、札幌・東京・福岡における各加速度レベルの再現期間、超過確率を推定する。

3.5

3.2~3.4までの結果をまとめて、道路橋最適設計震度を求めるための費用便益解析を行う。

4. 調査結果

4.1 費用便益解析方法の検討

費用便益解析の基本概念は次式で表現される。

$$TEC(e) = IC(e) \cdot \delta + EL(e) \quad (1)$$

$TEC(e)$: 設計震度 e の橋の年総費用期待値

$IC(e)$: e で設計された橋の建設費用

$EL(e)$: e で設計された橋の地震による損失の年期待値

δ : 初期建設費用を年当りの費用に換算する係数

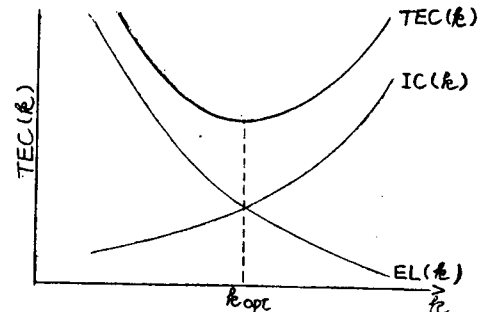


図-1 最適設計震度決定の概念

式(1)は、すべて1年当りの費用であり、 δ は複利計算により借入年限と利子からの係数で、初期費用を1年当りの費用に換算する。式(1)を最小にすることにより最適な設計震度 e が求まる(図-1)。式(1)の地震による損失期待値は、直接被害と間接被害の期待値とに分けることができる。また、各損失期待値を推定するには、被害度を確定的または、確率的に推定するかがあるが、ここでは確率的に被害が発生するものとして、被害確率マトリックス、または機能確率マトリックスで想定してみる。

現在までに提案されている構造物被害推定方法は、構造解析による方法、過去の同種構造物の震害資料を用いる方法、および専門技術者の判断をあおぐ方法などに分類されるが、いずれの方法も決定的とはいえず、解析的データ・地震被害データをできるだけ収集し、最終的に専門技術者の判断にゆだねるのが最善とされている。

4.2 初期建設費の算定

1) 初期建設費の算定

一般的道路橋を対象として、 $\phi 600$ mmの鋼管杭基礎で、橋脚と体構造は建設省標準設計による高さ $H=6$ mおよび $H=9$ mの逆T型円柱橋脚とし、く体および杭の設計は道路橋示方書に準拠した。上部構造物は単純合成鉄桁とし、地盤種別ごとに最適支間を与えた。一方、地盤条件は大崎¹⁾が我国の沖積地盤の代表として6分類した地盤構成(A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6)を2種、3種、4種に分けて用いた。また、水平設計震度は、0.0~0.3で設定した。なお、建設費用算定の際、上部工費用は設計震度ほとんど影響されず、橋台と橋脚の建設費用の設計震度に対する増加率もほぼ等しいことから、橋脚1基のみを対象に推定を行うことにした。図-2に建設費算定手順を示す。

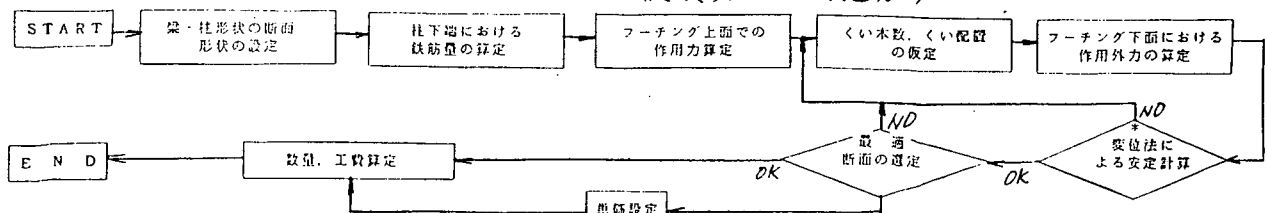


図-2 建設費の算定手順

2) 建設費用算定結果

建設費用と設計水平震度 K_H の関係を図-3 に示す。これから、地盤が2種から4種に移るにつれて同一震度に対するバラツキが大きくなっているのがわかる。これは、2種から4種に移るほど地盤条件のバラツキが大きくなるためであろう。また、図-4 は橋脚く体部分と杭の費用を分離したもので、設計震度 $K_H = 0$ の場合も示しているが、この時の費用は $K_H = 0.1$ の場合とほぼ同じとなっている。次に図-5 に設計震度 $K_H = 0.1$ の場合の建設費に対する比を示す。建設費の設計震度に対する増加率が、あまり地盤条件には影響されていないことがわかる。これは4種地盤では、小さな設計震度でも大きな建設費を必要とするためと考えられる。また、杭とく体の費用を比べたところ、4種地盤では圧倒的に杭の方が高かった。

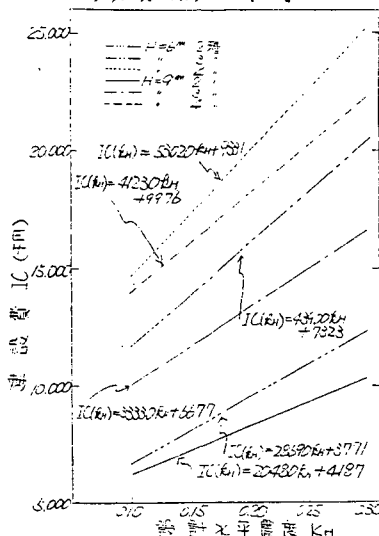


図-3 建設費と設計震度

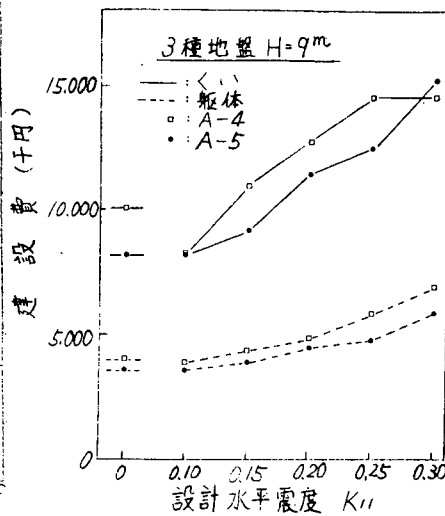


図-4 建設費と設計水平震度

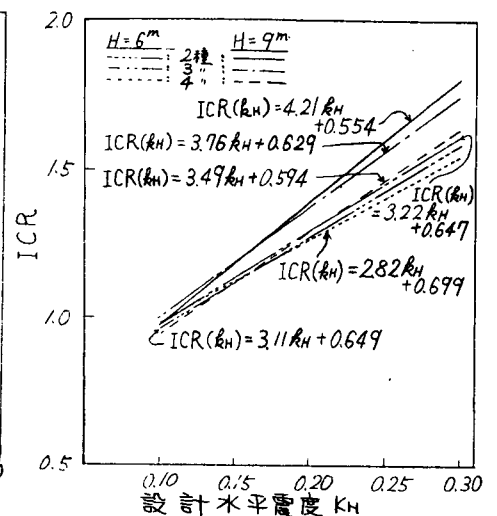


図-5 建設費と設計水平震度 $K_H = 1$ の比

4.3 直接被害の推定

1) 既往地震における道路橋被害

既往地震として1964年新潟地震、1978年宮城県沖地震を対象に被害橋梁の推定を行った。推定にあたり、震央距離ごとの全橋梁数を求めた。また、上部工と下部工の被害度推定は、土木研究所提案²⁾による被災度ランク(0:なし, I:軽微, II:小, III:中, IV:大の以上5ランク)をもとに重みをつけ、次式で平均被害度数を表わした。

$$\text{平均被害度} = \left\{ \sum_{i=0}^5 (\text{被害度} i \text{ の橋数}) \div (\text{被害度} i) \right\} \div \text{橋梁数}$$

図-6 に震央距離150km以内の平均被災度と震央距離の関係を示した。新潟地震では、震央30~50kmで平均被害度がかなり小さくなるが、これは50~70kmの範囲の新潟市内で被害が大きかったためと考えられる。なお、砂地盤の液状化による被害が多発した新潟市の中心部は、震央距離約50~60kmに位置している。

2) 被害確率マトリックスの推定

前項をもとに、上・下部工の被害ランクを総合した橋梁の被災ランクを検討し、この被災ランクと加速度レベルに応じた被

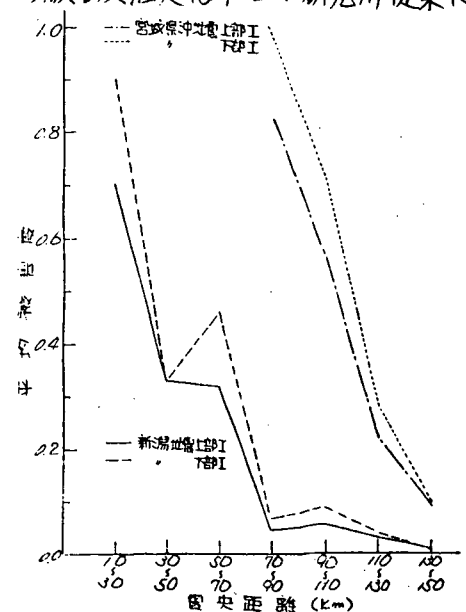


図-6 道路橋の平均被災度と震央距離の関係

害確率(被害確率マトリックス)を推定した。

総合被災ランクは、Ⅰ～Ⅳに分類し、各ランクごとに損害率DRを求めた。 $DR = (\text{復旧費} \div \text{橋梁の建設費用}) \times 100\%$

また、各被災度ごとの被害確率を推定するにあたり、震央距離ごとの総合被災ランク分けを行い被害確率を求めた。

被害確率 = 被害橋梁数 ÷ 全橋梁数

図-7に被害確率と震央距離の関係を示す。無被害確率は、震央距離の増大とともに増大し、被害確率は減少することがわかる。

一方、地震による損害推定には震央距離と地震強さに換算する必要があり、新潟地震においては道路橋示方書、宮城県沖地震では田中³⁾の距離減衰式を用いた。各被害確率ごとの最大加速度では、図-8の示す通り新潟地震と宮城県沖地震の被害確率が最大加速度と相関があり実施した推定の精度がよいものと考えられる。また、各被災度の被害確率と最大加速度の関係を図-9に示す。

これまでの被害確率は $RH=0.2$ の場合であり、次に RH が0.2以外の被害確率を推定する。緒能ら⁴⁾は専門技術者に、設計震度0.1, 0.2, 0.3の橋梁において気象庁震度階Ⅳ～Ⅶにおける損害率のアンケート調査を行った。これらの $RH=0.2$ に対する $RH=0.1, 0.3$ の損害率の比に図-9の被害確率を乗じて各設計震度ごとの被害確率を求めた。

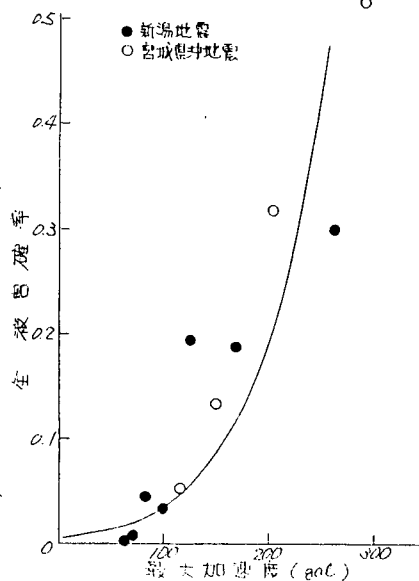


図-8 最大加速度と全被害確率の関係

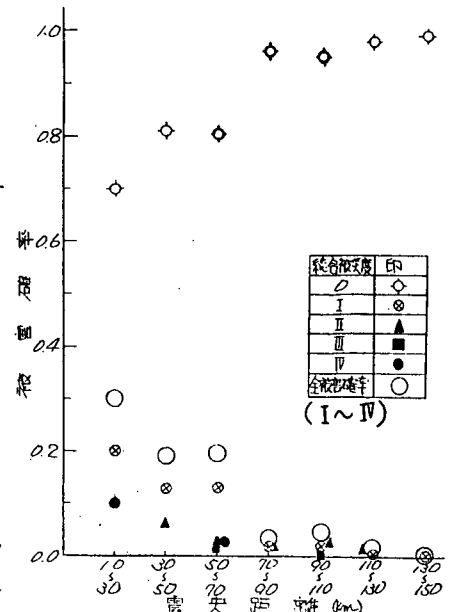


図-7 被害確率と震央距離の関係

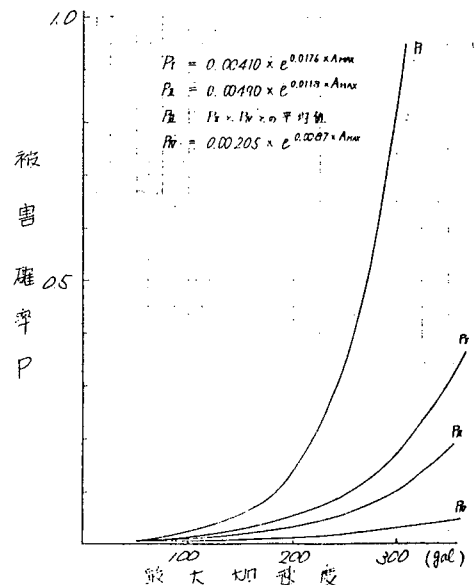


図-9 最大加速度と各被災度の被害確率との関係

3) 直接損害額の推定

各被災度ごとの直接損害額は平均損害率から求め、復旧費用を直接損害とした。図-10には被災度と損害率の関係を表わしたもので、直接被害額は図-10の全平均損害率より推定した。

4.4 地震危険度の算定

通常、地震危険度解析の手法を用いて、東京・札幌・福岡の3地点において1種～4種の地盤条件ごとの地震危険度解析を行った。札幌・東京・福岡周辺の最近約100年間の地震($M=5.5$ 以上)の活動を対象として算定した。

図-11は、各地の年確率密度の分布を示したもので、各地域による地震危険度の差がよくわかる。また、図-12は50年確率に対するもので、確率密度が大きくなっている。これらから、東京と他の地

域の差は明確であり、札幌と福岡はほとんど差はなく、最大加速度が大きくなるほど地盤種別の影響が大きくなる傾向がみられる。

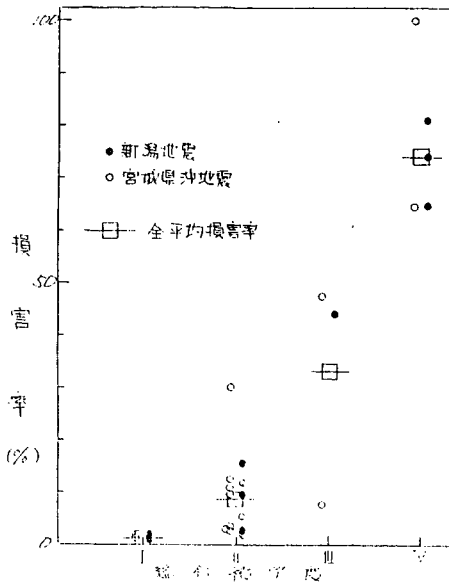


図-10 総合被災度と被害率の関係

4.5 費用便益解析の検討

これまでの初期建設費用、直接損失、地震危険度推定損失結果を総合して、最適設計震度を求めるための費用便益解析を行ってみる。

4.1において一般的な形で費用便益の考え方を検討したが、ここでは前項までの推定に見合った形で行うことにした。したがって、4.1の(1)式におけるEL(%)は直接損害額と間接損害額と考えられるが、現時点では比較的信頼のおける直接損害のみを考慮して総費用期待値を計算した。

図-13~14に各地の総費用期待値を示す。札幌・福岡では、いずれの橋脚高さ・地盤においても設計震度が大きくなると総費用期待値も増大する傾向にある。しかし、地震危険度の最も高い東京ではやや傾向が異なり、3種地盤・橋脚高さ6mの場合には、 $\alpha = 0.2$ で最小値が表われている。

以上の検討から、直接被害(復旧費)のみでは、東京などのかなり地震危険度の高い地域でない限り、耐震設計は得策でないことになる。しかし、明治以降の震災経験を考えれば、我が国における橋の耐震設計の必要性は明らかである。これらの事項は、今回無視した

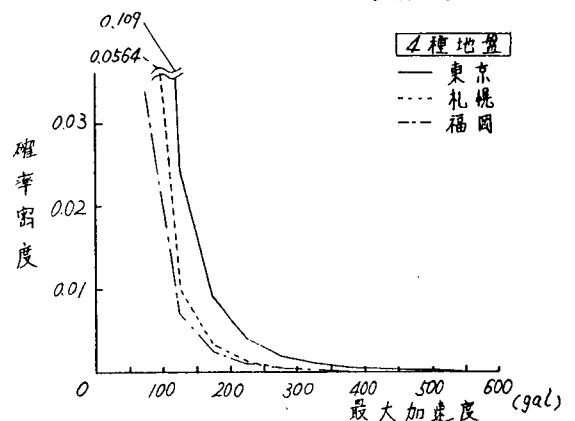
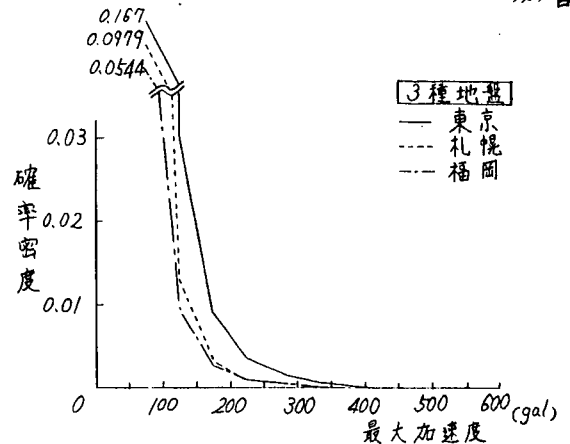


図-11 各地における最大加速度の確率密度(年間)

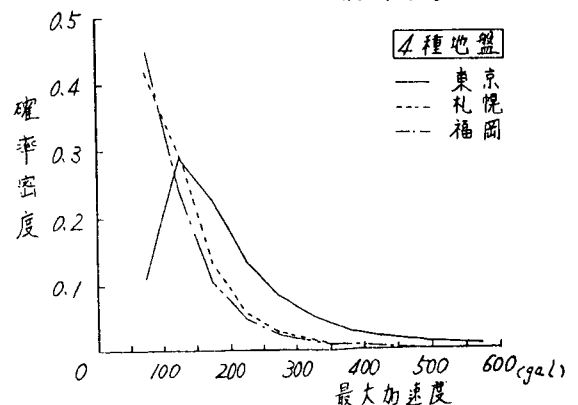
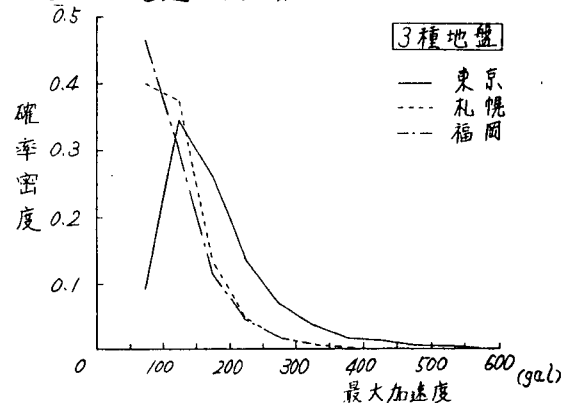


図-12 各地における最大加速度の確率密度(50年間)

間接損害の重要性を示唆するものと考えられる。

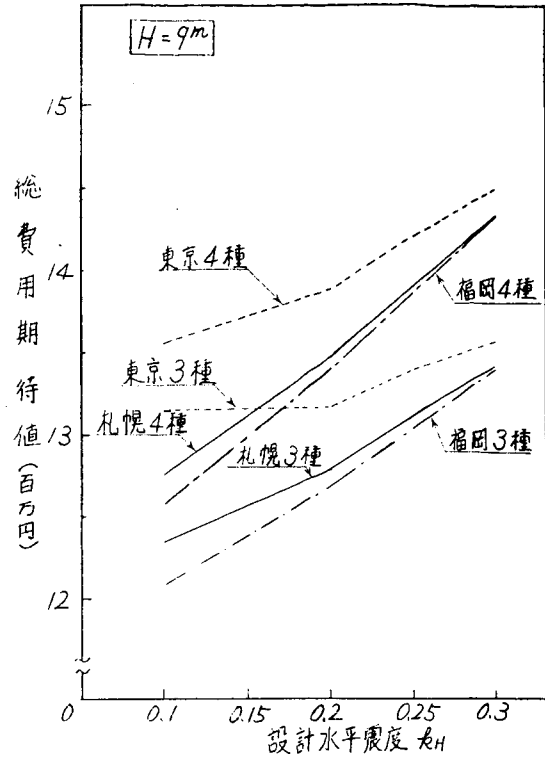
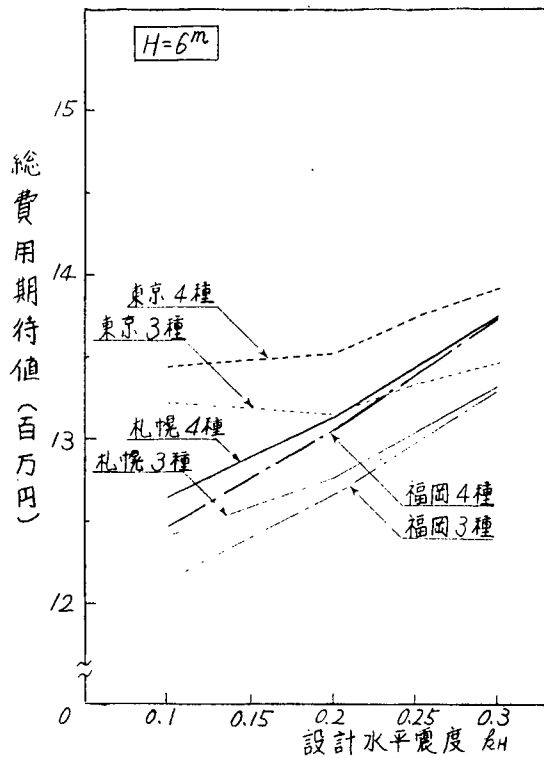


図-13 間接損害を考慮しない地域・地盤種別ごとの
5. 今後の問題点 総費用期待値(橋脚高6m)

図-14 間接損害を考慮しない地域・地盤種別ごとの
総費用期待値(橋脚高9m)

今年度は、初期建設費用・地震による直接損失を考慮して、一般の道路橋に関する費用便益解析の検討を行い、有益な成果を得た。今後は、下記の事項につき重点的に検討していく必要がある。

- 1) 間接損失推定モデルの開発
 - 2) 設計震度ごとの被害橋梁データの収集
 - 3) 既往の震災における道路交通状況の調査
 - 4) 被害確率マトリックスの合理的な設定のための非線形性を考慮した構造解析の実施
 - 5) 橋全体のスケールに関係なく建設費用、直接被害、間接被害を同時に考慮する方法の検討
- 参考文献

- 1) Y. Ohsaki and O. Sakaguchi "Major Types of Soil Deposits in Urban Areas in Japan," *Soils and Foundations* Vol. 13, 140-26, 1973
- 2) 建設省土木研究所「新潟地震調査報告」土木研究所報告 第125号 昭和40年6月
- 3) 田中「最近の被害地震における最大加速度の大きさについて」第7回地震動シンポジウム 土木学会 1977年3月
- 4) 猪熊「道路橋の設計水平震度の選定に関する決定分析」東京大学修士論文 1980年3月
- 5) 片山「地震活動度・危険度の確率論的な考え方」生産研究 第27巻第5号 昭和50年5月
- 6) 亀田「耐震工学における確率統計的方法—主として地震危険度の評価について」土と基礎 25-11 1977年11月
- 7) 建設省土木研究所「既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法」土研資料 第1676号 昭和56年7月

2. 被災判定手法の開発 —土木構造物等（橋梁構造物）—

（震災構造物の復旧技術の開発，建設技術研究開発費（総プロ））

地震防災部	部 長	佐藤和夫
耐震研究室	室 長	岩崎敏男
	主任研究員	中島威夫
	研究員	萩原良二
		後藤勝志
		水庭健一

1. まえがき

地震により被災した橋梁等の土木構造物の復旧にあたっては，被災状況を迅速に把握し，適確な応急措置をとるとともに，被災の詳細調査を行い適切な復旧工事を施工し，これにより機能の回復をはかることが要求される。本研究は橋梁構造物を主対象として，被災判定手法を開発しようとするものであり，本年度は主に地震直後の混乱期に高度の専門的知識を必要とせずに行う簡易な被災判定手法（緊急調査）を検討した。

2. 研究目的

橋梁構造物を主対象として，地震による被災構造物の被災判定手法を開発する。これにより，迅速適確な応急措置と適切な復旧工事に結びつけ，地震災害の復旧対策に資することを目的とする。

3. 研究方法

3.1 橋梁構造物の被災判定手法の研究（委託）

本研究は，（財）国土開発技術研究センターに委託し，同センター内に設けられた震災復旧技術研究開発土木委員会（岡本舜三委員長）および橋梁構造物分科会（伯野元彦分科会長）において，既往震害事例調査，実験結果の検討等を通して実施された。

3.2 振動判定による道路橋の被災判定調査（直営）

1978年宮城県沖地震により被災し，直後に復旧工事がなされた一般国道6号線阿武隈橋を対象に実橋振動実験を行った。この際，復旧後の現状状態および実験時に一部の橋脚を人為的に破損させた状態の2ケースについて，荷重車走行および起振機実験を行い，橋脚破損による橋の振動性状の変化を測定した。

4. 研究成果

4.1 橋梁構造物の被災判定手法

道路橋の地震被害を想定し、地震発生から緊急調査、緊急措置、詳細調査、ならびに復旧工事に至るまでの流れを図-1に示す。

緊急調査は地震発生直後の一両日中に、限られた人員で、必要な緊急措置や交通規制を行うため、短時間で行う調査である。緊急措置は緊急調査に基づき損傷程度を判定し、交通規制の必要性を判断し、必要に応じ緊急な措置（交通規制、緊急工事等）をとることである。詳細調査は復旧工事を行う上に必要となる測量などの必要な詳細な調査である。復旧工事には応急復旧工事と本復旧工事とがある。

橋面の点検は調査員が橋梁路面上で地覆、高欄、伸縮継手部を目視点検し、橋面の平面線形と縦断線形の異常や段差を調査する。橋側方から上下部工の点検では、調査員が橋側方の堤防上から、上下部工を目視点検（双眼鏡を含む）し橋脚のぐらつき等の損傷を調査する。支承部の点検では支承部および支承周辺の下部工天端の異常を調査する。図-1は標準的な流れ図を示したものであり、実際には個々の場合により、必要のない調査や追加すべき調査が出てくる。

今年度は上記の調査の他に、点検調査項目の整理、点検対象とする損傷の種類抽出、既往地震による橋の震害実態調査、被害橋への被災判定法の適用、ならびに計測器による被災測定技術のとりまとめ等を行った。研究成果の詳細については文献1)を参照されたい。

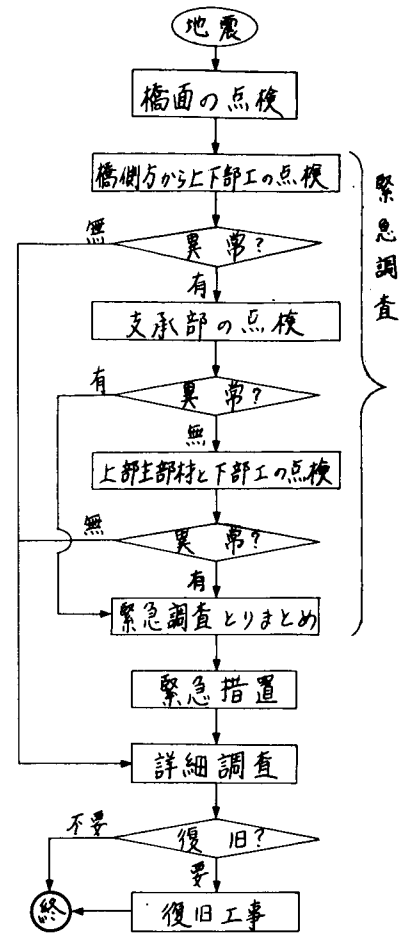


図-1 道路橋の被災調査復旧の流れ図

4.2 振動測定による道路橋の被災判定調査

阿武隈橋（旧橋）は宮城県沖地震により16基中8基の橋脚にされつか生じた。このうち4基は鉄筋コンクリート巻立補強、残る4基は樹脂注入補修を行い、最近まで利用されてきた。新阿武隈橋の完成に伴い、撤去の運びとなったので、今回人為的な橋脚（P2, P3）の破損により、被災時を再現させて振動測定実験を行った。図-2は起振機実験結果の一例である。破損により変位振幅が増加（20%前後）しているが、卓越振動数の差はほとんどみられない。トラック走行によっても、破損前後の振動性状の差を測定したが、変位に若干の差が現われた程度であった。

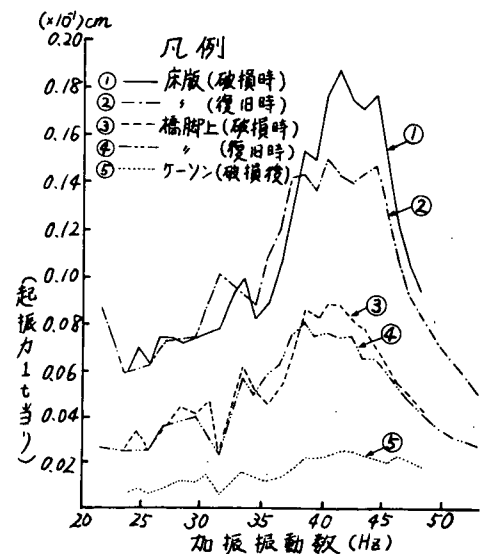


図-2 起振機振動実験結果（P3）

文献1) 国土開発技術研究センター：震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書、昭和58年3月（建設省土木研究所委託）

3. 土木構造物等の復旧技術の開発 ―橋梁等構造物―

(震災構造物の復旧技術の開発, 建設技術研究開発費(総プロ))

地震防災部	部 長	佐藤和夫
耐震研究室	室 長	岩崎敏男
	主任研究員	中島威夫
	研究員	萩原良二
		後藤勝志

1. まえかき

地震により被災した橋梁等の土木構造物の復旧にあたり、被災状況を迅速に調査し、適確な応急措置をとるとともに、被害の詳細調査を行い適切な復旧工事を施工し、これにより機能の回復をはかることが要求される。本研究は橋梁構造物を主対象として、復旧工法技術を取りまとめるものであり、本年度は主に既往地震による道路橋の復旧工事事例を調査した。

2. 研究目的

地震により被災した橋梁構造物を主対象として、復旧工法技術を取りまとめる。これにより、迅速適確な応急措置と適切な復旧工事が可能となり、地震災害の復旧対策に資することを目的とする。

3. 研究方法

本研究は、(財)国土開発技術研究センターに委託し、同センター内に設けられた震災復旧技術研究開発土木委員会(岡本幹三委員長)および橋梁構造物分科会(伯野元彦分科会長)において、既往震害復旧事例調査等を通して実施された。今年度の調査では、主に宮城県沖地震による復旧事例を取りまとめた。

4. 研究成果

宮城県沖地震で比較的重大な被害を受けた17橋について被災判定から復旧工法に至るまでの事例集を作成した。表-1に被害概要と復旧工法の概要を示す。この調査から下記のとれが得られた。

1) 応急復旧

応急復旧は17橋中12橋で行った。復旧工法は比較的簡単な措置(サドルによる桁受け)や本復旧と同様の方法(RC巻立て)をとった。

2) 交通規制

交通規制は11橋(表-1の番号に丸印のある橋)で行われた。規制原因は、落橋、過大な桁移動、橋脚天端や躯体の重大なき裂、RC丁桁のき裂、上弦材の破断、主桁突出、下弦材の局部座屈、支承のピン破断等である。被害内容、被害程度に依りて規制内容に異なっている。

3)被害調査

詳細な被害調査は17橋中13橋において実施している。詳細調査により、緊急調査では発見できなかった損傷が発見された事例がある。道路管理者が行う被害調査としては、地震直後の緊急措置や交通規制の判断のための緊急調査、緊急調査を補完するための再調査、および復旧設計を行うための詳細調査に分けられる。それぞれの調査は、目的と実施時期が異なってくる。

被害の発見は、すべて目視によっている。被害の程度は、鋼構造の場合には変位・変形量を、コンクリート構造の場合にはひびわれ量を測定することによって判断している。

4)復旧設計

復旧設計にあたり、被災橋の残留機能を測定した橋が2橋ある。このうち1橋では橋脚の載荷試験(静的および動的)を行い、復旧設計の基礎資料を求めている。

5)復旧工法

下部工躯体は8橋で復旧工事がなされている。このうち5橋で、樹脂注入とRC巻立の併用工法がとられている。他の3橋は、RC巻立て、樹脂注入、およびPSアンカー工により復旧されている。下部工復旧では樹脂注入とRC巻立てが中心となっている。支承および下部工天端の復旧は8橋で行われ、復旧施工時の作業空間の狭さが施工の困難度を増している。

以上の調査の他に、1982年浦河沖地震による道路橋の復旧工法についても調査した。

文献1)国土開発技術研究センター：震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書 昭58.3

表-1 宮城県沖地震により被災した道路橋(17橋)の被害概要と復旧工法概要

NO	被害概要	応急復旧概要	本復旧概要
1	RC橋脚のきれつ、はくり	H型鋼サドル板受け(上部工支持)、橋脚RC巻立て	橋脚のRC巻立・樹脂注入(併用)
2	上部斜傾構造屈、RC橋脚きれつ	——	斜傾構交換、橋脚のRC巻立・樹脂注入(併用)
3	アンカーボルト切断、RC橋脚きれつ	橋脚RC巻立て、アンカーボルト交換	橋脚のRC巻立、樹脂注入、省座拡張
④	桁の水平移動(65cm)、支承破壊	桁横取り修正	床版打換、桁移動修正、省座拡張
⑤	橋脚天端の欠きれつ	橋脚頂部周辺をワイヤーロープで緊縮	RC巻立・SRC巻立・樹脂注入(併用)
6	桁の水平移動、支承破壊	ジャッキで桁受け	支承交換、主桁位置修正
7	支承サイドブロック破壊	——	支承サイドブロック製作
⑧	RCT桁のきれつ	橋脚RC巻立て	上部工架替(RCT桁→連続鋼床版桁)
⑨	落橋(スパン)、アンカーボルト抜出し	上流側に全橋に対して仮橋設置	側径間架替(ケーブル桁→連続鋼板桁)
10	橋台躯体きれつ、支承部周辺きれつ	——	橋台に対しピーエスアンカー工法
⑪	RC橋脚きれつ、RCT桁きれつ	橋脚樹脂注入	支承交換、橋脚RC巻立、PC桁に樹脂注入
⑫	RC橋脚の欠きれつ	下流側に全橋に対して仮橋設置	架替
⑬	橋脚天端の欠きれつ	伸縮部段差修正、現橋上に仮桁設置	橋脚頂部省座拡張
⑭	トラス上弦材切断	上弦材破断部を溶接	架替
⑮	橋台への衝突により桁の局部座屈	——	架替
⑯	トラス下弦材(支承付近)変形	下弦材変形・対スリッパナー補強	弦材取替
⑰	トラス下弦材変形、支承破壊	支承ピン抜出し・対ピン仮溶接	支承交換、下弦材に鋼板接着

4. 長大橋の耐震性に関する調査試験

(本州四国連絡橋に関する調査試験, 本州四国連絡橋公団受託)

耐震研究室 室長 岩崎 敏男

研究員 萩原 良二

研究員 大田 尚巳

小山 達彦

吉田 武史

1. まえがき

深い水深下に長大橋の基礎を計画する場合の有力な方法として、図-1に示すような脚付きケーソン基礎が考えられている。この脚付きケーソン基礎の脚柱部は、沈設されたケーソンの下方に大口径の場所打ち杭を密に打ち込むように計画されるため、通常の杭基礎に比べてかなり杭間隔が狭く、杭の反力特性に群杭効果が影響するものと考えられる。そこで本調査では、

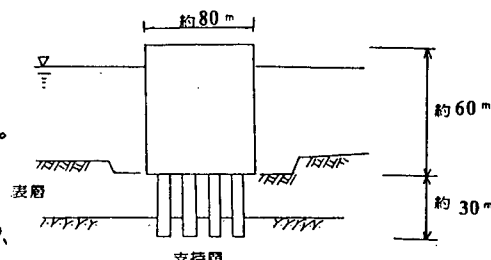


図-1 脚付きケーソン略図

この群杭効果に着目し静的解析による検討を行った。これは地震時における脚付きケーソン基礎のケーソン部と脚柱部の応答および脚柱部底面と側方の地盤反力応答に着目した適切な力学モデルを今後検討するにあたっての参考とするものである。

表-1 架橋地点の地盤定数

	層名称	変形係数 (Esb)	層厚	地震時換算係数
		kg/cm ²	m	
根入れ層	明石層	1,200	30	$\alpha = 2$
支持層	明石層	1,200	15	$\alpha = 2$
	神戸層 K ₁	3,000	30	$\alpha = 1$
	神戸層 K ₂	3,500	30	$\alpha = 1$
	神戸層 K ₃	4,000	60	$\alpha = 1$
	神戸層 K ₄	4,000	50	$\alpha = 1$
	花崗岩	15,000	—	$\alpha = 2$

2. 調査目的

脚付きケーソン基礎の脚柱部の群杭効果を含む静的な変形特性について検討し、脚付きケーソン基礎の合理的な耐震設計手法を開発するための基礎的資料を得ることを目的とする。

3. 調査方法

3-1 構造形式の設定

対象とする脚付きケーソン基礎は、明石海峡大橋下部工一般図(2P)及び櫃石島橋下部構造図(HB3P)をもとに設定した(図-2)。地盤定数は、明石海峡大橋2P橋脚設置位置の地層構成をもとに設定した(表-1)。また、杭は場所打ち杭とし、杭径を500mm、杭長を30mとした。

表-2 群杭効果を考慮する条件と記号

支持層鉛直方向に関する条件			根入れ層水平方向に関する条件		
条件名	内 容	備 考	条件名	内 容	備 考
V-1	○ V ○	群杭効果考慮しない。 (各杭単独)	H-1	— H ○	群杭効果考慮しない。 (各杭単独)
V-2	○ V ○ ○ ○ ○ ○ ○	隣り合う杭が連成する。	H-2	— H ○ ○ ○	荷重方向前後の杭のみ連成する。
			H-3	— H ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○	荷重方向前後左右の隣り合う杭が連成する。
V-3	○ V ○	すべての杭が互いに連成する。	H-4	— H ○	すべての杭が互いに連成する。

表-3 条件の組合せと実施ケース

根入れ層条件 支持層条件	H-1	H-2	H-3	H-4
V-1	ケース 1-1	ケース 1-2	ケース 1-3	ケース 1-4
V-2	ケース 2-1	ケース 2-2	ケース 2-3	
V-3	ケース 3-1			

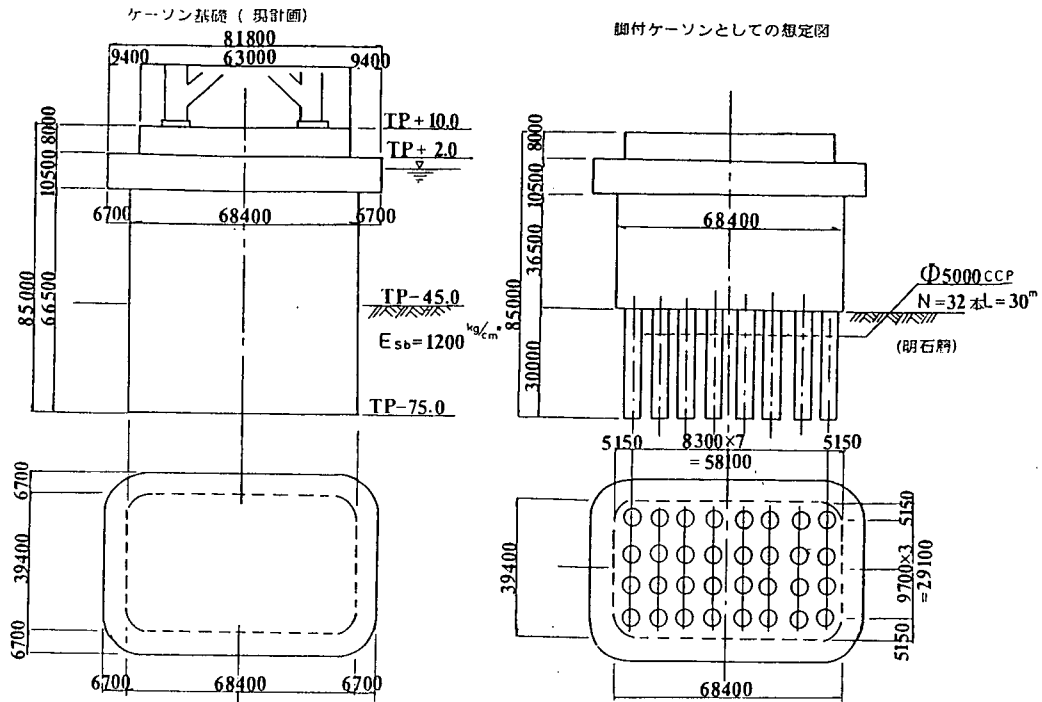


図-2 ケーソン基礎および脚付きケーソン基礎の想定図

3-2. 解析実施ケース

群杭効果を考慮する条件と記号を表-2に示す。杭が連成する条件を鉛直方向では3ケース、水平方向では4ケース設定した。条件の組合せと実施ケースは表-3に示す8ケースを設定した。

3-3 地盤変位及び地盤復元力の影響係数

地盤を半無限弾性体とし、ミンドリンの解を用いて各杭位置の鉛直方向の各点の変位について求めると(1)式を得る。

$$\{x_{ij}\} = [F_{EV}] \{P_{ij}\} \quad (1)$$

F_{EV} : 地盤のたゆみ性マトリックス

x_{ij} : i 番目杭の深さにおける点の変位

P_{ij} : i 番目杭の深さにおける点の荷重

また(1)式をもとに地中に打設された各杭の鉛直方向の各点の荷重は(2)式ようになる。

$$\{P_{ij}\} = [k_{EV} + k_{EI}] \{x_{ij}\} \quad (2)$$

k_{EV} : 地盤の剛性マトリックス

k_{EI} : 杭の剛性マトリックス

(1)、(2)式をもとにケーソン部底面力と杭頭力の関係は、(3)、(4)式ようになる。

$$F_o = k_g U_o \quad (3)$$

F_o : ケーソン部底面力

k_g : 群杭としてのケーソン部底面力の剛性マトリックス

U₀ : ケーソン部底面変位

$$F_0 = k_s U_0$$

(4)

k_s : 単杭n本をケーソン部底面で結合するとした場合の剛性マトリックス

(3)、(4)式は、それぞれ地盤復元力の連成による群杭効果を考慮した場合と考慮しない場合のケーソン部底面における剛性マトリックスを示したものである。

3-4. 道路橋示方書による検討

脚付きケーソン基礎想定図(図-2)を、杭基礎とした場合及び杭群で囲まれた断面のケーソン基礎とした場合を考え、道路橋示方書・同解説Ⅱ下部構造編(以下、示方書と略す。)に従って地盤反力係数(k値)を求め、それぞれの剛性を算出する。これを、脚付きケーソン基礎の地盤変位の連成を考慮した場合の剛性と比較し、それぞれの扱い方による剛性評価の相互関係を検討する。

4. 調査結果

4-1 地中載荷による地盤変位

水平方向載荷による水平変位の例を図-3に示す。図-3(a)は荷重方向に並ぶ着目点での荷重方向の変位を示したものであり、図-3(b)は荷重直角方向に並ぶ着目点の荷重方向変位を示したものである。着目点はいずれも荷重と同じ深さの水平面上にあり、荷重深さは表層面、表層面下15m、30mの3段階のものについて示した。また載荷点での変位は、等分布荷重による変位を計算したものである。鉛直荷重による支持層の変位を図-4に示す。載荷点とこれより10m離れた位置における変位の比をみると図-3(a)では30%、図-3(b)では25%、また、図-4では20%に低下している。これより群杭効果は弾性地盤中においても、鉛直方向や荷重直角方向との連成よりも荷重方向における連成変形の影響が大きく表われることがわかる。

4-2 杭頭剛性と群杭効果

各ケースの杭頭の剛性マトリックスを表-3に示す。側方根入れ層の連成範囲を増加させたケース(1-2~1-4)で特に水平剛性k_hの低下が顕著である。ケース1-1に対してケース1-2では60%に、ケース1-3では40%に、またケース1-4では20%にまで低下した。しかし、回転剛性k_nにはそれほど大きな影響は表われてはいない。次に支持層の鉛直方向の連成範囲のみを増加させたケース(2-1、3-1)では鉛直剛性の低下が顕著であった。表-4に各杭頭のたわみ性マトリックスを示すが、これにおいても、表-3と同様の傾向がみられる。

4-3 各杭の水平力分担

各ケースのフーチング底面中央に単位水平外力(H₀=100kN)を載荷したときに生じる各杭の水平反力を図-5に示す。32本の杭は橋軸方向、橋軸直角方向ともに対称形に配列されているため、ここでは、1/4ブロックの8本について値を示した。ケース1-1では、単位水平外力に対して32本の杭が一樣な反力分担(100t/32本=3.125t/本)を示している。ケース1-2では、図に示す1行目杭(①~④)と2行目杭(⑨~⑫)は等しい分担を示すが、この場合端部の杭の反力は3.9tとなり、ケース1-1

の1.25倍となる。逆に端部から2番目の杭の分担力は減少して2.6%となり、0.85倍となるが3番目杭より内側では一様に分担する場合と大差は生じていない。ケース1-3では、1行目は1.4倍、2行目は1.2倍となったが、ケース1-4ではこの1行目と2行目の倍率の差が大きくなる。ケース1-4で、最も多く反力を分担する杭は①杭で、約2倍(63%)となるが、1行目のフーチング中央付近の杭(②, ③, ④)は同等になった。また2行目杭においては、0.5倍以下になった。このように群杭効果が表われるとき、最外縁において水平反力の分担が増加し、逆に群杭の内部に配置された杭では分担が減少するという結果を得た。一方、支持層の鉛直方向群杭効果の影響はほとんどみられず、水平反力の分担は主に根入れ層の水平変位の連成に生じているといえる。

4-4 杭基礎及びケーソン基礎としての剛性評価

示方書に従って杭基礎とした場合の剛性とケーソン基礎とした場合の剛性を求めてみた。これらの値を脚付きケーソン基礎としての値を比較したものを図-6に示す。ここではたわみ性マトリックスの各要素を単位荷重による変位として示した。図より、杭頭またはケーソン部底面

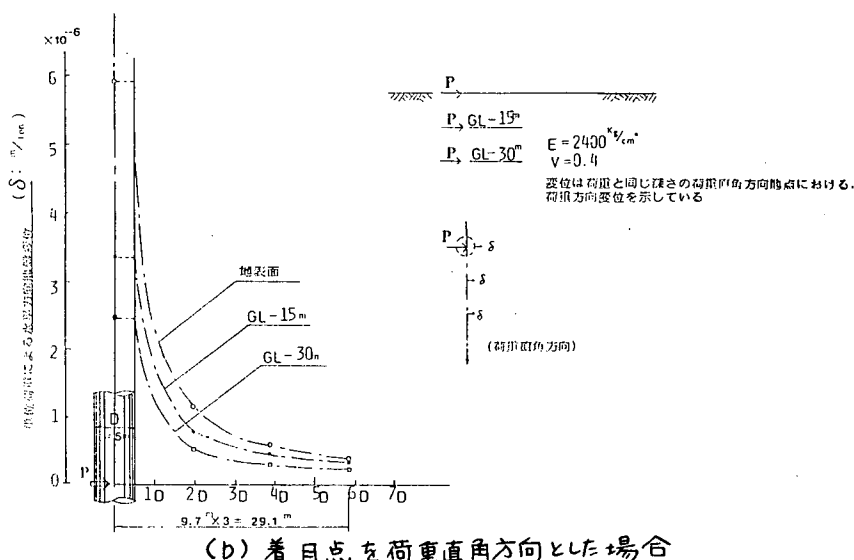
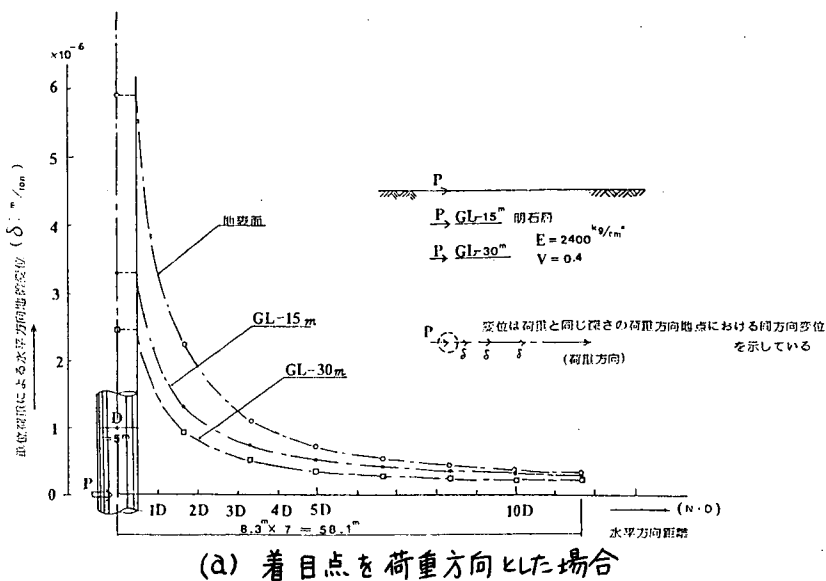
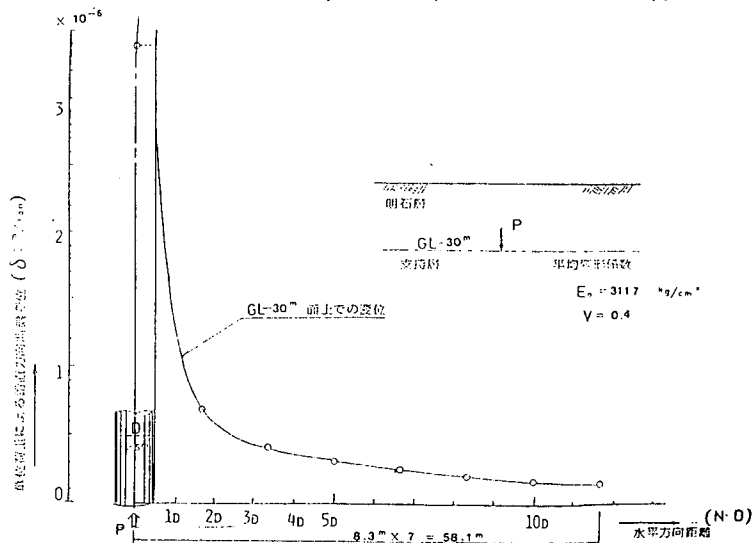


図-3 ミンドリンの解による地中水平変位の例



ケース 1-1 <table> <tr><td>9.90</td><td>-4.16</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^4$</td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>3.98</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>9.47</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^4$</td></tr> </table>	9.90	-4.16		$\times 10^4$	$\times 10^2$		Sym	3.98			$\times 10^2$				9.47			$\times 10^4$	ケース 1-2 <table> <tr><td>5.71</td><td>2.83</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^4$</td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>3.90</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>9.47</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^4$</td></tr> </table>	5.71	2.83		$\times 10^4$	$\times 10^2$		Sym	3.90			$\times 10^2$				9.47			$\times 10^4$	ケース 1-3 <table> <tr><td>3.99</td><td>-2.21</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^4$</td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>3.85</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>9.47</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^4$</td></tr> </table>	3.99	-2.21		$\times 10^4$	$\times 10^2$		Sym	3.85			$\times 10^2$				9.47			$\times 10^4$	ケース 1-4 <table> <tr><td>1.85</td><td>-1.34</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^4$</td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>3.81</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>9.47</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^4$</td></tr> </table>	1.85	-1.34		$\times 10^4$	$\times 10^2$		Sym	3.81			$\times 10^2$				9.47			$\times 10^4$
9.90	-4.16																																																																										
$\times 10^4$	$\times 10^2$																																																																										
Sym	3.98																																																																										
	$\times 10^2$																																																																										
		9.47																																																																									
		$\times 10^4$																																																																									
5.71	2.83																																																																										
$\times 10^4$	$\times 10^2$																																																																										
Sym	3.90																																																																										
	$\times 10^2$																																																																										
		9.47																																																																									
		$\times 10^4$																																																																									
3.99	-2.21																																																																										
$\times 10^4$	$\times 10^2$																																																																										
Sym	3.85																																																																										
	$\times 10^2$																																																																										
		9.47																																																																									
		$\times 10^4$																																																																									
1.85	-1.34																																																																										
$\times 10^4$	$\times 10^2$																																																																										
Sym	3.81																																																																										
	$\times 10^2$																																																																										
		9.47																																																																									
		$\times 10^4$																																																																									
ケース 2-1 <table> <tr><td>9.90</td><td>-4.16</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^4$</td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>2.56</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>4.85</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^4$</td></tr> </table>	9.90	-4.16		$\times 10^4$	$\times 10^2$		Sym	2.56			$\times 10^2$				4.85			$\times 10^4$	ケース 2-2 <table> <tr><td>5.75</td><td>-2.88</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^4$</td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>2.48</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>4.85</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^4$</td></tr> </table>	5.75	-2.88		$\times 10^4$	$\times 10^2$		Sym	2.48			$\times 10^2$				4.85			$\times 10^4$	ケース 2-3 <table> <tr><td>3.99</td><td>-2.21</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^4$</td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>2.44</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>4.85</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^4$</td></tr> </table>	3.99	-2.21		$\times 10^4$	$\times 10^2$		Sym	2.44			$\times 10^2$				4.85			$\times 10^4$																			
9.90	-4.16																																																																										
$\times 10^4$	$\times 10^2$																																																																										
Sym	2.56																																																																										
	$\times 10^2$																																																																										
		4.85																																																																									
		$\times 10^4$																																																																									
5.75	-2.88																																																																										
$\times 10^4$	$\times 10^2$																																																																										
Sym	2.48																																																																										
	$\times 10^2$																																																																										
		4.85																																																																									
		$\times 10^4$																																																																									
3.99	-2.21																																																																										
$\times 10^4$	$\times 10^2$																																																																										
Sym	2.44																																																																										
	$\times 10^2$																																																																										
		4.85																																																																									
		$\times 10^4$																																																																									
ケース 3-1 <table> <tr><td>9.90</td><td>-4.16</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^4$</td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>2.56</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^2$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>2.35</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^4$</td></tr> </table>	9.90	-4.16		$\times 10^4$	$\times 10^2$		Sym	2.56			$\times 10^2$				2.35			$\times 10^4$	$\begin{Bmatrix} U_0 \\ M_0 \\ V_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{MH} & 0 \\ K_{MH} & K_{MM} & 0 \\ 0 & 0 & K_V \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_0 \\ M_0 \\ V_0 \end{Bmatrix}$																																																								
9.90	-4.16																																																																										
$\times 10^4$	$\times 10^2$																																																																										
Sym	2.56																																																																										
	$\times 10^2$																																																																										
		2.35																																																																									
		$\times 10^4$																																																																									

(a) 杭頭の剛性マトリクス: K (7-47下端中央)

ケース 1-1 <table> <tr><td>1.06</td><td>1.17</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^{-3}$</td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>2.63</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.06</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td></tr> </table>	1.06	1.17		$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		Sym	2.63			$\times 10^{-3}$				1.06			$\times 10^{-3}$	ケース 1-2 <table> <tr><td>1.81</td><td>1.33</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^{-3}$</td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>2.66</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.06</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td></tr> </table>	1.81	1.33		$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		Sym	2.66			$\times 10^{-3}$				1.06			$\times 10^{-3}$	ケース 1-3 <table> <tr><td>2.00</td><td>1.48</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^{-3}$</td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>2.68</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.06</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td></tr> </table>	2.00	1.48		$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		Sym	2.68			$\times 10^{-3}$				1.06			$\times 10^{-3}$	ケース 1-4 <table> <tr><td>5.56</td><td>1.96</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^{-3}$</td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>2.69</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.06</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td></tr> </table>	5.56	1.96		$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		Sym	2.69			$\times 10^{-3}$				1.06			$\times 10^{-3}$
1.06	1.17																																																																										
$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$																																																																										
Sym	2.63																																																																										
	$\times 10^{-3}$																																																																										
		1.06																																																																									
		$\times 10^{-3}$																																																																									
1.81	1.33																																																																										
$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$																																																																										
Sym	2.66																																																																										
	$\times 10^{-3}$																																																																										
		1.06																																																																									
		$\times 10^{-3}$																																																																									
2.00	1.48																																																																										
$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$																																																																										
Sym	2.68																																																																										
	$\times 10^{-3}$																																																																										
		1.06																																																																									
		$\times 10^{-3}$																																																																									
5.56	1.96																																																																										
$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$																																																																										
Sym	2.69																																																																										
	$\times 10^{-3}$																																																																										
		1.06																																																																									
		$\times 10^{-3}$																																																																									
ケース 2-1 <table> <tr><td>1.08</td><td>1.76</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^{-3}$</td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>4.19</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>2.06</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td></tr> </table>	1.08	1.76		$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		Sym	4.19			$\times 10^{-3}$				2.06			$\times 10^{-3}$	ケース 2-2 <table> <tr><td>1.85</td><td>2.14</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^{-3}$</td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>4.27</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>2.06</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td></tr> </table>	1.85	2.14		$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		Sym	4.27			$\times 10^{-3}$				2.06			$\times 10^{-3}$	ケース 2-3 <table> <tr><td>2.65</td><td>2.39</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^{-3}$</td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>4.32</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>2.06</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td></tr> </table>	2.65	2.39		$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		Sym	4.32			$\times 10^{-3}$				2.06			$\times 10^{-3}$																			
1.08	1.76																																																																										
$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$																																																																										
Sym	4.19																																																																										
	$\times 10^{-3}$																																																																										
		2.06																																																																									
		$\times 10^{-3}$																																																																									
1.85	2.14																																																																										
$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$																																																																										
Sym	4.27																																																																										
	$\times 10^{-3}$																																																																										
		2.06																																																																									
		$\times 10^{-3}$																																																																									
2.65	2.39																																																																										
$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$																																																																										
Sym	4.32																																																																										
	$\times 10^{-3}$																																																																										
		2.06																																																																									
		$\times 10^{-3}$																																																																									
ケース 3-1 <table> <tr><td>1.08</td><td>1.76</td><td></td></tr> <tr><td>$\times 10^{-3}$</td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>4.19</td><td></td></tr> <tr><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>4.25</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>$\times 10^{-3}$</td></tr> </table>	1.08	1.76		$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		Sym	4.19			$\times 10^{-3}$				4.25			$\times 10^{-3}$	$\begin{Bmatrix} U_0 \\ O_0 \\ V_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} F_u & F_{us} & 0 \\ F_{su} & F_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & F_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_0 \\ M_0 \\ V_0 \end{Bmatrix}$																																																								
1.08	1.76																																																																										
$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$																																																																										
Sym	4.19																																																																										
	$\times 10^{-3}$																																																																										
		4.25																																																																									
		$\times 10^{-3}$																																																																									

(a) 杭頭のたわみ性マトリクス: F (7-47下端中央)

ケース 1-1 <table> <tr><td>1.0</td><td>1.0</td><td></td></tr> <tr><td>1.0</td><td>1.0</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.0</td></tr> </table>	1.0	1.0		1.0	1.0				1.0	ケース 1-2 <table> <tr><td>0.58</td><td>0.69</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>0.98</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.0</td></tr> </table>	0.58	0.69		Sym	0.98				1.0	ケース 1-3 <table> <tr><td>0.40</td><td>0.53</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>0.97</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.0</td></tr> </table>	0.40	0.53		Sym	0.97				1.0	ケース 1-4 <table> <tr><td>0.19</td><td>0.32</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>0.96</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.0</td></tr> </table>	0.19	0.32		Sym	0.96				1.0
1.0	1.0																																						
1.0	1.0																																						
		1.0																																					
0.58	0.69																																						
Sym	0.98																																						
		1.0																																					
0.40	0.53																																						
Sym	0.97																																						
		1.0																																					
0.19	0.32																																						
Sym	0.96																																						
		1.0																																					
ケース 2-1 <table> <tr><td>1.0</td><td>1.0</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>0.64</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>0.51</td></tr> </table>	1.0	1.0		Sym	0.64				0.51	ケース 2-2 <table> <tr><td>0.58</td><td>0.69</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>0.62</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>0.51</td></tr> </table>	0.58	0.69		Sym	0.62				0.51	ケース 2-3 <table> <tr><td>0.40</td><td>0.53</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>0.61</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>0.51</td></tr> </table>	0.40	0.53		Sym	0.61				0.51	<table> <tr> <td> $\begin{matrix} \nearrow & U_0 & M_0 & V_0 \\ \downarrow & \alpha_{11} & \alpha_{12} & \\ \downarrow & \alpha_{21} & \alpha_{22} & \\ \downarrow & \alpha_{31} & \alpha_{32} & \alpha_{33} \end{matrix}$ </td> <td> 荷重、変位と各要素との対応 </td> </tr> </table>	$\begin{matrix} \nearrow & U_0 & M_0 & V_0 \\ \downarrow & \alpha_{11} & \alpha_{12} & \\ \downarrow & \alpha_{21} & \alpha_{22} & \\ \downarrow & \alpha_{31} & \alpha_{32} & \alpha_{33} \end{matrix}$	荷重、変位と各要素との対応							
1.0	1.0																																						
Sym	0.64																																						
		0.51																																					
0.58	0.69																																						
Sym	0.62																																						
		0.51																																					
0.40	0.53																																						
Sym	0.61																																						
		0.51																																					
$\begin{matrix} \nearrow & U_0 & M_0 & V_0 \\ \downarrow & \alpha_{11} & \alpha_{12} & \\ \downarrow & \alpha_{21} & \alpha_{22} & \\ \downarrow & \alpha_{31} & \alpha_{32} & \alpha_{33} \end{matrix}$	荷重、変位と各要素との対応																																						
ケース 3-1 <table> <tr><td>1.0</td><td>1.0</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>0.64</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>0.25</td></tr> </table>	1.0	1.0		Sym	0.64				0.25	$\alpha_{ij} = K_{Gij} / K_{Sij}$ K_{Sij}: 単杭の K (ケース 1-1) K_{Gij}: 群杭の K (1-1 以外のケース)																													
1.0	1.0																																						
Sym	0.64																																						
		0.25																																					

(b) 杭頭剛性にあられる群杭効果 (7-47下端中央)

表-3 杭頭の剛性マトリクスと群杭効果

ケース 1-1 <table> <tr><td>1.0</td><td>1.0</td><td></td></tr> <tr><td>1.0</td><td>1.0</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.0</td></tr> </table>	1.0	1.0		1.0	1.0				1.0	ケース 1-2 <table> <tr><td>1.71</td><td>1.20</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>1.01</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.0</td></tr> </table>	1.71	1.20		Sym	1.01				1.0	ケース 1-3 <table> <tr><td>2.45</td><td>1.33</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>1.02</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.0</td></tr> </table>	2.45	1.33		Sym	1.02				1.0	ケース 1-4 <table> <tr><td>5.24</td><td>1.77</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>1.02</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.0</td></tr> </table>	5.24	1.77		Sym	1.02				1.0							
1.0	1.0																																													
1.0	1.0																																													
		1.0																																												
1.71	1.20																																													
Sym	1.01																																													
		1.0																																												
2.45	1.33																																													
Sym	1.02																																													
		1.0																																												
5.24	1.77																																													
Sym	1.02																																													
		1.0																																												
ケース 2-1 <table> <tr><td>1.02</td><td>1.59</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>1.59</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.94</td></tr> </table>	1.02	1.59		Sym	1.59				1.94	ケース 2-2 <table> <tr><td>1.74</td><td>1.59</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>1.62</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.94</td></tr> </table>	1.74	1.59		Sym	1.62				1.94	ケース 2-3 <table> <tr><td>2.50</td><td>2.15</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>1.64</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1.94</td></tr> </table>	2.50	2.15		Sym	1.64				1.94	<table> <tr> <td>荷重 変位</td> <td>n_0</td> <td>M_0</td> <td>V_0</td> </tr> <tr> <td>U_0</td> <td>β_{11}</td> <td>β_{12}</td> <td></td> </tr> <tr> <td>O_0</td> <td>β_{21}</td> <td>β_{22}</td> <td></td> </tr> <tr> <td>V_0</td> <td></td> <td></td> <td>β_{33}</td> </tr> </table> 荷重、変位と各要素との対応	荷重 変位	n_0	M_0	V_0	U_0	β_{11}	β_{12}		O_0	β_{21}	β_{22}		V_0			β_{33}
1.02	1.59																																													
Sym	1.59																																													
		1.94																																												
1.74	1.59																																													
Sym	1.62																																													
		1.94																																												
2.50	2.15																																													
Sym	1.64																																													
		1.94																																												
荷重 変位	n_0	M_0	V_0																																											
U_0	β_{11}	β_{12}																																												
O_0	β_{21}	β_{22}																																												
V_0			β_{33}																																											
ケース 3-1 <table> <tr><td>1.02</td><td>1.59</td><td></td></tr> <tr><td>Sym</td><td>1.59</td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>4.01</td></tr> </table>	1.02	1.59		Sym	1.59				4.01	$\beta_{ij} = F_{Gij} / F_{Sij}$ F_{Sij}: 単杭の F (ケース 1-1) F_{Gij}: 群杭の F (1-1 以外のケース)																																				
1.02	1.59																																													
Sym	1.59																																													
		4.01																																												

(b) 単位荷重による杭頭変位にあられる群杭効果 (7-47下端中央)

表-4 杭頭のたわみ性マトリクスと群杭効果

に作用する水平力 H_0 による水平変位 U_0 では、杭基礎としての値は他のものに比べて大きくなっている。また、ケーソン基礎としての値はケース 1-3、1-4のほぼ中間に位置しており、群杭効果が極度に発揮されるとケーソン基礎の挙動に近づくことがわかる。水平荷重 H_0 による回転角 θ_0 では、支技層の連成効果を考慮しないケース (1-1, 1-2, 1-3) が杭基礎としての値に近くなっている。これに対しケーソン基礎としての値はかなり大きくなっている。これは一般にケーソンのように剛体変形をする場合、同一地盤内においては地盤ばね全体の中心が杭基礎に比べて深くなるためである。モーメント荷重 M_0 による回転角 θ_0 では、ケーソン基礎、杭基礎の値の差は出なかった。また、支持層の連成効果を考えたケース (2-1, 2-2, 2-3, 3-1) はそれぞれ近い値を示し、ケーソン基礎としての値に近似する傾向がある。鉛直力 V_0 による鉛直変位 U_0 においてもケーソン基礎と杭基礎は大きな差はなく、ケース 2-1, 2-2 がケーソン基礎としての値に近い。また、ケース 1-1, 1-2, 1-4 は、それぞれ同じ値を示し、杭基礎としての値よりも大きくなっている。さらにケース 3-1 では、他のケースに比べてかなり大きな値を示しており、このケースでは沈下量を過大に評価するようである。ここで、杭基礎とケーソン基礎としての場合のみ着目して比較すると、水平力 H_0 による水平変位 U_0 と、回転角 θ_0 の関係において両者の特徴が表われている。すなわち、 H_0 による U_0 はもっぱら水平方向の剛性によって決まり、杭基礎の杭密度が増加するときケーソン基礎としての値に近似する。一方、 H_0 による θ_0 は主に基礎全体の回転の中心深さによって決まる。ケーソン基礎の場合、剛性が高いため回転の中心深さ

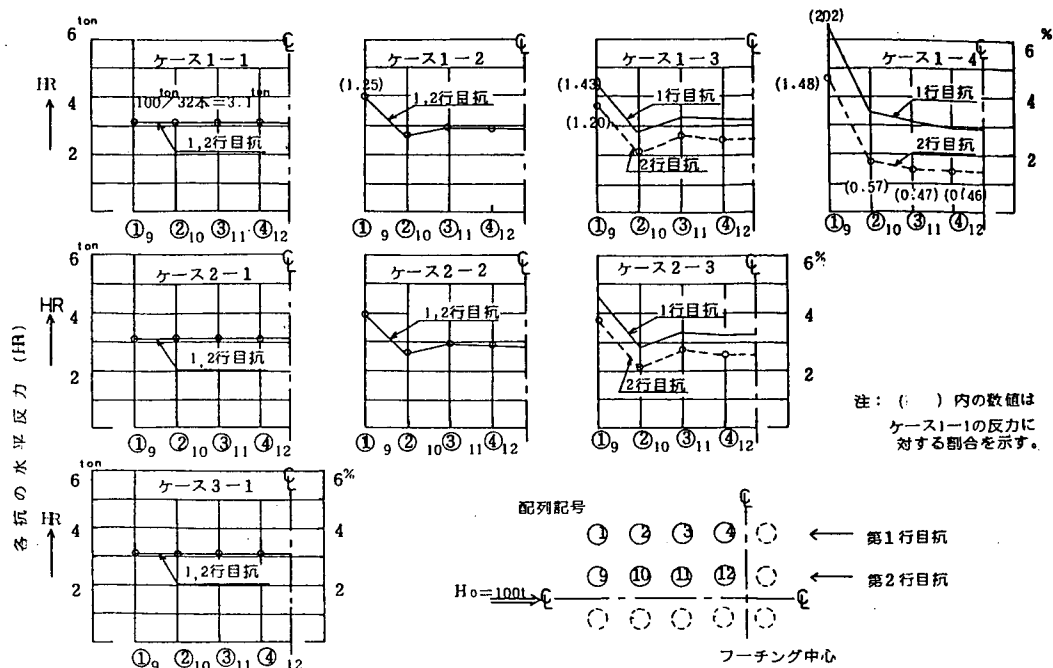
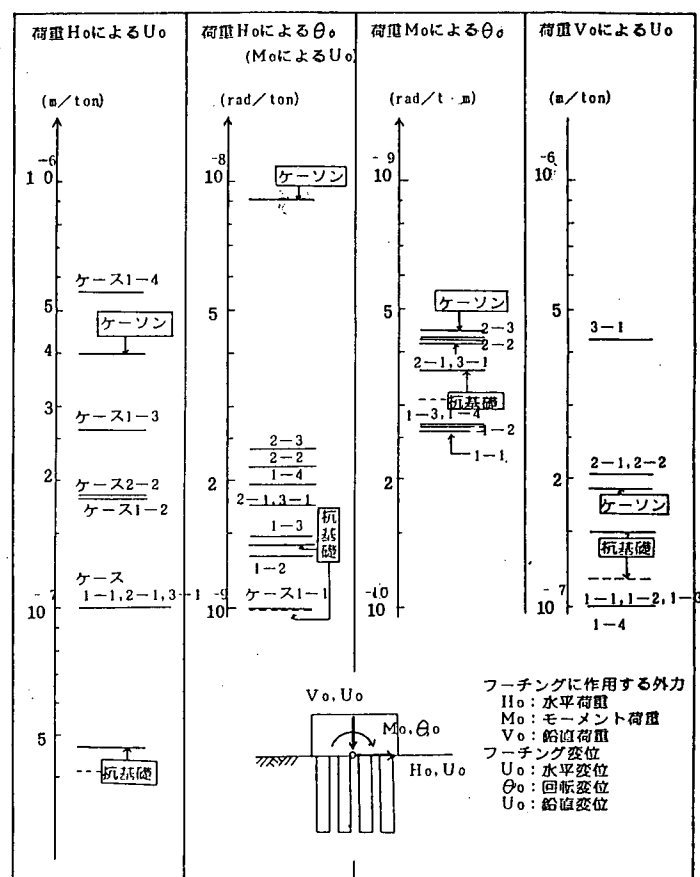


図-5 各杭頭に水平反力分担

は地盤ばね係数だけで決定される。杭基礎では杭本数にかかわらず、杭自身の剛性が変化しなければ回転の中心深さは常に一定である。また、杭基礎とケーソン基礎では一般にケーソン基礎の方が深い位置にあると考えられるので、脚付きケーソン基礎の脚柱部のモデルを検討する場合、大口径の杭を高密度に打設する場合でも、各杭が剛体であるとみなせないかぎり基礎全体の挙動を剛体として扱うのは簡略化しすぎるといえよう。

5. 今後の問題点

今年度の成果を基に、今後は脚付きケーソンの合理的な耐震解析手法を検討する必要がある。



注) 杭基礎とは道示 IV による杭と考えた場合
ケーソンとは道示 IV によるケーソンと考えた場合
図中---は道示 IV による群杭低減を無視した場合の杭基礎の値を示す。

図-6 単位荷重当りの変位の比較

5. 東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する調査 (日本道路公団受託)

耐震研究室 室長 岩崎 敏男
研究員 大日方尚己
干場 良信

1. まえがき

本調査は東京湾横断道路に計画されている沈埋トンネルの地震時における安全性を検討するものであり、昭和52年度より一連の研究が行われている。本年度は、昨年度当研究室が改良した地盤の挙動を正確に評価し得る2質点系モデル解析プログラムを用いて換気塔の解析を行った。

換気塔の動的な挙動は、沈埋トンネルに比べて剛性が大きいこと及び杭基礎に支持されていることにより、トンネル部とはかなり異なると考えられる。昨年度においては、換気塔の杭をモデル化し、換気塔周辺地盤の変形モード及び固有値を多層地盤として解析する手法の提案を行った。これらの解析は表層地盤の動きを一次のせん断振動によって評価しており、また換気塔部以外の地盤の固有値解析は簡便な手法により評価している。これに対して改良モデルは、地盤の二次せん断振動まで考慮し固有値解析を詳細な手法としたものである。

2. 調査目的

本調査の目的は、新たに改良されたモデルを用いた地震応答解析を行い沈埋トンネル換気塔部の挙動を調べ、今後の東京湾横断道路トンネルの設計資料とするものである。

3. 解析モデルの変更内容

表層地盤解析方法の変更点の概要を表-1に示す。

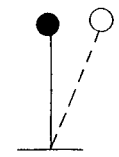
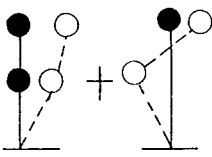
3.1 振動モード

既往の解析モデルは表層地盤の振動性状には低次の振動モードが著しく卓越するという研究結果を基にせん断一次モード(1質点)のみによりその動きを表現していたが、このモデルでは特に加速度の応答を正確に計算できないという問題点があった。そこでせん断二次モード(2質点)まで考慮できるようにしたのが今回のモデルである。

3.2 変形モード

既往の解析モデルにおいては、せん断一次振動モードを余弦(cosine)曲線で表わされると仮定

表-1 既往モデルと改良モデルの違い

	一質点系モデル (既往モデル)	二質点系モデル (改良モデル)
振動モード	 せん断1次モードを考慮	 せん断2次モードまで考慮
変形モード	均一な一層地盤としての1次の変形モード	多層地盤としての1次、2次の変形モード
固有周期	簡便法により1次の固有周期 T を算定 $T = \sum_{i=1}^n \frac{4 H_i}{V S_i}$ ここに H_i : i 層の厚さ (m) $V S_i$: i 層のせん断弾性波速度 (m/s)	1次元多質点せん断振動モデルにより1次と2次の固有周期を算定

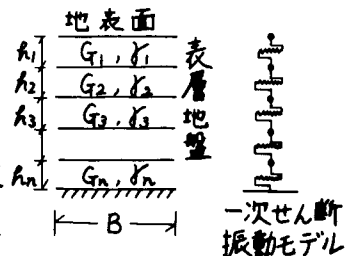
しているが深さ方向に地盤構成の変化がある場合にはその変形モードは違った形になる。そこで改良モデルでは、図-1に示すように一次せん断振動モデルを用いて一次及び二次変形モードを求めている。そのため地盤の挙動について詳細に表現できるモデルとなっている。

3.3 固有周期の算定法

固有周期の算定に関して既往のプログラムではFEMを用いて詳細に固有値解析を行う方法とせん断変位速度と地層厚より計算する簡便法の2つの手法があった。FEM解析手法は、複雑な地形や地層構成を念頭に図-1一次せん断振動モデルにおいて作成されたもので、水平成層地盤と仮定できる場合には必ずしも実用的でない。既往の多数の計算例を見てもFEMによる算定方法は、ごく一部しか使われたことがなく、解析では、むしろ簡便法が用いられていたが、複雑な地盤構成の場合には誤差が大きくなると考えられる。改良モデルでは水平成層地盤のせん断自由振動を図-1に示すモデルにより求めている。表-2に他の解析手法(SHAKE)を含めての計算結果の一例を示すが、既往モデルでは固有周期を長目に計算しているが、改良モデルでは良好な結果が得られている。

表-2 表層地盤の固有周期算定例

計算ケース	解析ケース	SHAKE	既往モデル	改良モデル
多摩川橋断 沈埋トンネル		1.67	2.10	1.67
六甲~ポートアイランド間 沈埋トンネル		1.25	1.50	1.25



4. 解析条件

4.1 解析モデル

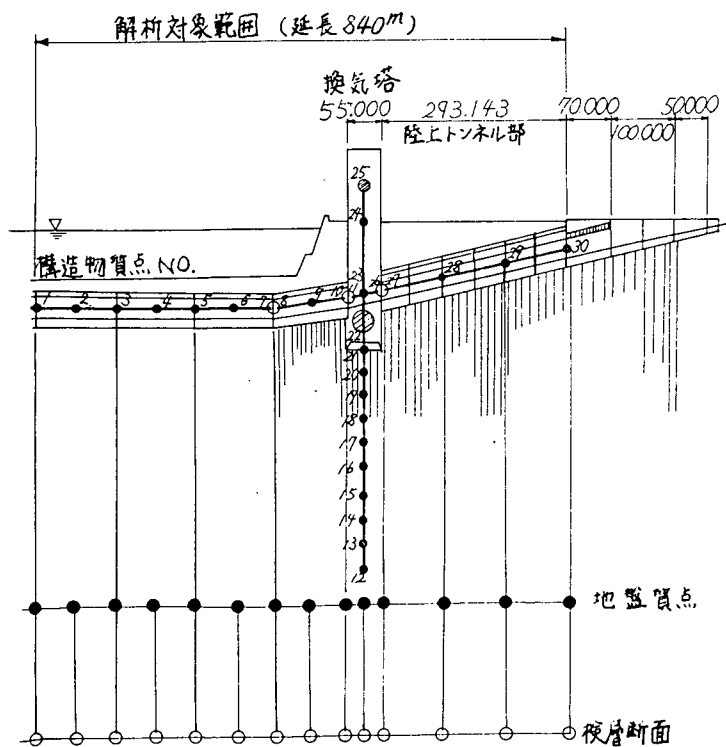


図-2 解析モデル

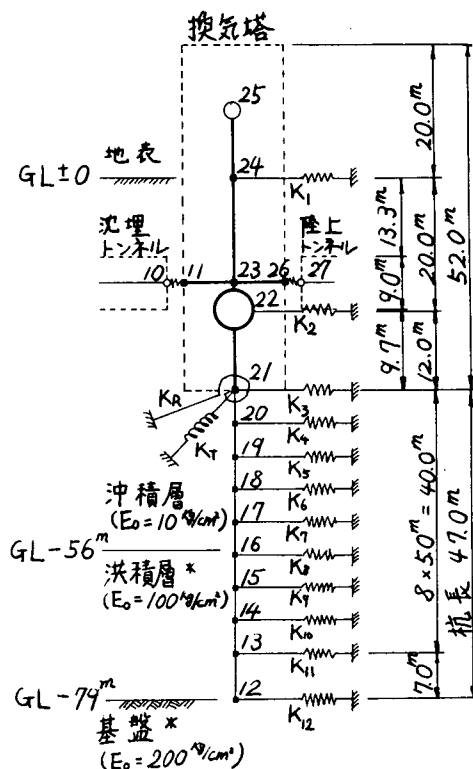


図-3 換気塔部詳細モデル

換気塔の解析を行うモデルには、東京湾岸道路多摩川横断沈埋トンネルの羽田側の換気塔を選んだ。解析モデルの範囲と節点配置を図-2に示す。また換気塔部分の詳細を図-3に示す。

4.2 解析ケース

解析は、既往の1質点系モデルにおいて表層地盤の固有値解析を簡便法によるケース、前記ケースにおいて表層地盤の固有値解析をFEMによるケース、及び2質点系モデルによるケースについて、それぞれトンネルの軸方向と軸直角方向の計6ケースについて解析を行った。

4.3 入力地震動

入力地震動としては、十勝沖地震(1968.5.16, $M=7.9$)における八戸港(震央距離189km, 最大加速度145gal)でのN-S成分記録波形(10秒~25秒の間)を使用し、基盤面で最大加速度150galに正規化したものを使用した。

4.4 地盤条件

地盤の減衰定数は表-3に示す値を使用し、地盤と構造物間は10%とした。地盤と換気塔・杭を結ぶバネは道路橋示方書IV下部工編により算出した。

5. 解析結果

5.1 固有値解析

5.1.1 地盤の固有値

表-4に地盤の固有値解析結果を示す。これより以下のことが考察される。

1質点系モデル(以下M1(簡便法)という)による固有周期は、M1(FEM)や2質点系モデル(以下M2という)によるものに比べて長い。この理由は、M2では多質点系モデルの固有周期から一次、二次の固有周期を算定し、M1(FEM)ではFEMにより算定しているのに対し、M1(簡便法)では $T=2\pi\sqrt{m/k}$ の簡易式で評価しているためである。M1(簡便法)

表-4 固有値解析結果(軸方向)

周期 No.	1 質点系 (簡便法)		2 質点系		1 質点系 (FEM)	
	周期 (秒)	有効質量比 (%)	周期 (秒)	有効質量比 (%)	周期 (秒)	有効質量比 (%)
1	2.664	60.369	2.467	29.614	2.475	39.929
2	2.094	35.233	2.175	13.029	2.140	18.259
3	1.883	3.520	1.943	2.025	1.874	4.137
4			1.737	2.111	1.670	24.840
5			1.656	25.624	1.641	10.460
6			1.559	2.049	1.503	2.251
7			1.445	0.101		
8			1.313	0.123		
9			1.200	0.022		
10			1.139	0.001		
11			1.065	0.004		
12			1.003	0.003		
13			0.964	0.003		
14			0.830	5.343		
15			0.786	4.704		
16			0.747	0.634		
17			0.723	0.001		
18			0.705	0.338		
19			0.654	11.229		
20			0.630	2.294		

表-5 固有値解析結果(軸直角方向)

周期 No.	1 質点系 (簡便法)		2 質点系		1 質点系 (FEM)	
	周期 (秒)	有効質量比 (%)	周期 (秒)	有効質量比 (%)	周期 (秒)	有効質量比 (%)
1	2.732	52.285	2.497	25.094	2.512	33.578
2	2.244	13.477	2.269	15.212	2.247	20.696
3	2.051	27.899	2.129	1.283	2.078	2.429
4	1.869	0.588	1.972	0.243	1.902	0.722
5			1.725	7.177	1.679	35.447
6			1.668	20.676	1.662	3.369
7			1.596	4.403	1.568	2.932
8			1.542	0.387		
9			1.492	0.142		
10			1.420	0.023		
11			1.351	0.034		
12			1.303	0.010		
13			1.266	0.026		
14			1.018	0.001		
15			0.835	4.203		
16			0.800	5.388		
17			0.780	0.366		
18			0.752	0.053		
19			0.682	1.317		
20			0.682	8.472		
21			0.653	4.274		
22			0.631	0.220		
23			0.610	0.840		

で用いる上記の簡易算定法は、比較的軟質な地層が存在する場合には多層地盤として求めた周期よりも長く評価する傾向が指摘されている(文献3)。したがってM1(簡便法)とM2を比較した場合、M2の方が適確なモデルと言えるが、M1でもFEMにより多層地盤の一次周期とモードを使用すればこの差は小さい。

表-6 換気塔の固有周期

方向	モード 次数	固有周期 (秒)	有効質量比 (%)
軸 方 向	1次	0.71	99.8
	2次	0.23	0.2
軸 直 角 方 向	1次	0.80	99.6
	2次	0.26	0.4

M2による固有モードは、M1(簡便法)によるものより有効質量比が小さく、モード数が多い。この理由は固有周期算定法の違いによるものと考えられる。M1(簡便法)で用いる簡易算定法では、せん断波が基盤面から地表面まで伝播するときの所用時間のみでモードが決まるために、わずかな地盤条件の差は現われにくい。したがって同じ周期で振動する範囲が広くなり、1つのモードの有効質量比が大きくなる。一方M1(FEM)とM2とでは断面毎の固有周期とモード形は基本的に同じであるが、M2では2倍の質点数を持つためモード数が多く、その出現間隔も小さくなっている。

二次モードは、約25%の有効質量比、約0.8秒の周期を有するため換気塔の固有周期とほぼ一致し応答に大きな影響が考えられる。

5.1.2 換気塔の固有値

換気塔モデルの固有値解析結果を表-6に示す。

換気塔の振動モードは、従来から考えられていたように、水平振動と回転振動からなるロッキング振動である。ただし、杭基礎があるために上に回転中心があるロッキングである二次モードが有効質量比から全く無視できると考えられる。また杭基礎が回転を拘束するために水平振動が卓越するものと思われる。換気塔の固有周期は、軸方向、軸直角方向ともほぼ等しく $T = 0.7 \sim 0.8$ 秒であり、地盤の二次せん断振動の周期と一致している。

5.2 応答解析

5.2.1 地盤の加速度及び変位

地盤の加速度は、M2がM1の2倍程度と大きい。これは二次モードの影響と考えられる。陸上トンネル部では、M1(簡便法)とM1(FEM)の差が大きくなり、M1(FEM)はM2の応答に近づいた。

地盤の最大変位は、表-7よりM1(FEM)とM2は同程度、M1(簡便法)ではM2の80%程度になっている。変位分布を見ると、M1(

表-7 トンネルの最大応答値

応 答 値			加振 方向	単位	1 質点系 (簡便法)	2 質点系	1 質点系 (FEM)	
地 盤	加 速 度		L	gal	153	279	200	
			T	gal	146	266	196	
	変 位		L	cm	22.1	31.1	30.2	
			T	cm	20.9	31.4	32.2	
換 気 塔	加 速 度	天 端	L	gal	95	234	110	
			T	gal	111	375	122	
		底 面	L	gal	89	223	105	
			T	gal	99	338	114	
	変 位	天 端	L	cm	12.5	14.4	13.8	
			T	cm	12.1	18.7	14.9	
		底 面	L	cm	11.9	13.8	13.2	
			T	cm	11.2	17.2	13.8	
	回転による天端と 底面の相対変位			L	cm	0.7	0.8	0.8
				T	cm	1.6	2.2	2.0
	継 手 の 断 面 力	軸 力	海側	L	t	5260	12600	10600
			陸側	L	t	14300	19000	19000
曲 げ モーメント		海側	T	tm	2300	23500	18400	
		陸側	T	tm	6280	21800	21200	
せん断力		海側	T	t	2880	3410	2000	
		陸側	T	t	3630	4690	3190	
継 手 の 変 位	軸方向伸縮	海側	L	cm	2.2	5.2	4.4	
		陸側	L	cm	6.0	7.9	7.9	
	回転による 端部の開き	海側	T	cm	0.3	2.9	2.0	
		陸側	T	cm	0.7	2.4	2.3	
	せん断ずれ	海側	T	cm	2.9	3.4	2.0	
		陸側	T	cm	3.6	4.7	3.2	

FEM)とM2はよく似ており、水路部ではM1(簡便法)の方が大きい。換気塔付近から陸上部にかけては、M2とM1(FEM)の方が大きくなっている。

5.2.2 換気塔の加速度及び変位

換気塔の加速度はM2によるとM1(簡便法、FEM共)の2~3倍の大きな値が得られた。これはM2の地盤加速度がM1の2倍程度と大きいこと、M2では換気塔の固有周期の成分の波も含まれること等によるものと考えられる。

変位・回転角については、加速度ほど大きな差はなく、M2ではM1(簡便法)の6%程度、M1(FEM)の10%程度増加する。M1(簡便法)における換気塔位置の地盤解析は、通常の簡易算定法を用いず、FEM断面で地盤の一次モードに基づいてモデル化しているため、変位についてはかなり正しく評価していると考えられる。そのため換気塔モデルの変位に生じた差は地盤の二次モードを考慮したか否かの違いにより生じたものと思われる。

5.2.3 換気塔へトンネル間の可撓性継手の挙動

換気塔へトンネル間の可撓性継手の断面力と変位の大きさは共に、M1(簡便法)≧M1(FEM)≧M2となっている。特に断面力では軸力と曲げモーメントにおける差が大きく、変形もそれに伴って軸方向の伸縮と回転における差が大きくなっているが、せん断力とせん断ずれにはあまり大きな差がみられない。

M1(簡便法)とM2の応答値の差が大きく、M1(FEM)とM2の差が小さいこと、軸力・曲げモーメントの差が大きく、せん断力は比較的小さいことから、これらの差は換気塔近傍の局所的な振動の違いではなく、もう少し広い範囲での振動性状(具体的には変形状態)の違いによるものと考えられる。

5.2.4 杭基礎の最大断面力

杭基礎の最大断面力は、曲げモーメント、せん断力とも剛結合とした杭頭部で最も大きく、沖積層に生ずる断面力の数倍の値になっている。各モデルを比較すると、どの場合も全ての位置で

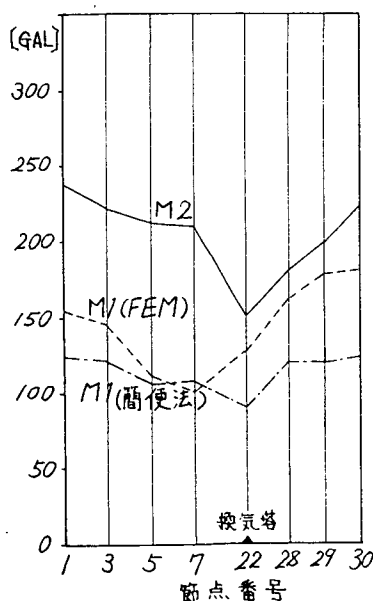


図-4 地盤加速度の分布

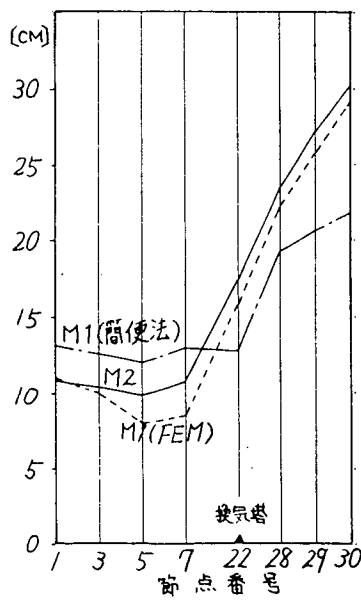


図-5 地盤変位の分布

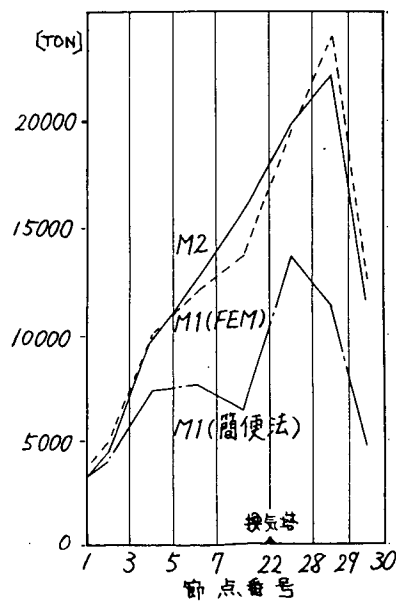


図-6 軸力の分布

M1 (簡便法) < M1 (FEM) < M2 の順には、ており、M2 の断面力は他のモデルより 10% 程度大きい。これは、換気塔位置での地盤の応答値の大小関係と同じである。

5.2.5 換気塔と杭基礎の変位分布

換気塔躯体と杭基礎の変位分布を調べると、どれも同位相で振動している。また杭基礎の変形は 3 モデルともよく似ており、地盤の一次モードによ、て生じているものと考えられる。

換気塔躯体部分の回転は小さく (表-7 より天端と底面との相体変位は最大で 2 cm 程度) 杭基礎の回転に対する抵抗バネが強いことがわかる。また杭基礎部分の水平変位は沖積層で大きく、洪積層で小さくなっている。この杭の変形は地盤の変形モードに似ているので、杭の断面力を評価する際には、地盤の変形モード及び地盤定数を正確に把握することが重要と考えられる。

5.3 まとめ

今回の解析結果の要点をまとめると以下のとおりである。

- (1) M2 は、特に加速度の評価を正確に行えるので、換気塔のように慣性力で自己振動する構造物に注目して解析する場合には適当なモデルと考えられる。
- (2) M1 (簡便法) は M2 に比べて固有周期が長く主要モード数が少ない。M1 (FEM) の固有周期は M2 とほぼ等しく、モード数が多い。
- (3) 地盤の加速度は M2 が M1 の 2 倍程度と大きく、変位には大きな差はない。
- (4) 換気塔の加速度は M2 によると M1 の 2~3 倍の応答を示すが、変位の増加率は小さい。
- (5) 換気塔~トンネル間の継ぎの変位は M2, M1 (FEM) によると M1 (簡便法) に比して増加傾向にある。

6. 今後の課題

以上、表層地盤のせん断二次振動まで考慮できる 2 質点系モデルによる地震応答解析結果について既往の 1 質点系のものと比較検討を行った。しかし今回の結果は、解析対象トンネルが 1 箇所であったこと、及び入力地震動が 1 波であったことにより十分一般性があるとは言えないため、さらに検討を進めていくことが必要である。

最後に沈埋トンネルの地震応答解析手法に関する今後の課題としては以下のことが考えられる。

- (1) 地盤の減衰定数は、対象地盤毎に解析モデルに適した値を用いることが望まれるため、個々の地盤条件から比較的簡単に推定する方法を検討する必要がある。
- (2) 地盤反力係数 (または K_1 バネ) 及び質点を軸方向に結ぶバネ (K_2 バネ) の設定方法について模型実験や地震観測等を行い、評価方法の妥当性を検討することが必要である。

参考文献

- 1) 清宮, 「海底パイプラインの耐震設計法の検討」, 港湾技研資料 No. 307, 昭和 53.12
- 2) 大石・関口, 「埋設管路の地震観測と応答解析」, 第 6 回日本地震工学シンポジウム, 昭和 57.12
- 3) 田中, 「表層地盤の固有周期の簡易算定法に関する検討」, 第 6 回日本地震工学シンポジウム, 昭和 57.12

6. 長大橋用伸縮継手の動的挙動に関する調査試験 (首都高速道路公団委託)

耐震研究室 室長 岩崎敏男
研究員 萩原良二
研究員 大田方向己
小山達彦
吉田武史

1. まえがき

従来都市高速道路は、立地条件等から高架形式が多用されており、その構造は単純桁橋が多く、地形あるいは高架下の条件によっては三径間程度の連続橋が用いられている。このような構造では、必然的に伸縮継手が多くなり、継手部から発生する騒音や振動が問題となることが多い。このような従来高架橋の持つ問題点を解決するため、新しい構造形式の一つとして多径間連続高架橋を取り上げ、具体的な設計方法・問題点が検討されている。多径間連続形式にすることにより、橋梁の端部における桁の移動量が非常に大きくなるという問題がある。従来までの伸縮継手構造では大きな移動量、騒音、振動等に対して改良すべき点を多く持っている。このような問題点を解決するために、新たな伸縮継手の開発が必要となり、首都高速道路公団において、図-1に示す長大橋用伸縮継手(STジョイント)が考案された。この伸縮継手は、橋長1km程度の多径間連続橋を対象とするもので、従来のように橋軸方向にのみ伸縮するのではなく、橋軸方向の変位を機械的に橋軸直角方向の変位に換えようとする新しい構造形式である。本調査ではこの新しい構造形式の伸縮継手(STジョイント)について、地震時の動的外力に対する挙動、および耐震性を実大模型加振実験から検討した。さらに、伸縮継手の時刻歴応答解析を行い、加振実験によるデータと解析結果との比較を行って、伸縮継手の地震時動的挙動を予測するための解析モデルの検討を行った。

2. 調査目的

実大模型加振実験データと、時刻歴応答解析結果を比較検討し、伸縮継手(STジョイント)の地震時動的挙動を予測するための解析モデルの検討を行うことを目的とする。

ここでの解析モデルの検討では、解析モデルに与えるパラメータを変化させて、実験値と解析値を比較することにし、図-2に調査フローを示す。

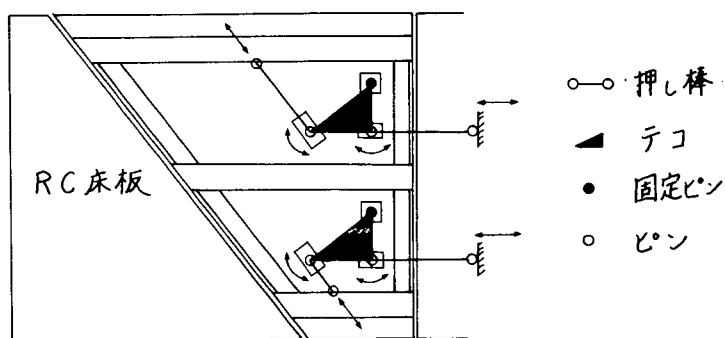


図-1 長大橋用伸縮継手(STジョイント)の平面図

3. 調査方法

3.1. 伸縮継手の実大模型加振実験

本実験では当所の部材耐震強度実験施設(加振力125tのアクチュエーター2基のうちの1基)を用いて実験を行った。

長大橋用伸縮継手がいられる橋梁は、首都高速足立三脚線の9径間連続橋2主箱桁橋で支承条件がすべて可動支承である。この高架橋の動的解析による1次固有周期は約1秒で、比較的長周期である。加振実験では正弦波と地震波を入力した。

正弦波では周期1, 2, 3.3秒を採用した。

地震波に関しては、9径間連続橋2主箱桁の構造モデルに固有周期1秒程度の地震波

東松山, Tokyo12Nを入力した際の応答変位、既往の地震波のうちから長周期のものとして卓越周期16秒程度の静内橋、および短周期のものとして0.6秒程度の板島橋の3波形(変位)とした。

加振振幅に関しては、あらかじめ行った動的解析より周波数0.5Hzの正弦波では±50mmが伸縮継手に入力できる最大値と判ったため、正弦波は振幅50mm以内、地震波は25mm以内とした。

加振回数は各ケースとも10回とし、1回当たり10秒間加振する。実験ケースの一覧を表-1に示す。計測は主として押し棒の軸力、床板4隅の変位を計測している。計測位置を図-3に示す。

なお、実験施設(アクチュエーター)および実大模型(ただし床板取付前)の状況を写真-1に示す。

3.2. 長大橋用伸縮継手の時刻歴応答解析

伸縮継手の時刻歴応答解析を行うに当り、構造系モデル化の設定を以下のように行った。なお図-4にモデル図を示している。

- (1). 節点①, ②, ③, ④, ⑩, ⑪, ⑫の7点が伸縮継手の支承位置であり、その内①, ⑫の2点の支承は、斜角方向のガイド支承であるため一方向の移動のみ許す条件とする。その他の5点は自由とする。
- (2). 節点⑤, ⑬は、固定ピンであるため回転のみ許す条件とし、X・Y方向の移動は許さない条件とした。
- (3). 節点⑥, ⑦, ⑭, ⑮, ⑯はピン接合とする。
- (4). 7点の支承位置には、伸縮継手のフレームで格子計算を行い、得た死荷重反力(R_d)に対して支承の摩擦係数($\mu=0.1$)分の水平力を各検討ケースの動動量に見合う変位量(δ)で除してバネ定数(K)として入力した。

$$K = \frac{R_d \cdot \mu}{\delta} \text{ ----- バネ定数換算式}$$

- (5). 各部材の断面性能は、実際のものを用いている。

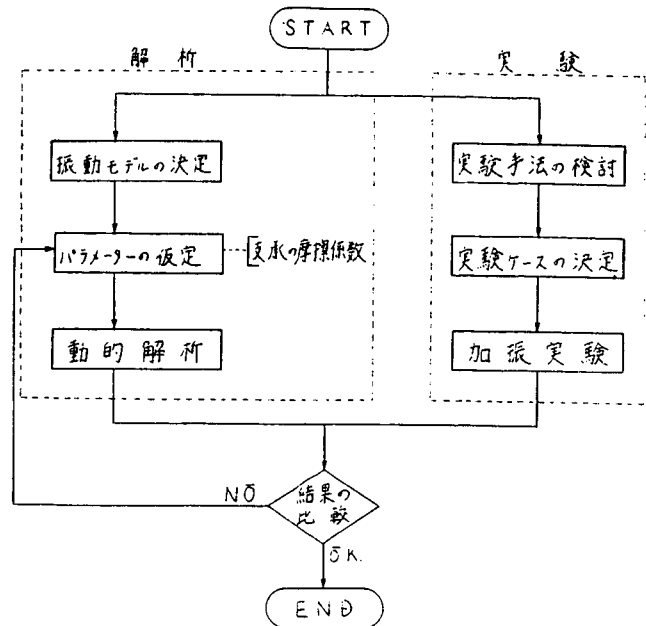


図-2 調査フロー図

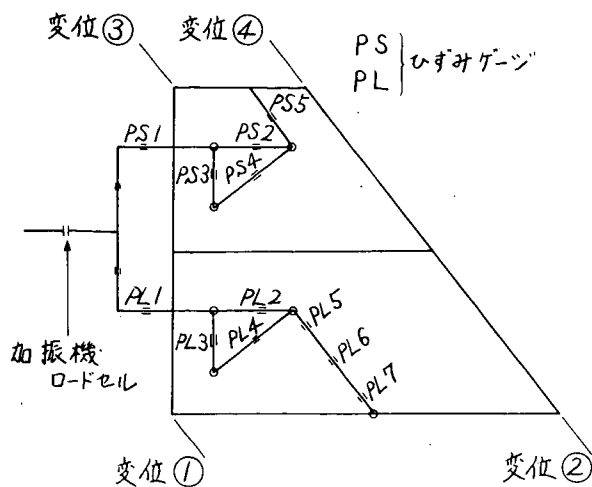


図-3 測定位置図

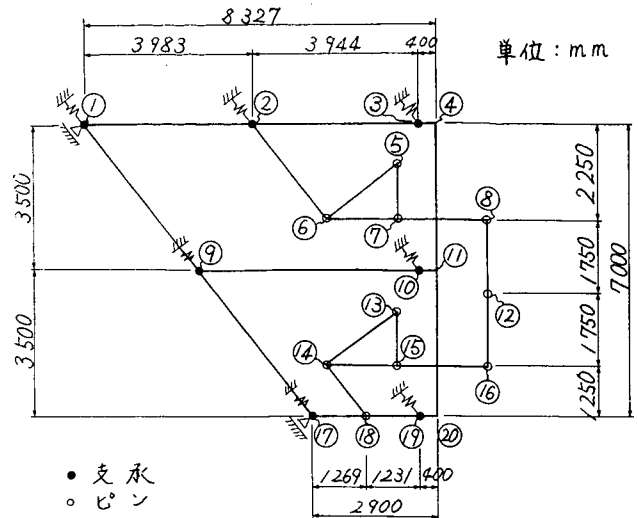


図-4 構造系解析モデル図

表-1 実大模型実験ケース一覧表

正	加振周波数	加振振幅	加振回数
弦	0.3 Hz	$\pm 30 \text{ mm}$	10回
波	0.5 Hz	$\pm 50 \text{ mm}$	10回
	1.0 Hz	$\pm 20 \text{ mm}$	3回
地	波形名	卓越周期	最大振幅
震	人工波	1.0 秒	25 mm
波	静内橋	1.6 秒	25 mm
	板島橋	0.6 秒	20 mm

表-2 時刻歴応答解析ケース一覧表

正 弦 波	入力周波数	入力振幅	
	0.3 Hz	$\pm 30 \text{ mm}$	
	0.5 Hz	$\pm 50, \pm 100 \text{ mm}$	
	1.0 Hz	$\pm 20, \pm 100 \text{ mm}$	
地 震 波	波形名	卓越周期	最大振幅
	人工波	1.0 秒	25 mm
	静内橋	1.6 秒	25 mm
	板島橋	0.6 秒	20 mm

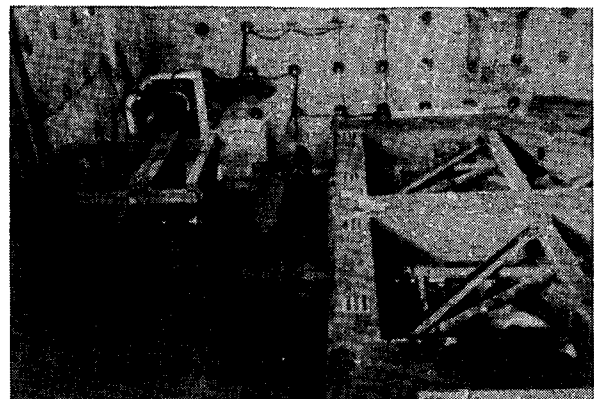


写真-1 実大模型実験状況(床板取付前)

解析モデルへの入力の変位とし、節点②に作用させている。解析ケースは実大模型実験で実施したケースと、地震時の伸縮継手最大変位を想定し1Hz、 $\pm 100\text{mm}$ を入力した。

時刻歴応答解析における注意点は、支承の摩擦係数の評価を各解析ケースに関してどのように設定して、バネ定数として与えるかという点であり、本解析では加速度の大きさに摩擦係数の仕分けを行って、それに見合うバネ定数を与えて時刻歴応答解析を行い、構造系のモデル化に妥当性を持たせることとした。解析ケースの一覧を表-2に示す。

4. 調査結果

4.1. 実大模型実験結果

実大模型実験に使用した入力波形例を図-5、図-6に、応答波形の一例として、加振点での軸力を図-7、図-8に示す。この応答波形を見ると、伸縮継手に地震時外力として正弦波を入力しているにも拘らず、1周期内で数回の揺れを示している。この揺れの原因は、伸縮継手の摩擦にあると考えられる。つまり、1周期の変位のうちで支承の摩擦がきく状態と切れる状態とをくり返し、そのつと伸縮継手の加速度との関係で揺れを生じさせているものと考えられる。

4.2 実大模型実験結果と時刻歴応答解析の比較

時刻歴応答解析から得られた応答波形の一例を図-9に、実験値と解析値のうち、左右の押し棒の軸力の一覧を表-3に示す。左右の押し棒の合計軸力は、実験値と解析値が近似した値を示しているが、解析値では左右の軸力が均等なのに対して実験値ではアンバランスな軸力が測定されている。実験では伸縮継手の移動に伴い載荷桁と押し棒のなす角度が必ずしも等しくないこと、7点の支承の摩擦が均一でないことから軸力のアンバランスが生じていると考えられる。

これに対して解析では載荷桁と左右の押し棒の角度は常に等しく、支承の摩擦に関しても7点全て同一のバネ定数を入力しているため、左右均等な軸力が得られたものと考えられる。

応答波形について見ると、実験値、解析値とも波形の揺れが生じているが、実験値では片振幅内での揺れが生じているのに対し、解析値では両振幅にわたって揺れが生じている。これは4.1でも述べているように、摩擦の作用と加速度の大きさの関係で片振幅内で揺れていると思われる。

解析値と実験値の応答波形を近似させるためには、7点の支承のバネ定数をそれぞれ大きくすれば得ることができる。7点全てのバネ定数を5倍にして解析を行い、1時の軸力を図-10に示す。この図を見ると、片振幅内での揺れは生じているものの、軸力が2倍程度生じている。軸力の数値が実験値に対して増加の方向で差が大きくなる範囲、つまりバネ定数2倍程度でバネ定数の調整を行えば、実験値と解析値が近似するものと考えられる。

5. まとめ

今回、長大橋用伸縮継手の実大模型実験と、時刻歴応答解析を行い、解析モデルの検討を行ったが、実験値と解析値とが完全に一致するというまでには至らなかった。しかし、軸力値は実験と解析で、ほぼ同一の傾向を示しており、両者にある程度の相関性はあるものと思われる。

また、正弦波1.0Hz、 $\pm 100\text{mm}$ の検討ケースに対しては、解析値において大きな軸力(292t)が作用する

という結果を得ているが、この力が実際にレコ、押し棒に作用するとピンが破断するため、適切な位置に弱い部材（維持補修の容易な部材）を設けておいて破断する場所を設けておくという対策が考えられる。今後実橋の使用に供するまでには、破断する箇所の設定と、どの程度の荷重で破壊させるのが適当であるかの実験を行い、実用に際して改良していくことが望ましい。

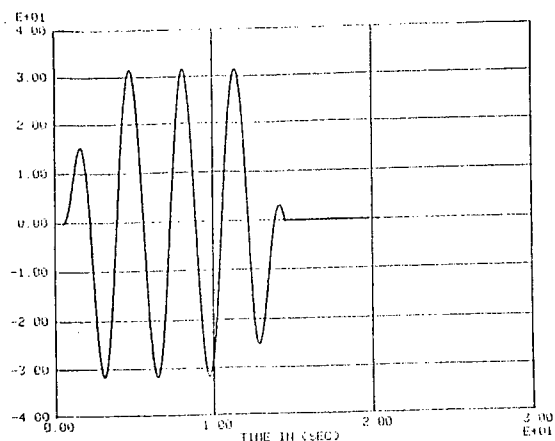


図-5 入力波形 $0.3\text{Hz} \pm 30\text{mm}$

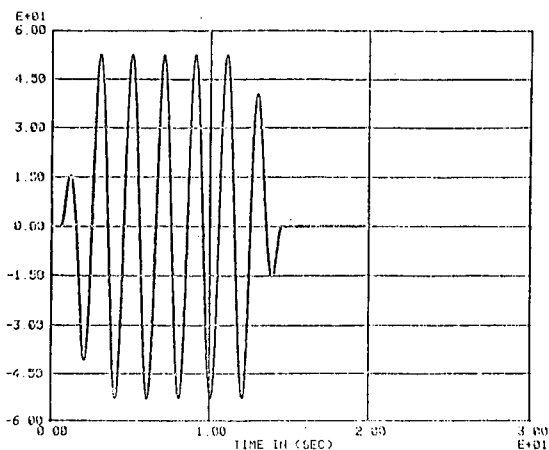


図-6 入力波形 $0.5\text{Hz} \pm 50\text{mm}$

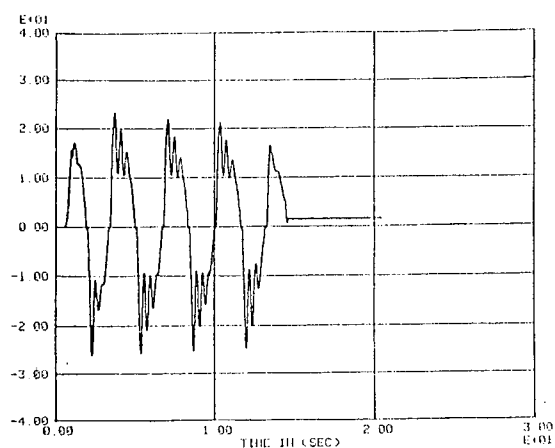


図-7 $0.3\text{Hz} \pm 30\text{mm}$ 時の軸力(加振点)

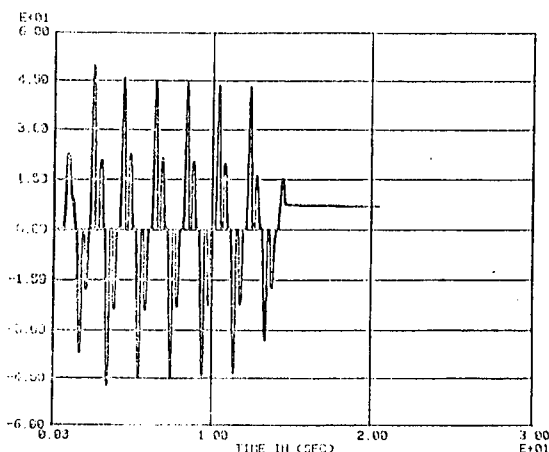


図-8 $0.5\text{Hz} \pm 50\text{mm}$ 時の軸力(加振点)

表-3 押し橋の軸力比較表

入力波形	実測値(t)			解析値(t)		
	右	左	計	右	左	計
正弦波 $0.3\text{Hz} \pm 30\text{mm}$	14.7	13.5	28.2	12.0	12.0	24.0
正弦波 $0.5\text{Hz} \pm 50\text{mm}$	35.5	18.8	54.3	26.0	26.0	52.0
正弦波 $0.5\text{Hz} \pm 100\text{mm}$	—	—	—	55.0	55.0	110.0
正弦波 $1.0\text{Hz} \pm 20\text{mm}$	16.3	25.3	41.6	20.0	20.0	40.0
正弦波 $1.0\text{Hz} \pm 100\text{mm}$	—	—	—	146.0	146.0	292.0
ランダム波 人工波 $1.0\text{Hz} \pm 25\text{mm}$	17.4	29.2	46.6			
ランダム波 静内橋 $0.5\text{Hz} \pm 25$	12.4	18.5	30.9			
ランダム波 板島橋 $20\text{Hz} \pm 20$	16.1	25.6	41.7			

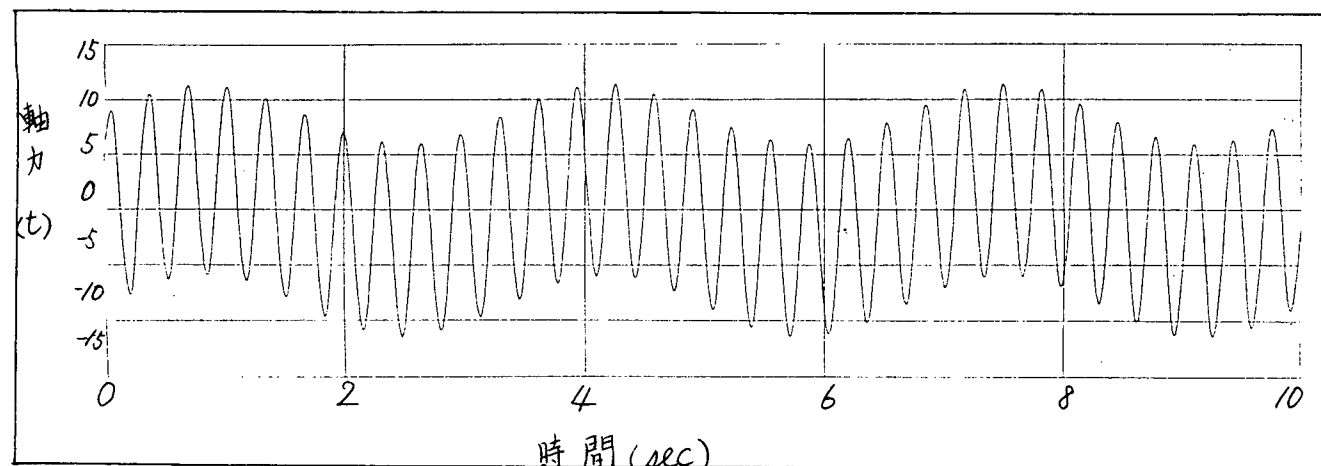


図-9 時刻歴応答解析結果(0.3Hz±30mm時の節点②の軸力)

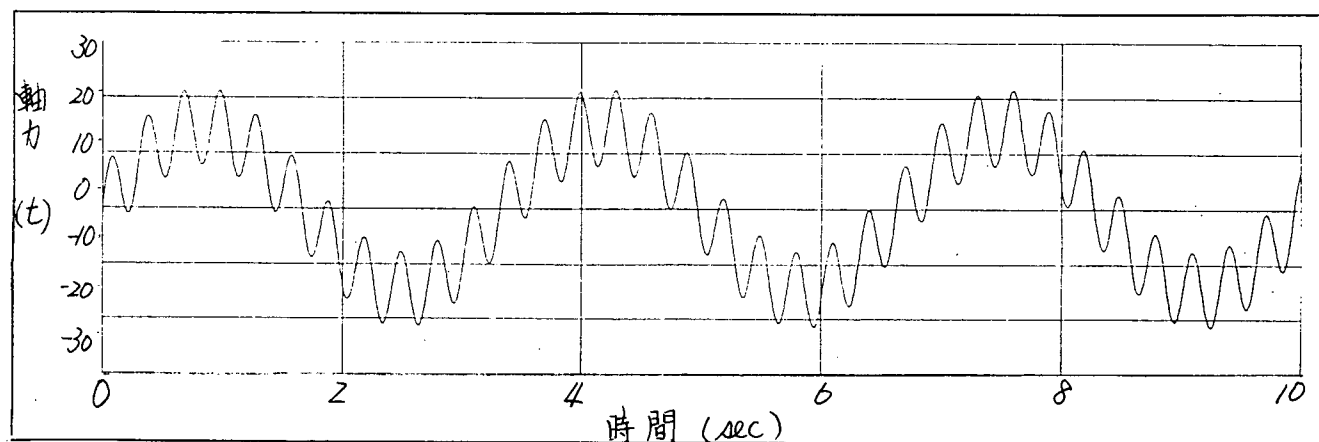


図-10 時刻歴応答解析結果(バネ定数5倍 0.3Hz±30mm時の節点②の軸力)

7. 地震時の屋外通信施設の振動特性に関する調査

(日本電信電話公社受託)

耐震研究室 室長 岩崎 敏男

研究員 大日方 尚巳

干場 良信

1. まえがき

屋外通信施設はライフラインの1つとして市民生活には欠くことのできないものであり、その耐震性を評価し施設の建設・保守・管理に当ることが重要である。本調査は通信施設の耐震性を知るために昭和54年度より行っており、すでに地中埋設管の振動実験(54,55年度)、電柱(単柱)の突大模型振動実験(56年度)を行ってきた。本年度はこれらの成果を踏えて以下の2つの課題による調査を行った。

1) 突大模型振動実験による線路系の振動特性調査

前年度行った単柱としての振動特性を踏え、線路系(4本が連続)としての振動性状を突大模型による振動実験により調査した。

2) 電柱施設の耐震性評価手法の検討

電柱施設について、既往地震による被害事例、現行の設計・設置基準、振動性状の数値解析等の調査を行い、耐震性評価上及び耐震上の問題点を検討した。

2. 調査目的

本調査は、地震時における電柱施設の合理的な耐震設計法を導くために、線路系の振動性状、耐震性評価上及び耐震上の問題点を検討し、今後の耐震設計の基礎資料とする。

3. 調査方法及び結果

3.1 突大模型振動実験による線路系の振動特性調査

3.1.1 調査方法

実験は単柱及び線路系の2つのケースについて行った。電柱は実物を使用し、鋼管柱(以下SP)、鉄筋コンクリート柱(以下CP)、木柱(以下WP)の3種類を対象とした。模型は、中型振動台(2^m×3^m)の上に設置した土槽(1.2×2.6×2.0^m)内に関東ロームを用いて実験用地盤を作成し、電柱単体及び線路系のモデル線路を作成した。電柱単体の加振は中型振動台1基を用い、電柱系の加振は中型振動台4基を連動させて行った。実験概要を図-1に示す。

加振は線路方向とし、入力波形はランダム波と長周期地震波(十勝沖地震〔八戸港〕'68年)、短周期地震波(宮城県沖地震〔開北橋〕'78年)の実地震波を用いた。入力レベルは順次増大させることとし、電柱種別・入力波毎に加速度計のレンジの限度い、ばいの応答が生じるようにした。

計測内容は、加速度計24箇所、張力計3箇所によって行い、加速度記録はミニコン制御による自動収録方式によった。

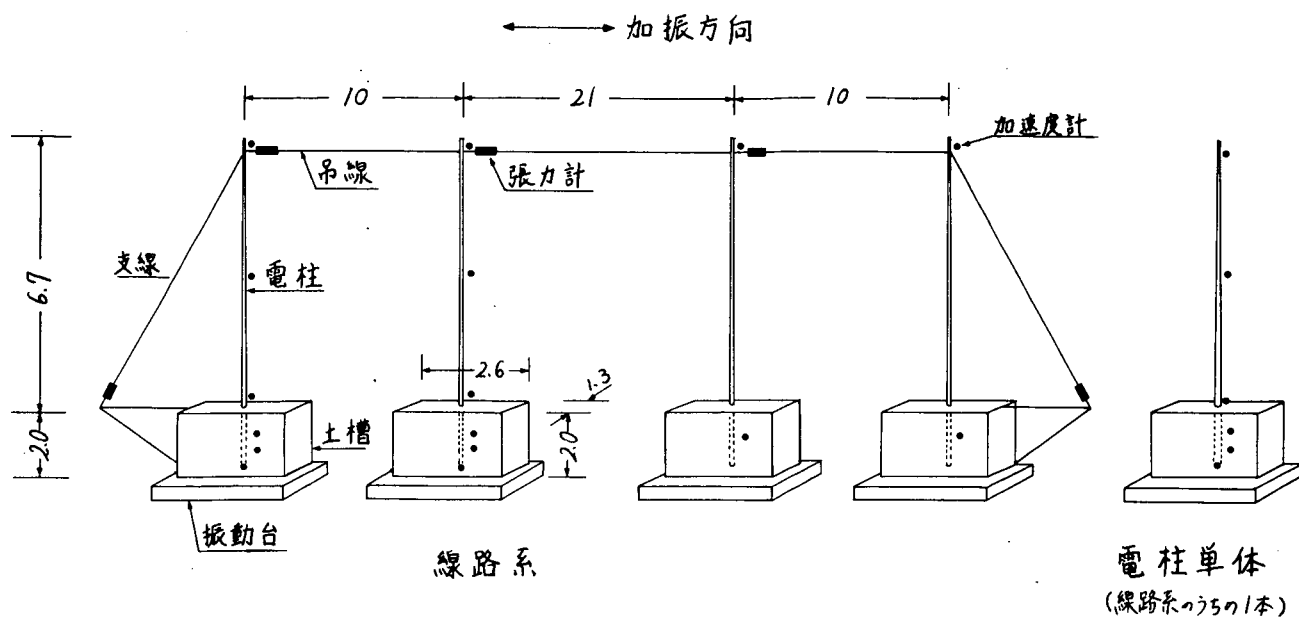


図-1 実験概要図

3.1.2 調査結果

線路系の固有振動数は単柱(電線なし)の場合に比し高くなる。表-1に固有振動数の実験値と計算値を示す。これより単柱で3 Hz程度の固有振動数が線路系では6~7 Hzと高くなり、2次の固有振動数も1~3 Hz高くなっており、数値計算からも同様の傾向となっている。

図-2に地盤の応答に対する電柱天端の応答の比(伝達関数)を示す。この伝達関数の形状は電柱の種別及び線路系とした時の端柱か中間柱かによってかなり変化しているが、SPとWPの特性は良く似ている。また線路系は単柱に比べ固有振動数が高くなっており、中間柱は端柱に比べて特に2次の固有振動数付近で大きな増幅を示している。

自由振動実験による減衰定数の測定結果を表-2に示す。今回の結果からは、SPについては単柱の減衰が線路系の減衰より小さくなった。これに反してCP、WPにおいては単柱の方が減衰が大きくなった。

加速度応答については、電柱天端の応答値で差が少なく、中間部において線路系の方が大きな値を示した。図-3に示す電柱の応答加速度の分布より、かなりばらつきはあるものの線路系とした場合、振動形状が異なっていることがわかる。数値計算における線路系の加速度の分布は、多少モデルの差はあるが単柱に比べ加速度は小さく、特に電柱天端の加速度はかなり小さな値となっている。

今回の実験より線路系(軸方向加振)とした場合には、固有振動数が高くなること及び全体的には加速度が減少傾向にあることにより、単柱(または軸直角方向加振)の場合とは振動性状が

表-1 固有振動数 (Hz)

電柱種別	電柱単体				線路系			
	実験値		計算値		実験値		計算値	
	1次	2次	1次	2次	1次	2次	1次	2次
S P	3.28	16.1	-	-	7.3	17.0	-	-
C P	2.48	11.8	2.24	10.49	5.64	13.4	6.76	13.64
W P	2.66	13.5	2.53	12.67	6.38	16.4	9.28	19.73

注) 計算値モデルは実験ケースと多少違っている。
根入れ部は地盤のパネE=100%として計算。

表-2 減衰定数 (%)

電柱種別	電柱単体	線路系
S P	4.7	8.7
C P	6.6	2.9
W P	3.4	2.1

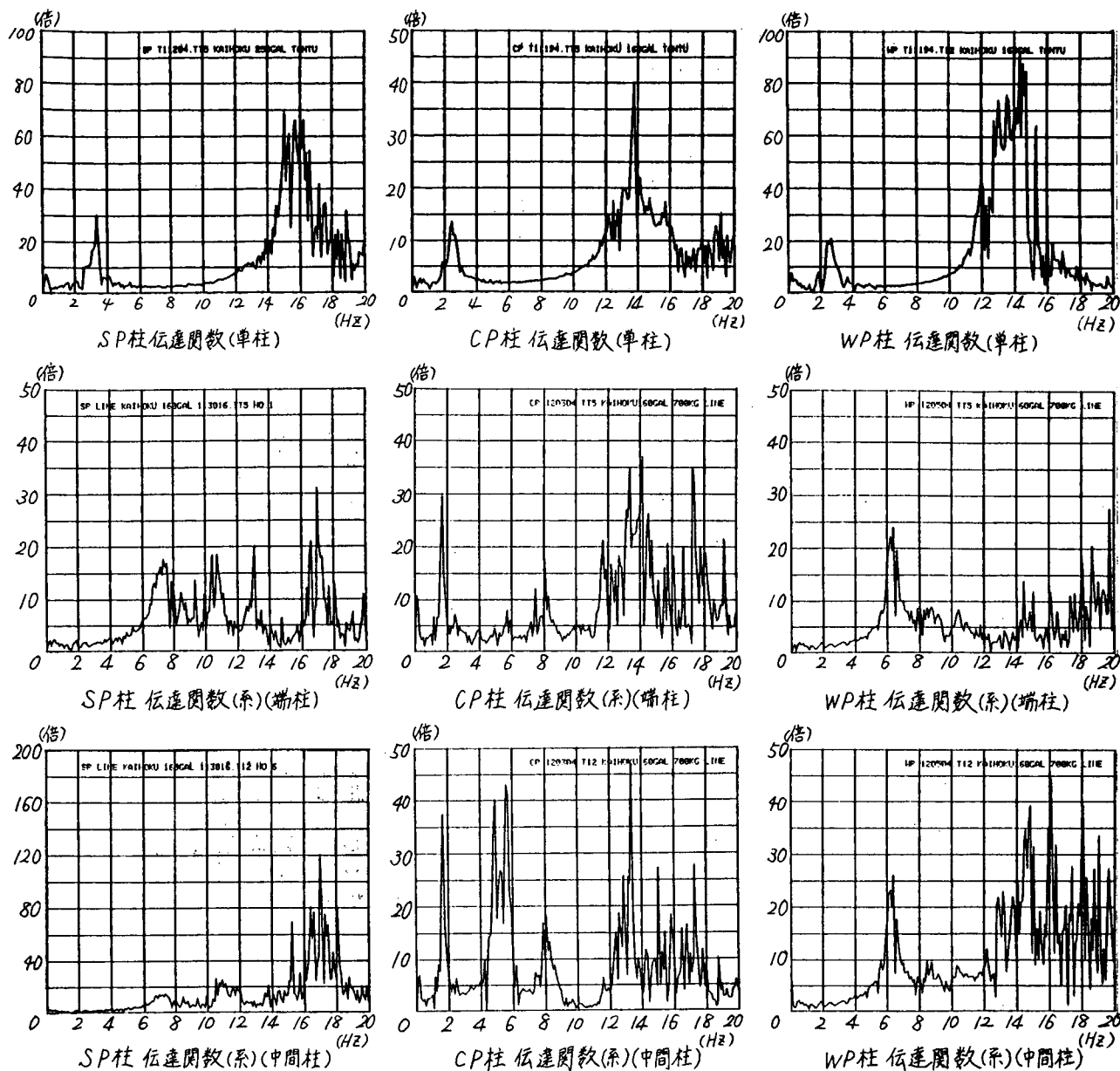


図-2 電柱の伝達関数(開北橋)

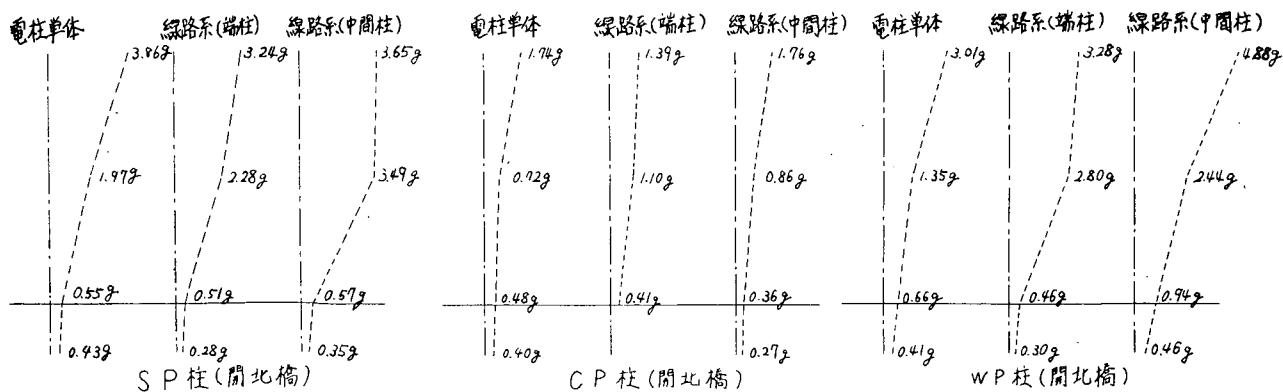


図-3 単柱と線路系(端柱, 中間柱)の最大加速度分布

異なる(一般に耐震性が高まる)ものと考えられる。ただし、線路系の端柱(引留柱)については、支線より大きな張力が作用しており、耐震性状は中間柱と同一ではない。

3.2 電柱施設の耐震性評価手法の検討

3.2.1 調査方法

電柱施設の耐震性を評価する場合、地震時における電柱の応答特性、機能上から定まる強度及び許容変形量、その電柱が支持している電話線の重要度、さらには電柱建植位置の地盤状況及び隣接建造物の公共性の度合などを考慮に入れた総合的な判断が必要と考えられる。しかし、現状では電柱の建設に関して耐震という面からは、特に考慮されていない。そこで耐震基準作成の基礎資料を得ることを目的として、以下に示す項目について検討を行った。検討方針のフローチャートを図-4に示す。

① 既往地震による被害事例の調査及び被害要因の選定

過去の大地震で電柱施設が受けた被害と地震動の大きさ・他の建造物の被害状況の関係から、現設計で電柱施設が有している耐震性を概略的に把握すると共に、被災記録からその要因と考えられる事項を選定する。

② 電柱の設計・設置に関する現行の基準調査

現行の電柱施設の設計・施工基準が、どのような考え方・計算方法で行われているかを把握すると共に、それらが鉄道及び道路等の土木構造物の設計指針と比較してどのような差異があるかを検討する。

③ 既往設計荷重と地震荷重の比較

風圧荷重を対象として設計されている現行の電柱強度が、現行の土木構造物の耐震設計で用いられている修正震度法の考え方を適用した場合に、どの程度の地震荷重に相当するかを調べる。

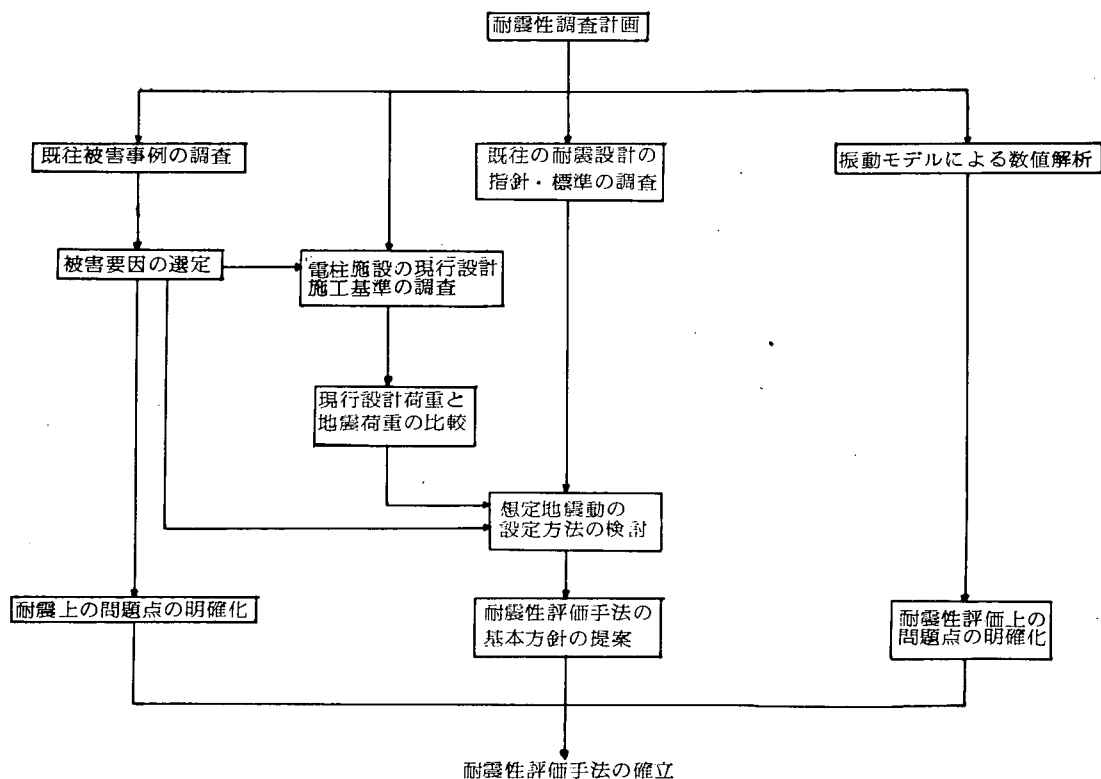


図-4 耐震性評価手法の検討フローチャート

④ 数値解析による電柱の振動特性の把握

地震時に電柱がどのような挙動を呈するかを、振動モデルを用いて数値計算上から概略的に把握すると共に、電柱の構造条件が振動特性に与える影響を調べる。

⑤ 想定地震動の設定

電柱施設に対して土木構造物や建築物で想定している地震動以上のものを設定することは、過酷であると考えられる。そこで、ここでは現行の土木構造物、建築物の耐震設計の指針・標準を参考に想定地震動を設定する。

⑥ 耐震性評価の基本方針の提案

検討事項を総括して電柱施設の耐震性評価方法の基本的な考え方を提案すると共に、評価方法上問題となる点、電柱系の耐震上の問題点等を明確にする。

3.2.2 調査結果

検討結果を要約すると以下のとおりである。

(1) 既往の電柱系の地震被害事例の調査の結果、次のことがわかった。

- ① 被害の種類は、地盤支持力の低下、のり面の崩壊等による電柱の傾斜が大部分を占める。
また、折損、倒壊といった被害は、道路、家屋、擁壁等の崩壊による“もらい災害”的なものが多く、電柱自身の振動による折損はわずかである。
- ② 電柱系の被害は、地震加速度が200galを越える地域に集中し、地震動が大きいところほど被害が大きい。
- ③ 電柱系の傾斜被害は軟弱地盤地域に多くみられる。
- ④ コンクリートで固めた基礎をもつ鉄筋コンクリート柱の地表面直上付近にき裂被害が発生している場合がある。
- ⑤ 電柱系の被害の分布は、道路設備、鉄道施設等の被害分布に類似している。
- ⑥ 電柱自身の振動により折損した木柱の折損箇所は架渉部のわずか下部の例が多く、線条の架渉による上端の支持条件が振動特性に大きく影響していると思われる。

(2) 現行の電柱の設計は、主として風圧荷重を対象として行われ、地表面で固定した片持梁として計算されている。電柱の強度は、地表面の断面で検討されており、断面が小さくかつ線条を架渉している上端での断面強度の検討は行われていない。

支持力検討は、転倒に対してのみ行われ、鉛直支持力については特別な場合を除き検討されていない。また地盤の水平抵抗は深さに比例した地盤反力係数を採用しており、その定数は地盤の種類ごとに4種類に分けられている。採用している地盤反力係数の値は、土木構造物の設計に採用している値と比較して、妥当なものである。

ただし、のり面に建植される電柱についても、平坦地に建植されるものと同様な地盤支持力を期待しており、傾斜、倒壊などの震害の要因となる可能性が大きい。

(3) 風圧荷重を対象として設計されている現行の電柱強度は、木柱・鋼管柱については標準設計水平震度0.2で設計されている土木構造物に比べて同等以上の耐震性を有しているが、コンクリート柱は重量が大きいため、すべてが十分に耐震性を有しているとは言い難い。

- (4) 振動モデルを用いた数値解析の結果、軸方向に地震動が作用した場合、下端に働く地盤のバネ定数の変化による振動特性の変化に比べ、上端の支持条件（支持する電線の種類、本数により変化）の変化の影響が大きい。しかしながら、最大の増幅を示すのは上端を自由端とした場合（線路直角方向に相当）であり、等分布の水平加速度に換算すると、地表面加速度の約3倍程度となる。ただし、振動モデルに用いた条件定数はあくまで仮定したものであり、実際に地盤や線路がどのような動きをしているかは現場振動試験などにより確認する必要がある。
- (5) 電柱系の耐震性評価の基本的な考え方としては土木構造物等で用いられている修正震度法によることが適当と思われる。このとき想定する地震動としては、標準設計水平震度0.2を採用し地域別係数・地盤別係数の他に、電柱の応答特性に応じた補正係数を用いる必要がある。
- ただし、評価の対象とする電柱は架渉している線路が幹線路である場合、及び建植位置が公共性の高い施設の側近である場合に限定するという考え方がとれよう。
- (6) 評価基準の確立のためには、種々の補正係数をどう設定するかが課題となる。地域別係数・地盤別係数は、電柱の大部分が道路側近に建植されており、沿道施設としての見地から道路橋示方書・耐震設計編に定められた値を用いるのが妥当であろう。電柱の応答特性に応じた補正係数は、振動試験・振動解析等十分な検討を行い設定すべきである。
- (7) 耐震性という観点で電柱施設をみた場合、設計方法ではのり面における地盤支持力の算定方法及び線路の架渉位置付近における断面強度の検討の欠如、設置に関しては二次災害の回避可能な設置位置の選定、保守に関しては風雨による埋めもとし土の流出・振動等による離隔の発生等の支持力低下、木柱の強度低下の管理、現行の設計・設置基準の適用の徹底等、評価手法には属さないものの耐震上検討が必要と思われる問題点が存在している。

4. 今後の問題点

本報告で述べた電柱の振動実験及び電柱施設の耐震性評価手法の検討の結果を踏えて以下の項目を検討することが望まれる。

- ① 今回の電柱の振動実験における土槽は実地盤に建柱されている状態を十分表現しているとはいえないため、実際の電柱における起振機を用いた振動実験、または現地における地震観測により振動特性を確認することが必要である。
- ② 屋外通信施設は、地中埋設管及び電柱施設から構成されているネットワークであるため、システムとしての信頼性を向上させるためには、個々の耐震性を評価するのみならずネットワークにおける各リンクの重要度評価を行って、重要度の高い箇所から耐震性を高めることが大切であり、そのための評価手法の研究が必要である。

参考文献

- 1) 千場他、「電柱～地盤系の振動実験および解析」 土木学会第37回年次学術講演会、昭和57.10
- 2) 鉄道電化協会、「電車線路設備耐震設計指針（案）・同解説」 昭和57.3
- 3) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説、Ⅱ耐震設計編」 昭和55.4

8. 浦河沖地震の総合的調査 (災害対策総合推進調整費)

耐震研究室 室長 岩崎敏男
主任研究員 中島威夫
後藤勝志

1. まえがき

地震災害の全貌を把握するためには、直接的な被害そのものの把握に加えて、被害が地域社会に及ぼす影響を把握することが必要である。直接被害は即物的に把握することが出来るため、これを評価することが容易である。これに対し、間接被害に関しては既往地震の検討において詳細な情報収集が不可能であることや、宮城県沖地震のように都市構造、産業構造が複雑であり、間接被害の波及機構の解明が不十分である現時点では全貌を把握することが困難であることなどから、間接被害の把握は充分に行われていない。今後、防災対策を進めるにあたっては、その効果判定のうえから総被害の低減を議論する必要がある、これには災害の社会経済的諸影響の評価が必要不可欠の要件である。

以上のような観点から、浦河沖地震について、一般国道235号静内橋破損にともなう交通障害が地域社会にどのように諸影響をもたらしたか、また、浦河町の上水道被害がどのように波及したかについて実態把握を試みた。

2. 調査目的

昭和57年3月21日浦河沖地震は、地震規模マグニチュード7.1の割には直接的被害が少なかった。これは、日高地方が人口集中の低い地方部に位置していたことによるところが大きい。しかし、一方では、この地域特性を反映した被害の波及もみられる。このため、浦河沖地震を対象とし地震に伴う被害が地域社会・地域経済に及ぼした影響を定性的・定量的に把握し、間接被害の影響を含めた地震災害の全貌を明らかにする。

3. 調査方法

調査は、地域構造の特性調査、一般国道235号静内橋被害の間接的影響、および上水道施設被害の間接的影響の3項目について、主に文献資料調査及び現地聞込調査により行なった。

4. 調査結果

4.1 地域構造の特性調査

浦河沖地震の被災3町(浦河、三石、静内)の地域は、農漁業を基調としながら、行政の中心地、及び海産物の集散地である浦河町、商工業中心の静内町、農業中心の三石町という特色がある。またこの地域は日本でも有数の軽種馬生産地帯であり、しかも、3~7月期は繁殖交配期という特殊な状況

にあつた。

3町は日高支庁管内のごく限られた地域内の自給自足的な性格を
 もっており、人口移動も特に大きな変動はなく、昼夜人口比も地域
 内で相殺しあつて他の流出入は少なく、表-1に示す通り、地域内
 での通学、通勤、商工業活動が主体をなしている。

表-1 町勢の指標

	浦河	三石	静内
人口	19,408人	6,955人	26,235人
面積	693.2 ^{km²}	346.54 ^{km²}	808.28 ^{km²}
高校	1		2
公立病院	1		1
税務所	1		
警察	1		1
保健所	1		1
郵便局	1		1
銀行	2		1

4.2 一般国道235号静内橋被害の間接的影響

1) 一般国道235号の被害概要

浦河沖地震の被害として、日高地方の海岸線を走る唯一の幹線道
 路である一般国道235号の被害が大きく、地域社会に及ぼす影響は大きかつた。

一般国道235号の主な被害は、静内橋(橋長467^m、幅員9.5^m)の橋脚損傷、静内町入船地区の斜
 面崩壊(5ヶ所)、三石町越海地区の海岸擁壁倒壊(長さ100^m)、三石町晃舞地区の斜面崩壊である。
 これらの被害により、一般国道235号は静内～浦河間で一時全面通行止めとなつたが、その後急復
 旧等により交通規制は除々に縮小された。静内橋の本復旧が完了し全面供用したのは(10月1日)で
 あるが、それまでの間、静内橋は重量制限(5t)、車幅制限(2.5^m)、高さ制限(2.5^m)、及び速度
 制限(30^{km/h})の下で1車線交互交通規制措置がとられた。一方、一般国道235号と平行して走る国
 鉄日高本線においても、静内～様似間(44.4^{km})で土砂崩壊、路盤陥没、橋梁破損等の被害が106
 ヲ所で発生した。このため、静内～様似間は不通となり、静内～浦河間は4月1日、浦河～様似間は
 4月14日にそれぞれ開通した。

このように、国道の交通規制に加え国鉄の不通も重なつたために、日高地方の交通は大きく混乱し
 た。

(2) 静内橋の復旧および交通規制

最も大きな被害となつた静内橋では、橋脚8基のうちP-2、P-3、P-6の3基でコンクリートの圧
 壊に至る著しい破壊を生じ、P-4、P-5、P-7の3基では一部にコンクリート剥離に伴うクラックを生
 じた。このため発生直後に歩行者、自転車以外の通行が禁止された。迂回路としては、主要道々平取
 ・静内線、一般道々西川・田原線、一般道々西川・東静内停車場線が利用された。東静内～静内間の
 国道延長は9.2^{km}であるのに対し、迂回路長は24.9^{km}であつた。迂回路中の一般道々西川田原線は約

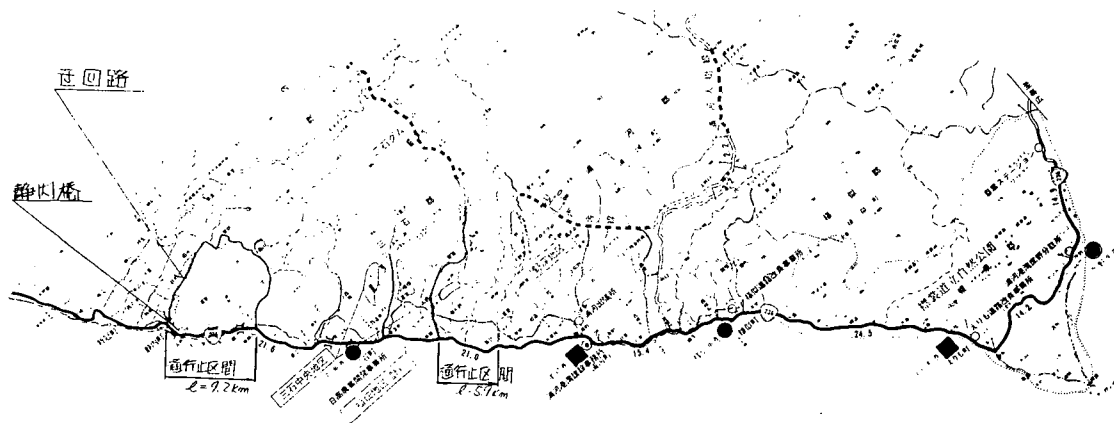


図-1 一般国道235号被害概要図

7kmの未舗装区間を含んでいる。

静内橋の応急復旧は、大被害を受けたP-2、P-3、P-6についてコンクリート巻立により行われ完了後に4月15日より前項で述べた交通規制のもとに小型車両に対して交通開放が行われた。

交通規制の方法として、規制標識のみでは厳守されることが難しく、また24時間交通監視員、整理員を配置するには経費がかかるため、銅製ゲートを両橋台付近に設置することとした。ゲート寸法は高さ2.5m、巾2.5mとし、一般乗用車・通学用マイクロバス・近郊漁業者の作業用小型2輪トラックが通行可能となった。ところが、日高地方は全国でも有数の軽種馬生産地帯で、毎年3～7月は交配期のため子馬を運んだ繁殖牝馬を搬送する馬運車の往來が最盛期になるが(200台/日)、この馬運車が規制ゲートを通過出来ないという問題が生じた。このため、馬運車は未舗装道路である迂回路を通らなければならなかったが、鬼路のため時間がかかる上、輸送中の人馬の事故発生の危険発生もあり、牧場主達は繁殖確度の低下を恐れ、馬運車に対する通行規制緩和に関する陳情を行った。この結果、静内町の委託監視員が銅製ゲートの取り付け・取り外しをするということで、昼間のみ馬運車等の総重量5t未満の生活産業自動車の交通が許可され、4月24日～7月10日の間で馬運車の交通が確保された。

一方、迂回路となった一般道々は、平常時には車の通行がほとんどない山間部の未舗装道路であり、巾員が狭いため大型車が脱輪するなどの事故が発生し、また、わだち掘れも激しかったことから、4月23日～5月20日の間で未舗装部分7kmのうち4.8kmが厚さ5cm、巾5.5mの簡易舗装がなされた。

静内橋の本復旧は、8基の橋脚すべて鉄筋コンクリート巻立により実施され、復旧完了にともない10月1日より全面解放となった。表-2に全体の交通規制と迂回状況等を示す。

(3) 交通量にみられる地震の影響

既往の地震被害において、伊豆大島近海地震や宮城県沖地震では地震後の交通量に大きな変化がみられるが、今回の地震では、一般国道235号浦河町の交通量常時観測データにおける月別変化をみる

表-2 交通規制と迂回状況

	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月
	21 地震発生	15 静内橋応急復旧完了 23 迂回路舗装開始 24 静内橋馬運車通行可	20 迂回路簡易舗装完了(4.8km)		10 車通行再禁止 静内橋馬運車			1 全面開通 本復旧完了
国鉄	21 XXXXXXXX 不通	21 静内橋応急復旧完了 24 迂回路舗装完了 24 浦河橋復旧完了						
国鉄バス	26 XX迂回路の 26 XX迂回路の	26 迂回路の(添乗員臨時雇)		159日間		31		添乗員内部処理30日間
道南バス			31					
ゲート規制馬運車	XXXXXXX (人と自乗車のみ)	XX/15 軽車両 24 24	ゲート破損事故続発 ゲート開閉のための監視員配置	10 10				解除
	(迂回)	34日間	(特別許可78日間)		(迂回)	82日間		

と、大きな変化はみられなかった(図-2)。これは、静内橋以外に長時間にわたる交通規制箇所がなかったこと、迂回路が確保されたこと、さらには市街地に大きな被害がなく救援・復旧のための交通が大量発生しなかったことなどにより、交通量に大きな変化が現われなかったと考えられる。一方、地震発生後、10月1日規制解除までの総迂回交通量は、北海道開発局の行った静内橋と迂回路にあたる豊畑での交通量調査結果より推定すると、約44万台となる。

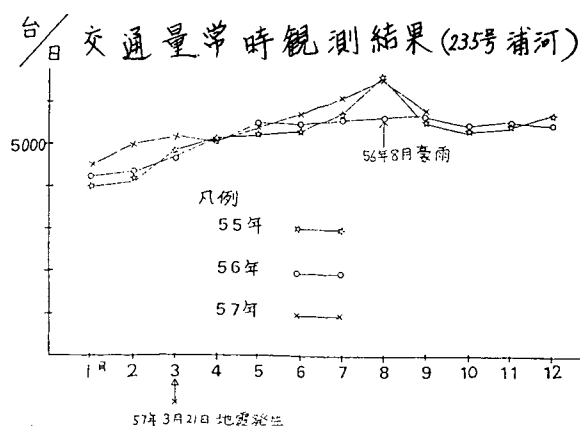


図-2 月別変化

(4) 交通規制に伴う他への影響

前項で、静内橋の被災に伴う影響を約44万台の車が迂回という形でうけたが、主にバス事業者・運輸業者、軽種馬関係者に及ぼした影響が大きいと考えられる。

バス事業では、国鉄バスと道南バスが静内橋を通過して静内と東静内・浦河を結ぶ路線(1日10往復)において被害を受けた。迂回路による所要距離は15.7kmの増加となり、これによ、て経常費用の増加として燃費増が生じ、さらに、所要時間の増に伴う残業手当等の人件費の増がみられた。また、通常運行ではワンマンカーによる運行を行っていたが、迂回路は免許路線から外れるため旅客営業に関する法的規制によ、て誘導員1名が必要となり、臨時の赤乗員の雇用に伴う人件費が生じた。さらに、鉄道開通や静内橋規制緩和に伴う軽車両の交通確保、通勤・通学用マイクロバス等の定時性が確保されるようになり、これによ、て乗客のバス離れが一層進んだ。静内町教育委員会では、通学の足を確保するため独自に臨時のマイクロバスをチャーターしている。

地震による軽種馬の直接被害は少なかったが、前項で述べたように交通規制による影響は大きかった。地元の軽種馬業主達による馬運車通行許可の陳情によ、て、高さ制限のためのゲートを開閉するという形で実現したが、この結果、ゲートの改造や監視員の配置という間接的な臨時支出が必要となった。当初、このゲートは、監視員を配置して交通規制を行うことは相当の経費を要するとの判断から開設費用758,000円で設置されたが、道路管理者である北海道開発局は、ゲート開閉の作業員は地元負担という条件で昼間のみ高さ制限を解除した。

(5) 入船地区への影響

入船地区は、静内市街より静内橋を隔てて直線距離で約500mに位置する人口338人の集落で、静内橋の規制により迂回する場合には34km、1時間以上も要することから、地区住民に大きな影響を与えたものと考え推測された。しかし、静内市街地への通勤・通学者は、被災後も歩行者と自転車の運行は確保されて完全に孤立しなかったことや徒歩圏内であることから、実際にはそれほど大きな影響はなかった。また、入船地区の漁業関係者の生鮮魚運搬では、漁港として規模も小さいことから静内市街地向きの出荷量も少なく支障は生じていない。以上から、大量の物資輸送等の特例を除いて迂回路は利用しておらず、地域に対しては予想された程の影響はなかったとみられる。

4.3 上水道被害の間接的影響

(1) 被害の概要と復旧状況

今回の地震による供給処理施設の被害のうち、住民生活に大きな影響を与えたのは上水道である。上水道または簡易水道の被害による断水は11町14088戸に達し、浦河町、三石町では自衛隊による給水支援が3月21日まで延べ14200戸に対して行われた。

上水道施設の被害が特に大きかったのは浦河町であった。復旧は地震発生直後、町内4ヶ所の配水地において配水弁を一時完全閉鎖した。給水の再開は、供給域を19のブロックに分け配水地に近い方から仕切弁を開き、各

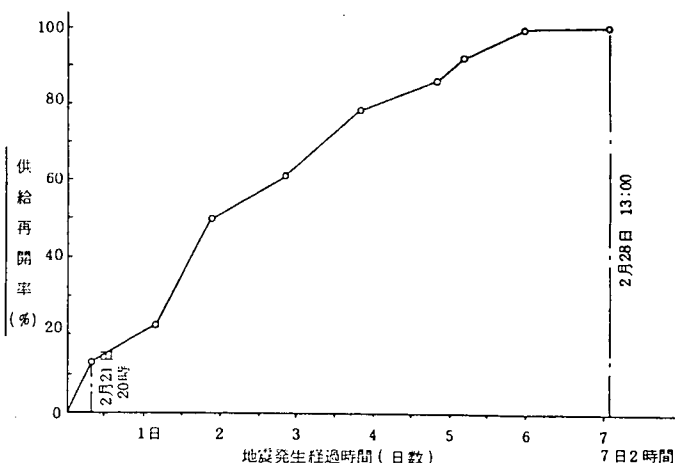


図-3 浦河町上水道の復旧経過

ブロック毎に試験通水を行い、漏水箇所(被害箇所)を発見したうえで復旧し供給を再開するという手順で進めた。給水の再優先は浦河日赤病院であった。復旧による供給率の変化は図-3の通りで、延べ件数にして12,200件の人に影響を与えた。断水期間中の応急給水は給水車によって行われた。浄水場、配水池に機能損失するような被害がなかったため、応急復旧を円滑に進めることができた。また浦河町2台、消防1台、苫小牧2台、自衛隊25台の計30台の給水車により給水された。

(2) 社会生活に及ぼした影響

上水道の他に電気、電話の被害がみられたが、上水道を除き地震発生後1~2日中に回復し、上水道だけが長期的機能障害を生じて社会生活に影響を及ぼすことになった。浦河町には用水型産業がないことから産業活動にはほとんど影響はなく、また、日赤病院に対する給水も地震発生翌日から行われたので影響は少なかった。一方、住民に及ぼした影響は主に給水に関する問題だったが、全般的にはそれほど大きな混乱はなく社会生活に及ぼした影響は大きくなかったようである。

今回の被害と宮城県沖地震を比較してみると、浦河町では、いったん全戸給水停止をして復旧にあたったことの影響を受けて断水率が高いものになっている。一見すると、浦河の事態の方が深刻のように見受けられるが、宮城県沖地震では水洗化が進んでいたこと(浦河町ではまだ下水道が未整備)、中高層建築物が多かったこと、さらには、他の供給処理施設(特にガスの停止)の被害と重なったため断水の影響は増中され、高度に都市化し供給処理施設への依存度の高い地域での自然災害に対する脆弱性がさらけ出された形となった。このように、地震災害の復旧体制は地域特性にあったものが必要といえる。

表-3 上水道被害状況(浦河町)

(3) 上水道事業による間接的影響

上水道施設被害による損害は、施設の損壊による漏水・給水車による臨時給水費・復旧のための人件費増・断水のための収入減の4項目が考えられ、浦河町について被害額を推計した。結果を(表-3)に示す。

56年度の浦河町水道事業の給水収益は137,892千円、営業利益は20,249千円であった。したがって表-3にあげた間接被害額(8,402

	被害額
漏水による損害額	4,344,000
臨時給水費	155,000
人件費増	2960,000
収入減	943,000
合計	8,402,000

円)は、給水収益の6%、営業利益の41%に達しており、町財政に大きな影響を及ぼしたと考えられる。

5. まとめ

5.1 一般国道235号静内橋被害の間接的影響

今回の浦河沖地震では、地域構造が単純であり、交通止めとな、た静内橋の交通量もそれほど多くないため、馬運車の問題が浮き彫りにされたほかは、大きな影響は生じなかったようである。

これに対して伊豆大島近海地震では交通路が寸断されたために、観光客が激減しホテル等観光産業に大きな影響が現れた。また、宮城県沖地震では高速道路の通行上の影響や鉄道の不通の影響を道路が受けるなど、代替機能に及ぼす影響がはっきり現れた。

間接的な被害としては、国鉄バスで404万円、道南バスで344万円、規制のためのゲート開設費用として604万円、合計1,352万円の交通規制に伴う支出増があることがわかった。また、国鉄バスについては、別に373万円の運賃収入の減が算定された。

総迂回交通量は44万台と推定されたが、日高地方の交通発生量(49年交通情勢調査:22万トリップ/日)から見てそれほど大きな意味を持つ値ではなく、ここでは、迂回による損失計算は行わなかった。

また、静内橋の直接被害(復旧費用)は2億2,000万円とされており、ここで算定した間接被害額(1,727万円)からみて、その他の迂回損失も加味した場合、間接被害額は、直接被害額の約10%に相当するものであることが推定された。

5.2 上水道施設被害の間接的影響

宮城県沖地震の仙台市の上水道では、117ヶ所配水管(φ75mm以上)の被害が生じ、推定漏水量(震後19日間)は499,040Lに達した(表6-20)。これは、被害率2.10ヶ所/km、漏水率9.5%に相当する。これに対して、今回の地震における浦河町の上水道は、配水管(φ50mm以上)被害44ヶ所、推定漏水量(震後26日間)22,066Lであった。(被害率1.14ヶ所/km、漏水率23.2%)。このように、直接被害は宮城県沖地震と比較して大きなものであった。しかし、浦河町では過去の災害の経験を生かした復旧体制が整っていたこと、応急給水の量も飲料水、炊事用水として必要とされる9~17L/人・日(建築資料集成による)は満足されていたこと、トイレが水洗化されていたこと、中高層建築物がほとんどなかったこと、さらには肥の供給処理施設との複合被害とならなかったことなどから、今回の地震では大きな社会的問題には発展しなかったようである。

一方、上水道事業における影響を調べると、ここで算定された間接被害(840万円)は、町の水道事業規模からみて大きなものとなっており、町の財政に大きな負担となったと考えられる。水道の直接被害額は865万円(浦河町調べ)であり、間接被害額は、ほぼ直接被害額に匹敵するものであることが判明した。

謝辞: 本調査を進めるにあたり貴重な資料と御意見を頂いた北海道開発局室蘭開発建設部・北海道日高支庁・浦河町・三石町・静内町の関係各位に謝意を表します。

参考文献: 建設省土木研究所「1978年宮城県沖地震災害調査報告」ライフラインの機能損失と復旧
土研資料 オ1437号 昭和54年8月

9. ライフライン施設の重要度の評価手法及び耐震性評価手法の開発
(首都圏における直下型地震の予知及び総合防災システム
に関する研究, 科学技術振興調整費)

耐震研究室 室長 岩崎敏男
主任研究員 中島威夫
後藤勝志
水庭健一

1. まえがき

地震に伴うライフライン施設(交通施設・通信施設・供給処理施設)の被害は、市民生活に多大な影響を及ぼすことになるため、適切な事前対策を施し、被害軽減に努めることが望まれている。ライフライン施設は、単体で機能を果たす施設とは異なり、ネットワークを構成し、物資情報等の移送を伴うことにより、はじめてその機能が生かされるという特徴を有している。事前対策としてネットワークの強化を図るため、ネットワークの要素となる構造物を補強する場合、重要性の高い箇所から、その重要度に応じて、補強を進めることが得策である。また、この重要性を評価する観点は、それぞれの施設の有する機能によって異なってくる。

本研究は、ライフライン施設のうち、地中埋設管を対象に地震被害危険度予測手法の検討を行うとともに、上水道施設の配水管網を対象に重要度評価手法の検討を行ったものである。

2. 研究目的

地中埋設管路の耐震対策を進めるにあたり、事前に地震被害危険度を予測し、その影響度を把握しておくことが重要である。本研究は、地中埋設管路の地震被害危険度予測手法を吟味検討し、その影響を加味したネットワークの重要度評価手法の検討を行うことにより、今後の地震防災対策の推進に資することを目的とする。

3. 研究方法

3.1 地中埋設管路の地震被害危険度予測手法の検討

地中埋設管の地震被害危険度を予測する上で必要となる指標(地盤諸元、埋設管本体の諸元、地震諸元)について吟味検討を行った。本検討においては、特に1970年宮城県沖地震及び1982年浦河沖地震での地中埋設管被害を対象に、被害と管種、管径、地盤種との関係についての調査分析を行った。

3.2 地中埋設管路の重要度評価手法の検討

上水道施設の配水管網を対象に、以下の3点に着目し重要度評価手法の検討を行った。

1) ネットワークの信頼性

- 42 -

表-3 管種・管径別配水管の埋設延長距離と被害 (片山恒雄他、1978年宮城県沖地震による
都市域に於ける被害と復旧—土木施設(その1)—
(仙台市水道局) 三島功重 (Mitsushima Kunihiro))

管種 管径 (mm)	埋設距離 (km)	被害 箇所	被害率 (%)	鋼管 埋設距離 (km)	被害 箇所	被害率 (%)	石綿セメント 埋設距離 (km)	被害 箇所	被害率 (%)	石質塩化ビニール管 埋設距離 (km)	被害 箇所	被害率 (%)	合計 埋設距離 (km)	被害 箇所	被害率 (%)
75	18.4	2		1.1	1		7.0	32		114.4	24		140.9	57	
100	183.6	12	0.07	1.7	0	0.36	29.1	4	1.00	207.2	18	0.13	421.5	34	0.17
125	—	—		—	—		0.05	0		—	—		0.05	0	
150	205.0	5		1.4	0		7.0	0		—	—		212.4	5	
200	118.9	2	0.03	1.4	0		1.5	1	0.17	—	—		121.8	3	0.03
250	39.9	3		0.7	0	0	1.3	0		—	—		41.2	3	
300	70.0	2		3.7	0		2.1	1		—	—		75.8	3	
350	2.0	0		0.07	0		—	—		—	—		2.1	0	
400	27.6	2		3.5	0		—	—		—	—		31.1	2	
450	1.7	0		0.1	0		—	—		—	—		1.8	0	
500	20.0	1	0.05	6.6	0	0	—	—		—	—		26.6	1	0.04
550	1.5	0		—	—		—	—		—	—		1.5	0	
600	8.7	0		5.6	0		—	—		—	—		14.3	0	
700以上	6.1	0	0	44.6	0	0	—	—		—	—		50.7	0	0
	702.4	29	0.04	70.5	1	0.01	42.1	38	0.79	321.6	42	0.13	1143.0	110	1.10

* 77741L 新設管を含む。

表-3は仙台市水道管被害を管種・管径別の被害率を示したものである。管種・管径によって、その埋設延長距離の大小にかなりの差があるので、被害率を同一に論ずることはできないが、同表より水道管被害率は石綿セメント管、塩化ビニール管、鋳鉄管、鋼管の順で減少していることがわかる。

以上より、宮城県沖地震による地中埋設管の被害の傾向を以下のように要約することができる。

- 1) 埋設管被害は宅地造成地、丘陵地、その内でも特に切土・盛土の境界部分で多く発生している
- 2) 管種別にみた場合、石綿セメント管に多くの被害が発生しており、鋼管の被害はほとんどみられない。
- 3) 管径別被害では、 $\phi 75$ mm~ $\phi 125$ mmの小さな管で多くの被害が発生している。

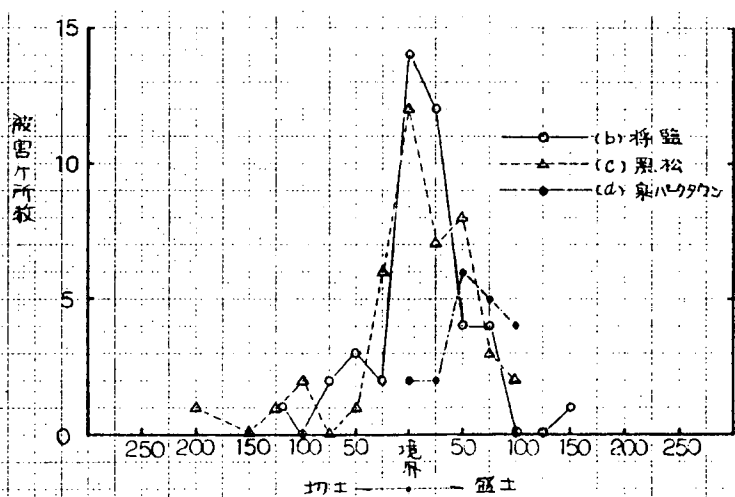


図-1 水道管被害に対する盛土・切土・境界の与える影響
(片山恒雄他、1978年宮城県沖地震による都市域に於ける被害と復旧—土木施設(その1)—)

4.1.2 浦河沖地震被害分析

表-4は浦河沖地震における浦河町の水道管の管種別被害率を示したものであり、表-5は管種、管径別の被害集計表である。

表-4、5より被害の傾向を要約すると以下ようになる。

- 1) 被害率では、塩化ビニール管及び鋼管が高い値を示している。ただし鋼管については管路延長が極端に短かいために、データの信頼性は低い。
- 2) 被害の7割以上が $\phi 75$ mm以下の給水管である。

表-4 浦河町上水道埋設管(本管)の被害率(浦河町提供の被害データより)

	石綿セメント管	塩化ビニール管	ダクタイル管 (8.鉄鋼管)	鋼管	合計
被害箇所数	24	41	3	1	69
埋設管総延長(km)	17.804 (19.449)	7.924 (52.593)	6.292 (5.299)	(0.197)	34.02 (34.447)
被害率 (箇所/km)	1.35 (1.22)	4.13 (3.09)	0.48 (0.57)	(5.08)	2.03 (1.79)

埋設管総延長は、都市計画図(縮尺1/5000)からデジタイザーで解説。

()は、日本ダクタイル鉄管協会技術部管内委員会報告より。

表-5 浦河町水道埋設管(本管・給水管)の単統集計

管径	管種	町名	浦河町	川東町	緑町	築地町	高平町	汐見町	浜町	常盤町	旭町	入道町	東町	入道町	小計
75	石綿セメント管														0
	塩化ビニール管		11	1	1	1		1	1	6	1	1	61	6	91
	ポリ塩化ビニール管									3	1		3		8
	鋼管		1								3		2	5	11
	ダクタイル管														0
	分岐ワドル														0
75	石綿セメント管		5							1	6		10		22
	塩化ビニール管		3					1		1			8		13
	ポリ塩化ビニール管														0
	鋼管														0
	ダクタイル管														0
	分岐ワドル														0
150	石綿セメント管							1	1				1		3
	塩化ビニール管														0
	ポリ塩化ビニール管														0
	鋼管														0
	ダクタイル管														0
	分岐ワドル														0
300	石綿セメント管														0
	塩化ビニール管														0
	ポリ塩化ビニール管														0
	鋼管														0
	ダクタイル管														0
	分岐ワドル														0
小計			20	1	2	1	1	3	1	12	11	1	86	12	151

(浦河町提供の被害データより)

4.1.3 まとめ

以上、宮城県沖、浦河沖両地震における地中埋設管の被害分析を行ったが、鑄鉄管と鋼管の被害危険度が低いこと、及び切土、盛土境界部における被害危険度の高いことが確認された。地中埋設管の地震被害危険度予測手法の開発のためには、被害危険度を予測する上で、支配的な要因になると思われる地盤条件と被害との関係について今後さらに検討を進める必要があると思われる。

4.2 地中埋設管路の重要度評価手法の検討

4.2.1 ネットワークの信頼性に着目した重要度評価手法

上水道施設を需要点(ノード)と管路施設(リンク)よりなるネットワークと考え、ネットワーク全体の信頼性の向上を図るためには、各リンクの重要度を正しく把握する必要がある。ここでは、ネットワーク全体の信頼性に着目した重要度評価手法について検討を行ったものである。

図-2は、ここで提案する重要度評価手法の基本的な流れ図である。

流れ図の4)において選定されるノードとして以下のようなものが考えられる。

1. 連結確率が極端に小さいノード
2. 水が供給されない人口(需要点の総人口に非連結確率をかけたもの)が極端に大きいノード

また、補強前及び補強後のリンクの被災確率については、4.1にて述べた地震被害危険度より推定するものとする。

4.2.2 重要施設への連結性に着目した重要度評価手法

ここで提案する重要度評価手法は、あらかじめ設定した重要地点(病院施設、避難施設)への連結性を向上させるという観点から検討されたものである。

図-3はその流れ図である。

流れ図の4)において選定されるルートあるいはリンクとしては以下のようなものが考えられる。

1. 重要施設への距離が最短となるルート
2. 被災確率が最小あるいは最大となるルート
3. 供給水量が最大のルート
4. ネックとなっていることが明らかなリンク

4.2.3 地震後の住民生活への影響度に着目した重要度評価手法

本手法は、地震災害後、復旧時の需要者への影響程度を復旧量(人・日)と復旧率(復旧受益人口/総受益人口)で表現し、それをもとに復旧においてネックとなっているリンクを見出し、その補強を行うことにより、復旧の効率化を図ろうとするものである。

図-4はその流れ図である。

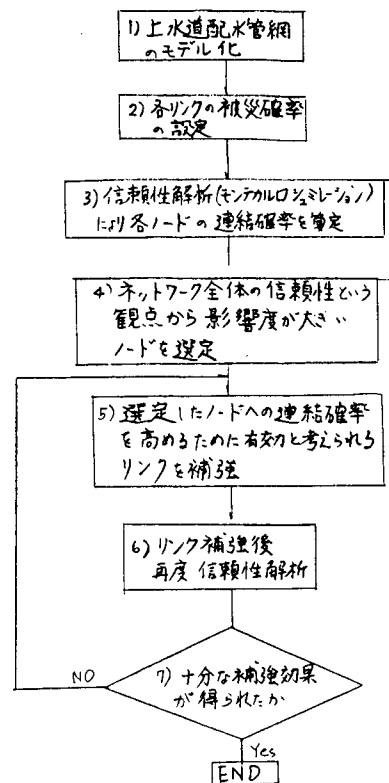


図-2 ネットワークの信頼性に着目した重要度評価手法の流れ図

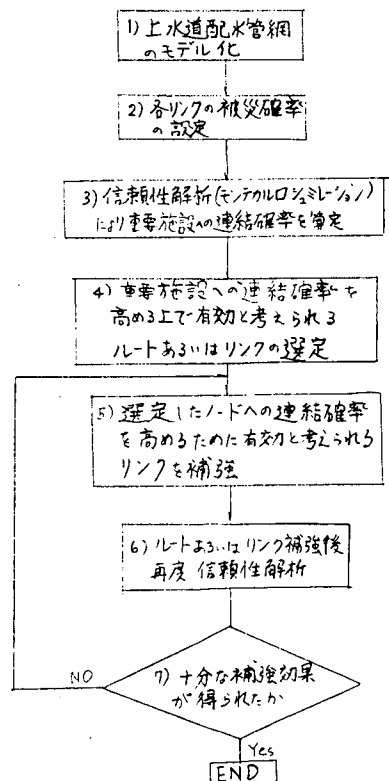


図-3 重要施設への連結性に着目した重要度評価手法の流れ図

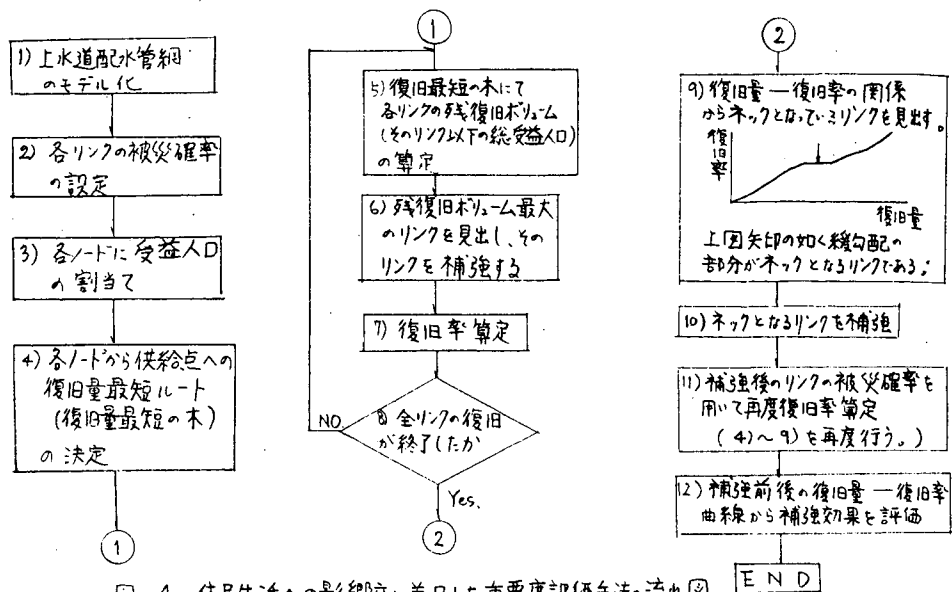


図-4 住民生活への影響度に着目した重要度評価手法の流れ図

流れ図においては、復旧は残復旧ボリュームの大きい順に行うとしているが、現実の上水道ネットワークに適用する際には、サービスアビリティの均一化をも考慮した総合的な判断が必要と考えられる。

4.2.4 まとめ

ここでは、上水道施設の配水管網を対象にしたライフライン施設の重要度評価手法を3種類提案したわけであるが、今後はこの3手法について、現実の上水道施設を用いたケーススタディーを実施し、その時点で発生した問題点の整理検討を行うとともに、必要に応じて改良を加えてゆく必要があると考えられる。

5. 今後の進め方

今後は以下のような検討を進める必要があると考えられる。

- 1) 地盤諸元及び地震諸元と埋設管地震時被害との相関性を明確にし、それをもとに埋設管地震被害予測手法を開発する。
- 2) 本研究で提案したライフライン施設の重要度評価手法を、実際の上水道配水管網に適用してケーススタディーを行う。
- 3) 埋設管の補強にあたり、補強箇所を選定手法、具体的な補強方法、補強効果の評価手法について検討を行う。
- 4) 地中埋設管路の補強効果を検証するために必要となる振動実験の項目、内容、条件等について検討するとともに、既往の実験例について調査を行い整理する。

参考文献

- 1) 片山恒雄他:「1978年宮城県沖地震による都市供給施設の被害と復旧」生産研究Vol.31, No.7, 1979
- 2) 日本サウタイル鉄管協会:「1982年浦河沖地震による水道管路被害調査」1982.10

10. 下水道管路施設の耐震性に関する研究 (下水道事業調査費)

耐震研究室 望 長 岩崎敏男
主任研究員 中島成男
後藤勝志
水庭健一

1. まえがき

下水道管路施設は1923年関東地震をはじめ、1964年新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震などによって被害を受けているが、これらの被害を通して特徴的にいえることは、下水道管路施設は大部分が地中構造物であるために被災箇所の把握が極めて困難であり、被害の発見と復旧に長時間を要する場合が多いことである。このため、下水道管路の、設計にあたっては適切な対策を講じ、耐震性向上を図る必要がある。前年度の調査によって、地震時の下水道管路施設被害は地盤急変部やマンホールとの接続部に集中することが明らかとなった。本年度は、地盤急変部に埋設された下水道管路を対象に、地震時挙動、耐震計算法について検討した。

2. 研究目的

下水道管路施設の耐震性向上を図るためには、耐震上問題となる要因をあらかじめ知り、所要の対策を講ずる必要がある。本調査は、地震時における下水道管路施設の挙動を把握し、これを通して下水道管路施設の合理的設計法の確立に資することを目的とする。

3. 研究方法

3.1 地盤急変部に埋設された下水道管路の地震応答解析

前年度の地震被害調査により、下水道管路施設の地震時被害は、マンホール接続部のほか地盤急変部に集中していることが明らかとなった。ここでは、地盤急変部の地震時挙動を解明するために、以下のような手順で解析を行った。

- 1) 解析用急変地盤モデルの設定
- 2) 急変地盤に埋設された下水道管路の地震応答解析
- 3) 解析結果の整理
- 4) 地盤急変度の定義づけ

3.2 継手相対変位量の算定

下水道管路に継手を設置した場合の、地盤急変度と継手相対変位量との関係について、以下の手順で検討を行った。

- 1) モデル地盤の設定
- 2) 地震応答解析による継手相対変位量の算定
- 3) 解析結果の整理

3.3 地盤急変部に埋設された下水道管路の耐震計算法

ここでは、継手の効果に着目した、地盤急変部の下水道管路の耐震計算法についての基本的な考え方を示した。

4. 研究内容

4.1 地盤急変部に埋設された下水道管路の地震応答解析

4.1.1 解析モデルの設定

地震応答解析に用いた解析モデルは図-1の如く、表層地盤厚、地盤せん断波速度、基盤勾配を適宜変化させた全24ケースとする。

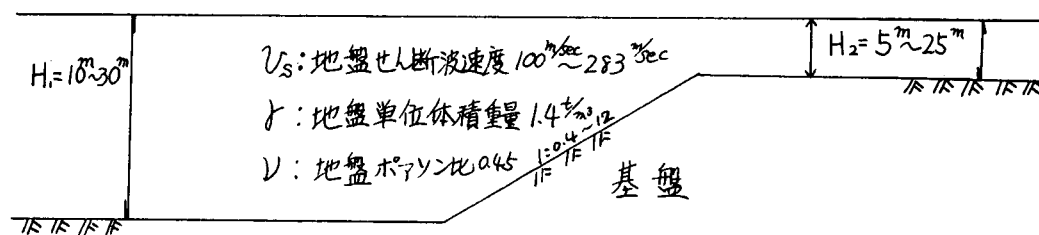


図-1 解析に用いたモデル地盤

埋設管は $\phi 2,000\text{mm}$ の鉄筋コンクリート管(断面積 $A = 1.196\text{m}^2$, 断面二次モーメント $I = 0.712\text{m}^4$, ヤング率 $E = 2 \times 10^4\text{kg/cm}^2$)とし、土被り厚は 2.0m とした。

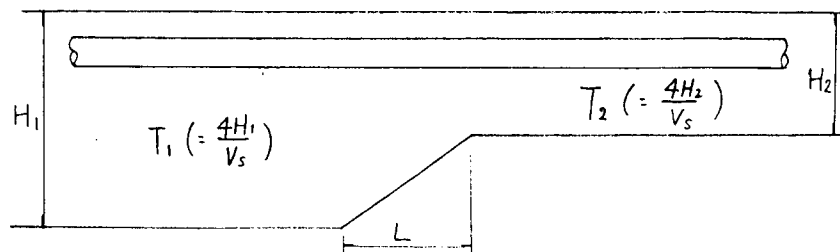
4.1.2 地震応答解析

前節で作成された急変地盤モデルを用いて地震応答解析を行った。解析に使用したプログラムは当研究室で開発した「地中構造物応答解析プログラムDAST-1」である。同プログラムの仕様及び内容については、文献1)・2)に詳しく記されているので、ここでは省略する。入力地震動は、1978年宮城県沖地震($M=7.4$)の際に樽水ダム(震央距離: 119km)の基礎岩盤上、ダム軸方向で記録された地震波(最大加速度 236gal)を用いた。入力加速度の最大値は基盤面で 100gal とした。また地震動の入力方向は管軸方向と管軸直角方向の2方向を考慮した。地盤の減衰定数は 0.2 とした。

解析結果を表-1に示す。

表-1 地震応答解析結果

ケースNO.	H ₁ (m)	H ₂ (m)	L(m)	V _s (%)	T ₁ (sec)	T ₂ (sec)	T ₁ -T ₂ (sec)	N _{max} (t)	M _{max} (t-m)	軸ひずみ(×10 ⁻⁴)	曲げひずみ(×10 ⁻⁴)
1	10.0	5.0	10.0	100	0.40	0.20	0.20	181	21	76	18
2	25.0	5.0	"	"	1.00	0.20	0.80	692	82	288	68
3	12.5	10.0	"	"	0.50	0.40	0.10	166	16	69	13
4	15.0	10.0	"	"	0.60	0.40	0.20	307	31	128	26
5	20.0	10.0	"	"	0.80	0.40	0.40	548	54	229	45
6	25.0	10.0	"	"	1.00	0.40	0.60	690	66	288	55
7	25.0	15.0	"	"	1.00	0.60	0.40	517	42	216	35
8	30.0	15.0	"	"	1.20	0.60	0.60	650	54	271	45
9	25.0	20.0	"	"	1.00	0.80	0.20	247	19	103	16
10	30.0	25.0	"	"	1.20	1.00	0.20	192	13	80	11
11	15.0	5.0	"	141	0.42	0.14	0.28	295	33	123	27
12	15.0	5.0	"	200	0.30	0.10	0.20	163	19	68	16
13	15.0	5.0	"	283	0.21	0.07	0.14	82	10	34	9
14	30.0	5.0	"	100	1.20	0.20	1.00	738	87	308	72
15	30.0	5.0	"	141	0.85	0.14	0.71	781	84	326	70
16	30.0	5.0	"	200	0.60	0.10	0.50	639	67	267	56
17	30.0	5.0	"	283	0.42	0.07	0.35	416	47	174	39
18	15.0	5.0	3.0	100	0.60	0.20	0.40	425	45	177	37
19	15.0	5.0	5.0	"	"	"	"	426	48	178	40
20	15.0	5.0	10.0	"	"	"	"	422	49	176	41
21	15.0	5.0	20.0	"	"	"	"	401	39	167	32
22	15.0	5.0	40.0	"	"	"	"	364	29	152	24
23	15.0	5.0	60.0	"	"	"	"	339	26	141	21
24	10.0	5.0	120.0	"	0.40	0.20	0.20	87	2	36	2



4.1.3 地盤急変度の定義づけ

地盤条件の変化の度合い(以下「地盤急変度」と称す)を表わすパラメーターとして、表層地盤厚の変化、基盤の傾斜角、地盤性状の変化等が考えられる。ここでは、それらすべての変化を同時に考慮しうるものとして表層地盤の固有周期の変化をとりあげ、前節で計算された埋設管ひずみとの対比を行ってみた。表層地盤の固有周期の変化を表示する方法としては、深い方の表層地盤の固有周期(T_1)と浅い方の表層地盤の固有周期(T_2)との比 $R_T (=T_1/T_2)$ をとる方法、あるいは差 $D_T (=T_1 - T_2)$ をとる方法が考えられるが、図-2、図-3より明らかなように、地盤急変度として固有周期差 D_T を用いることによって、埋設管ひずみとの相関性を見出すことができた。

以上より、地盤急変度は表層地盤の固有周期の差 D_T によって表示することが可能と考えられる。

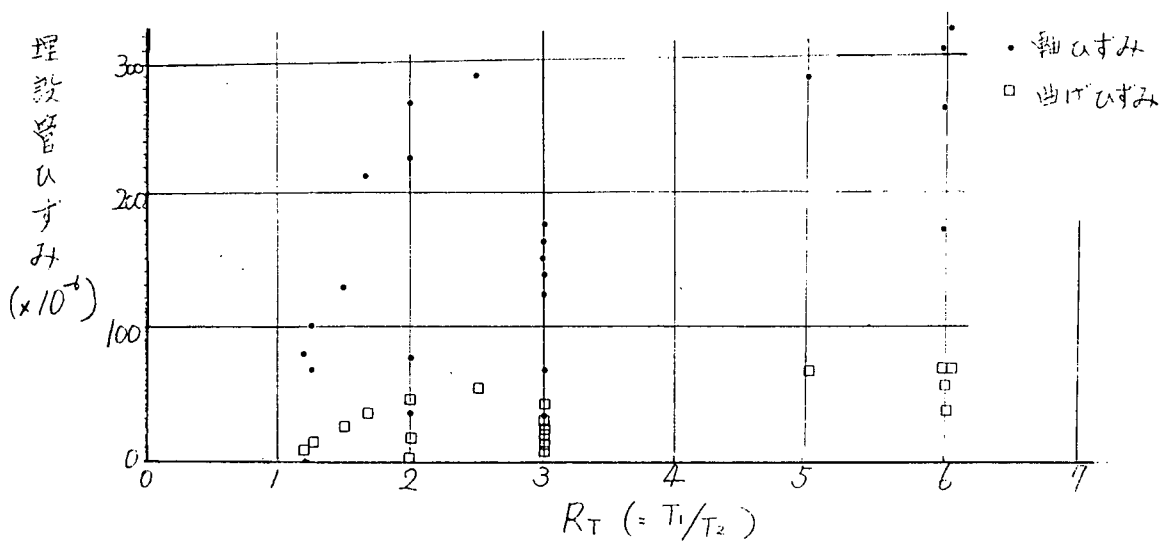


図-2 表層地盤固有期比と埋設管ひずみとの関係

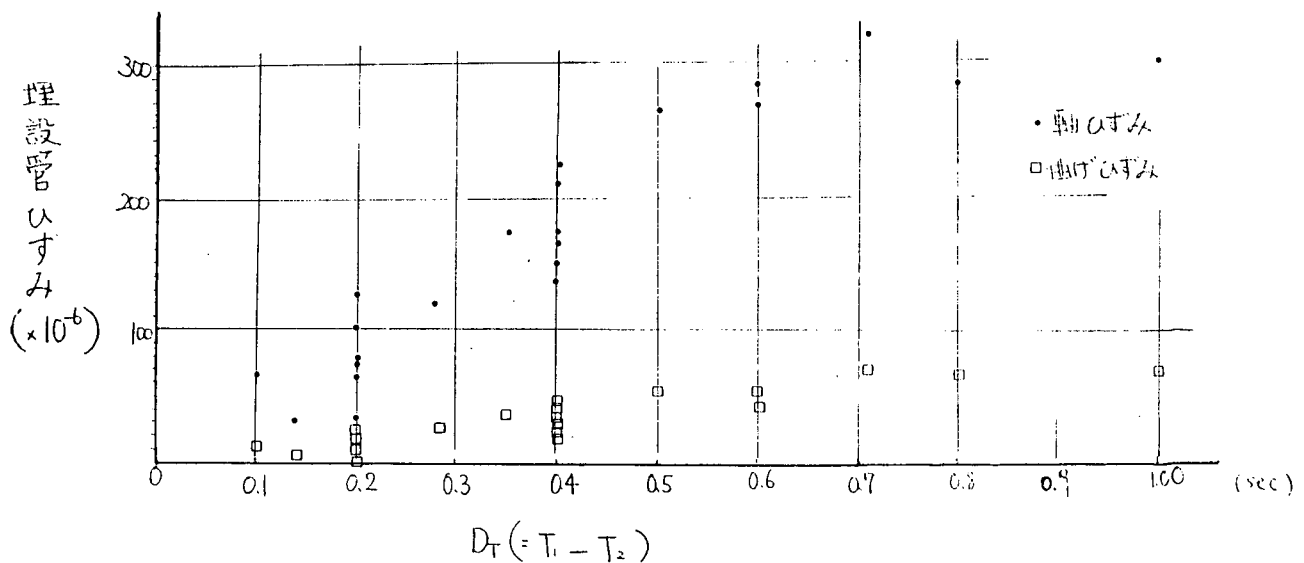


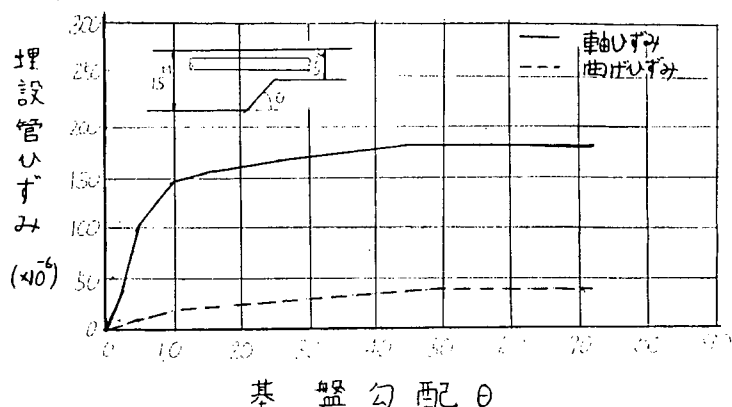
図-3 表層地盤固有周期差と埋設管ひずみとの関係

4.2 継手相対変位置の算定

地盤急変部に埋設された下水道管路の耐震性を向上させる方法として、伸縮性能を有する継手の設置、管本体の補強、基礎の補強、地盤改良等が考えられるが、効果・工費・施工性からみて継手の設置による方法が最適と考えられる。ここでは、地盤急変度と地震時継手相対変位置との関係を明確にするために、引続き地震応答解析を行った。

4.2.1 解析モデルの設定

解析モデルの設定にあたって図-4の如く基礎傾斜角と埋設管ひずみとの関係を図示してみた。図より基礎傾斜角が 45° 以上にて、ひずみは一定値を示すことが明らかとなった。つまり、基礎傾斜角を 45° に設定すれば、最大ひずみを得ることができるといえる。そこで、解析モデルの基礎傾斜角は 45° に固定した。表層地盤厚は深い方で $7.5\text{m} \sim 60\text{m}$ 、浅い方で $5\text{m} \sim 37.5\text{m}$ 、その他の条件は4.1.1の解析モデルと同様とした。ただし埋設管は、ヒューム管長 2.43m 間隔で設けられた継手位置にて完全に切り離された不連続の線状構造物と仮定した。



4.2.2 地震応答解析による継手吸収変位置の算定

解析で使用した入力地震波は4.1.2で使用した樽水ダム地震波の他に下記2地震波を使用した。

地震名	発生年月日	観測地	方向	マグニチュード	震央距離	最大加速度
十勝沖	1968.5.16	八戸港	NS	7.9	190 km	145 gal
根室半島沖	1973.6.17	静内橋 (GL-40)	橋軸	7.4	305	45

解析結果は図-5の通りである。

図より、固有周期差で表示される地盤急変度が大きい程、地震時継手相対変位が大きくなることがわかる。

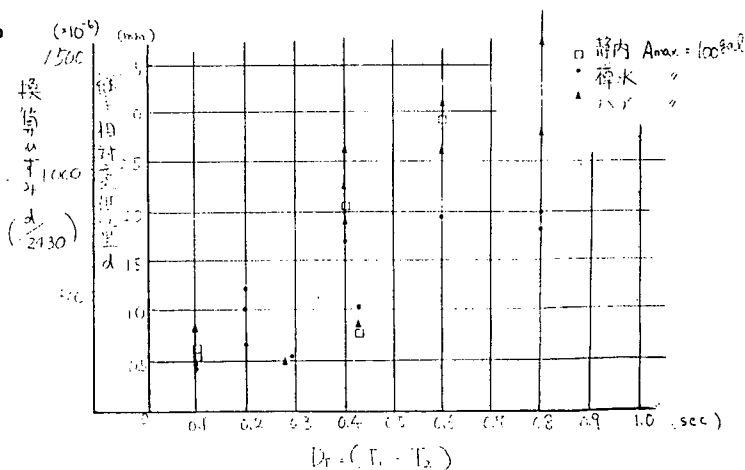


図5 地盤急変度、継手相対変位

4.3 地盤急変部に埋設された下水道管路の耐震計算法

図-6 は地盤急変部に埋設された下水道管路の耐震計算に関して基本的な考え方を示したものである。

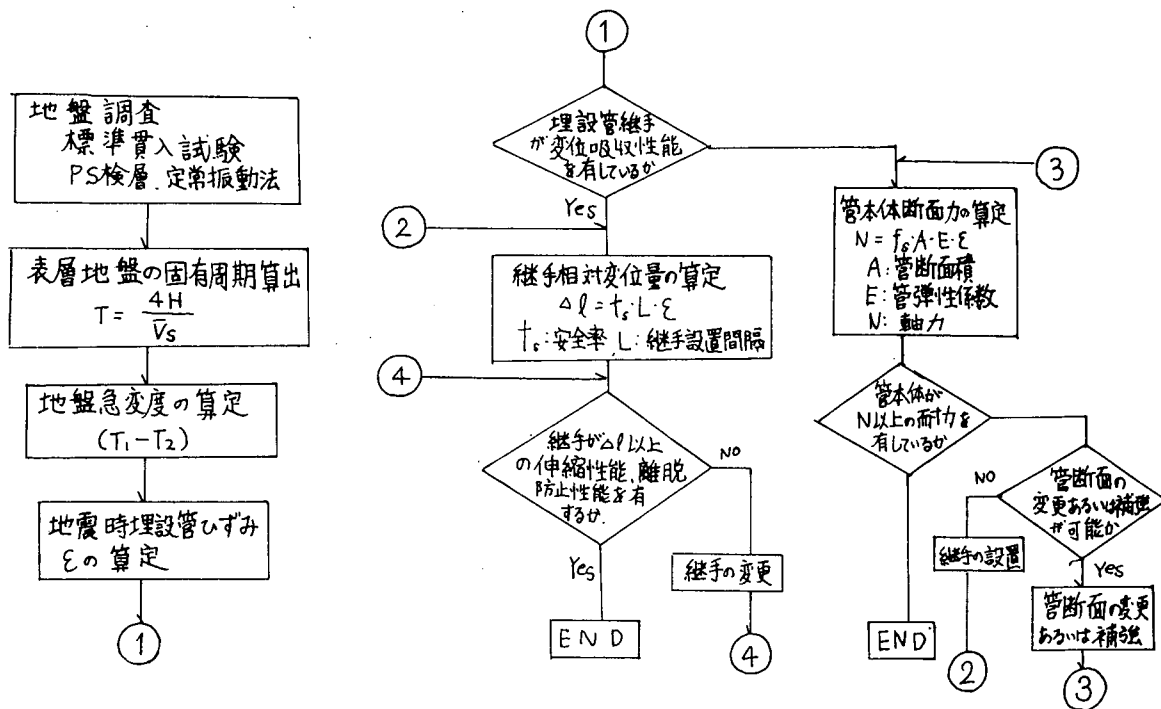


図-6 地盤急変部の下水道管路耐震計算流れ図

4.4 まとめ

以上の解析により明らかとなった地盤急変部に埋設された下水道管路の地震時挙動を要約すると以下のようなもの。

- 1) 地盤急変部に埋設された下水道管路の地震時ひずみ及び継手相対変位量は、表層地盤の固有周期差(D_f)で表示される地盤急変度の関数として表示される。一般に D_f が大きい程、ひずみと相対変位量が大きくなる。
- 2) 地震時埋設管ひずみは、曲げひずみよりも軸ひずみが卓越する。
- 3) 地震時埋設管ひずみは基盤傾斜角が 10° 付近までは急増し、 10° を越すと増加の勾配は緩やかとなり、 45° 付近にて最大値に達する。

5. 今後の問題点

本解析によって、地盤急変部に埋設された下水道管路の地震時挙動の一部を知ることができたわけであるが、今後は管本体、継手、並びにマンホールとの接続部の地震時挙動に関して動的実験をも含めた詳細な検討を行いそれをもとに下水道管路施設の耐震設計法の確立を進めてゆく必要がある。また管路のみならず、ポンプ場・処理場等の各種の拠点施設についても耐震性の検討が必要である。参考文献) 栗林他「処理トンネルの軸線上の断面力及び変位の地震応答解析法に関する研究

土研資料第1193号 52.3

2)栗林他「地中構造物の地震応答解析プログラムDAST-1仕様書その2」土研資料第1312号533

11. 道路及び沿道施設の地震被害予測に関する試験調査 (道路事業調査費, 試験調査)

耐震研究室 室 長 岩崎敏男
主任研究員 中島威夫
研究員 萩原良二
小山達彦
吉田武史

1. まえがき

地震災害が道路の機能に影響を与える要素としては、道路本体の被害に加えて、道路の付帯設備と沿道にある近接構造物のいわゆる沿道施設の被害がある。本調査では道路本体に関して杭基礎をもつ道路橋をとりあげ、その構造条件と地盤条件が地震応答に与える影響を調査した。また沿道施設に関しては、道路交通を阻害する可能性のある沿道施設の種類を抽出し、その被害予測手法の調査を行った。

表-1 地盤条件

2. 調査目的

地震後の道路機能の確保対策を考える上で必要となる道路および沿道施設の地震被害予測手法を導くことを目的とする。

3. 調査方法

3-1 杭基礎に支持された橋の地震応答特性

杭基礎に支持された橋脚をもつ道路橋を対象として地震応答解析を行い、地盤条件、構造条件を変化させて地震応答特性を調査した。地盤条件は表-1に示す我国における典型的な3種類を想定した。橋脚の構造条件は表-2に示すように典型的な9種類を想定した。解析モデルは図-1に示すような集中質点系モデルを設定した。解析に用いる入力地震力は、道路橋示方書・耐震設計編に示されている277成分の平均応答スペクトルとし、基盤面で最大100galの加速度を入力した。地盤を弾性体と仮定し、減衰定数を5%とした場合、および大振幅が生じる状態を考慮基礎の周辺地盤の塑性を考慮して減衰定数を20%とした場合の2ケースの計算を行った。

地盤特性	3種地盤	4種地盤	
地盤特性値 T_g	0.5 sec	0.7 sec	0.9 sec
内部摩擦角 ϕ	20°	5°	0°
粘着力 c	5 $\frac{kg}{cm^2}$	3 $\frac{kg}{cm^2}$	3 $\frac{kg}{cm^2}$
地震時の地盤特性値 T_g^*	0.62 sec	0.88 sec	1.13 sec
地震時のせん断弾性波速度 $V_s^* = (4H/V_g^*)$	129 m/sec	91 m/sec	71 m/sec
地震時のせん断弾性係数 $G_s^* = (V_s^*)^2 \rho$	306 $\frac{kg}{cm^2}$	152 $\frac{kg}{cm^2}$	92 $\frac{kg}{cm^2}$
微小ひずみ振幅領域におけるせん断弾性波速度 $V_s = (4H/V_g)$	160 m/sec	114 m/sec	89 m/sec
平均N値 $N^* = (V_s/90)^3$	6	2	1
変形係数 $\alpha E_0 = \alpha \cdot 28N$	33.6 $\frac{kg}{cm^2}$	11.2 $\frac{kg}{cm^2}$	5.6 $\frac{kg}{cm^2}$
基盤	$V_s^* = 300 \frac{m}{sec}$ $\alpha E_0 = 500 \frac{kg}{cm^2}$		

表-2 橋脚の構造条件

	上部構造重量 W_k (t)	橋脚本体の高さ h_p (m)	フーチングの高さ h_b (m)	橋脚断面の (幅軸方向) b_0 (m)	杭本数 n (本)	橋脚長さ (m)
3径間 固定 橋脚 (A)	900.0	10.0	2.5	2.5	18	1
	900.0	15.0	2.7	2.7	24	2
	900.0	20.0	3.0	3.0	32	3
3径間 固定 橋脚 (B)	2700.0	10.0	2.5	2.5	18	7
	2700.0	15.0	2.7	2.7	24	8
	2700.0	20.0	3.0	3.0	32	9
単桁 橋脚	300.0	10.0	1.6	2.0	11	4
	300.0	15.0	1.8	2.2	16	5
	300.0	20.0	2.0	2.5	25	6

3-2 道路交通を阻害する可能性のある沿道施設の種類および被害予測手法

既往の大地震(1975年大分県中部地震, 1978年宮城県沖地震, 1978年伊豆大島近海地震等)による道路の被害状況を参考として, 地震によって道路交通が阻害される可能性のある沿道施設を抽出し, これに関する被害予測手法を示しその適用性を調査する。

4. 調査結果

4-1 杭基礎に支持された橋の地震応答解析結果

277成分平均応答スペクトルを入力した動的応答値の修正係数法による計算結果に対する倍率を図-2に示す。図-2(a)は地盤を弾性体とした場合で, 橋の固有周期が地盤の固有周期に近づいた状態にある橋脚の動的応答は, 修正係数法による計算値に比べてかなり大きな倍率になっている。地盤反力の低下と減衰定数の増加を考慮した場合の動的応答倍率を図-2(b)に示す。図-2(a)に比べて同様の傾向を示してはいるが, 大振幅となった橋脚の応答は小さくなっている。地盤の固有周期が中程度(0.5~0.7sec)の橋脚では, 応答の減少は大きくはないが, 地盤の固有周期が長い(0.8sec)橋脚で顕著な減少がみられる。以上のことから地盤の固有周期と橋の固有周期がともに中程度の値で近似している場合は, 地盤と橋の動的相互作用を考慮した応答に対して十分な強度やじん性を有していることを照査する必要があるものと考えられる。

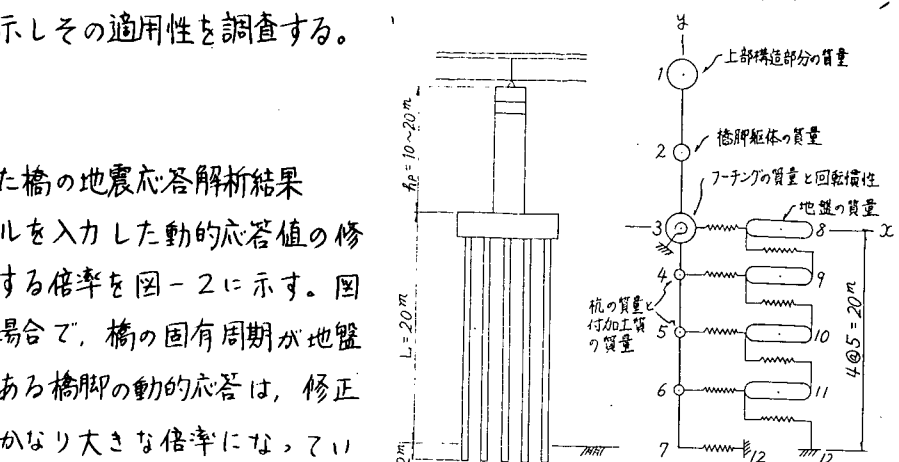
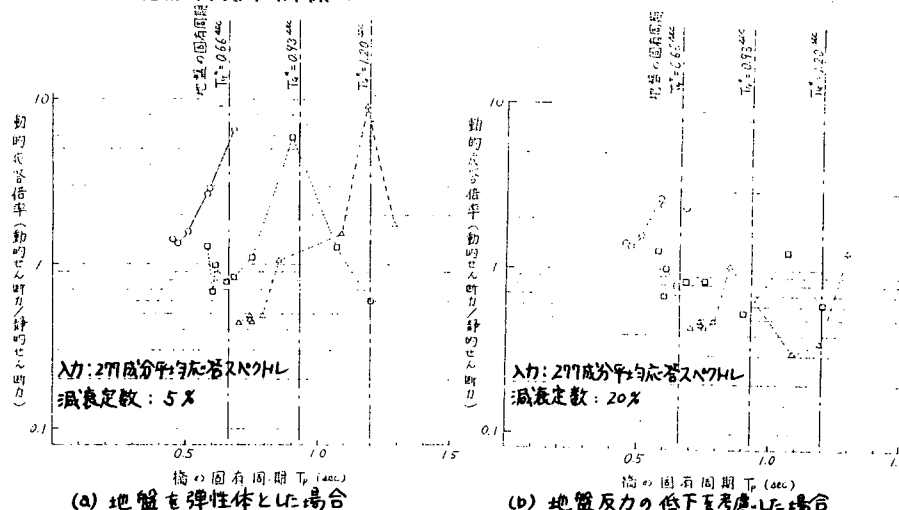


図-1 地盤応答解析モデル



(a) 地盤を弾性体とした場合

(b) 地盤反力の低下を考慮した場合

図-2 静的計算結果に対する動的解析結果の倍率

と橋の動的相互作用を考慮した応答に対して十分な強度やじん性を有していることを照査する必要があるものと考えられる。

4-2 既往の沿道施設被害予測手法

地震によって道路交通を阻害する可能性があると思われる沿道施設の被害予測手法の現状を表-3に示す。斜面・土留め, フロック塀および地下埋設物については, 被害例が多いため, これに対する被害予測手法を示すことができた。しかし, 煙突, 落下物, 立木, 電柱などは, 被害による道路交通に対する影響が軽微なため, 被害予測手法は示していない。

表-3 沿道施設の被害予測手法の現状

沿道施設	斜面・土留め	建築物	フロック塀	地下埋設物	危険物貯蔵	煙突	落下物	立木	電柱	信号機	橋脚・橋
被害例の多さ	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多	多
被害予測手法の有無	有	有	有	有	有	有	有	有	有	有	有
文献数	3	2	1	5	0	0	0	0	0	0	0
目的変数	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率
手法	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率	被害率
適用性	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

12. 地震後の交通確保に関する試験調査 (道路事業調査費, 試験調査)

耐震研究室 室長 岩崎敏男
主任研究員 中島威夫
後藤勝志

1. まえがき

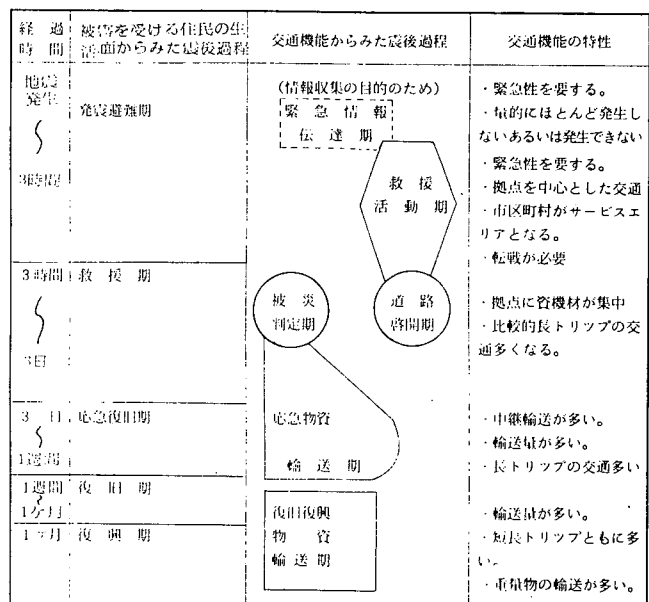
道路は地震後の救援復旧等のための交通路として重要な役割を担っている。地震後の道路交通需要に見合った機能を確保するために、地震後の交通需要を予測し、道路交通機能の充足の度合をあらかじめ検討する必要がある。このため、本年度は、地震後の段階に発生する交通需要、確保すべき交通機能を把握し、これを考慮した最適復旧モデルに関する調査を行った。

2. 調査目的

地震後の必需交通機能、交通需要を把握し、震後交通の最適復旧モデルに関する調査を行い、震後の道路交通確保の評価手法について検討する。

図-1

交通機能からみた震後過程



3. 調査方法

以下の項目について調査した。

- ① 震後の道路交通機能の把握
- ② 道路交通の連結性に着目した評価手法
- ③ 道路交通の確実性に着目した評価手法
- ④ 道路交通の大量性に着目した評価手法

4. 調査結果

4.1 震後交通機能の把握

震後過程の段階は交通機能の視点からみて、

図-1に示す6時期に分けてみた。道路交通機能からみた震後過程においては、道路啓開期、応急物資輸送期、復旧復興物資輸送期の3期に分類し、これらの3期に対応した交通機能の復旧シミュレーションモデルを、表-1の3モデルを用いて評価した。

表-1 期別の評価モデル

期別	震後時間と評価	評価モデル
I 期	～ 3日	・市町村間の連結性→復旧の順位付け ・復旧ルート選定モデル
II 期	3日後を対象とし1週間後を評価する	・ある程度の量的評価→復旧活動 ・緊急輸送のみを考える→生命・社会秩序の維持
III 期	1週間後を対象とし1ヶ月後を評価する	・一般交通の処理→量的な評価

4.2 道路交通の連結性に着目した評価手法

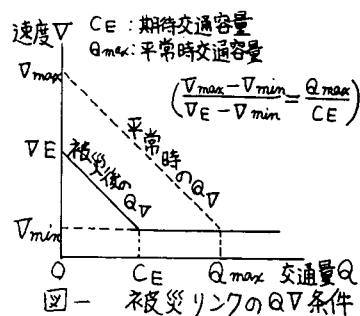
道路啓開期は、住民の生命の維持に係わる輸送のための迅速性を重視し、いずれの市町村をとっても他の市町村と何らかの形で連結していることが重要である。ここでは、生活圏内の各市町村と多くの機能保持施設を有する拠点都市との連結性、および、拠点都市間（生活圏内）ならびに拠点都市と県外の連結性について評価を行った。

評価モデルとして対象とする要素は、盛土、切土、斜面、橋梁、トンネルの4つを考え、要素の耐震性ではA・B・Cの3つのランクに分け、要素種別ランク別に被害確率を一律に設定した。評価は、リンク（道路区間）内の要素の導通確率の積よりリンクの導通確率を表現した。また、市町村間を結ぶ道路についてモルート間のリンクの導通確率の積より表現した。さらに、優先復旧ルートを選択において、各ルートの距離や市町村の人口を評価に取り入れた。

4.3 道路交通の確実性に着目した評価手法

応急物資輸送期では、一般交通を規制した状態で緊急輸送のみに着目するが、復旧活動に伴うある程度の量を持つ輸送も発生する。したがって、リンク容量を考えたリンク期待交通容量、期待輸送時間について、リンクのQV条件の確率変化に従った評価を行った（表-2）。

評価に用いた要素の耐震性ランクは前項と同じく、要素の被害は不通・通行制限、通行可能の3レベルで設定した。また、応急物資輸送期の〇表を作成し、ネットワークで需要配分を用いて、リンク混雑度（リンク交通量／期待交通容量）、総走行台時間、および到着ゾーン別走行台時増加率（被災後の走行台時／平常QV条件での走行台時）を指標として算定を行った。以上の指標より、輸送ルートや復旧順序の検討、輸送等の確実性の評価を行った。



4.4 道路交通の大量性に着目した評価

復旧復興物資輸送期では、道路ネットワークの能力として単に連結していたり、確実に現場に到着できるだけでなく、大量の交通の処理が要求される。したがって、この期ではネットワークの量的処理能力を評価指標として、交通工学の交通量配分モデルを応用して最適復旧案を抽出することとした。

評価モデルや期待交通容量算定モデルは、確実性に着目した評価とほぼ同じであるが、〇表として平常時の〇表をネットワークに分割配分することにより一般交通の処理についても評価した。以上から評価の指標として、リンク混雑度、総走行台時間、総走行台キロ、市町村間所要時間の算定を行った。

5. 今後の問題点

今回、道路交通の連結性、確実性、大量性等に着目したいくつかの評価手法を検討した。今後は、これらの評価手法を用いてケーススタディーを行うと共に、復旧資材（機材、人員）の制約、交通規制の評価、投資額と復旧効果などの諸因子を考慮したモデルに発展させていく必要がある。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：「既往地震における震後の交通確保に関する調査」 土研資料1854 1982.7

13. 耐震調査 (橋に関する試験調査)
(道路事業調査費, 大規模特許事業計画調査)

耐震研究室 室長 岩崎敏男
研究員 萩原良二
研究員 大日方尚己
小山達彦
吉田武史

1. まえがき

鉄筋コンクリート橋脚に関する静的載荷実験による耐震性の調査はかなり見られるが, 地震荷重のような動的荷重が作用した場合の, RC橋脚の耐力を調査した例は数少ない。ここではRC橋脚の動的耐力を部材耐震強度実験施設を用いて動的加振実験により調査し静的耐力と比較した。

2. 研究目的

RC橋脚の軸方向鉄筋量に着目して, RC橋脚の耐震性検討の基礎となる動的耐力について調査し, 静的耐力と比較することを目的とする。また大規模橋梁の耐震設計上の諸問題等について調査する。

3. 研究方法

図-1に示すRC橋脚模型を用いて静的および動的実験を行った。供試体は表-1に示す3タイプとし, 静的実験, 動的実験各1体ずつ計6体とした。引張鉄筋比 P_t は, 一般橋脚を対象とした $P_t = 0.5\%$ を中心とし 1.0% , 0.25% の3種とした。

載荷は初めは荷重制御とし, 主鉄筋降伏後は降伏変位の整数倍の変位制御とした。動的載荷の入力波形は, 速度振幅一定($V=25\text{cm/sec}$)の正弦波入力とした。なお同一変位での載荷くり返し回数は10回とした。

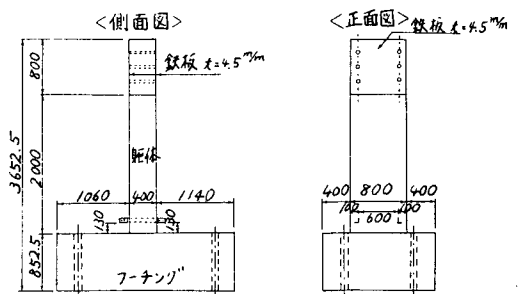


図-1 模型一般図

表-1 模型の概要

4. 研究結果

各実験で得られた荷重-変位曲線の包絡線を図-2, 図-3に示す。なお, 動的実験の結果には慣性力の影響を考慮して実験荷重を補正している。また, 各供試体の載荷実験結果をまとめて表-2に示す。

今回の実験結果より, 軸方向鉄筋量の違いによる耐力と,

供試体 タイプ 鉄筋関係	静的・動的 各1体		
	A	B	C
引張鉄筋比(P_t)	1.0%	0.5%	0.25%
帯鉄筋間隔	20cm	20cm	20cm
帯鉄筋比(P_w)	0.08%	0.08%	0.08%
せん断支間比	6.9	6.9	6.9

じん性の関係、載荷速度の影響について以下のことがわかった。

4.1. 軸方向鉄筋量と耐力の関係

P_t の異なる3供試体の耐力とじん性について比較して見ると、じん性率は供試体 $A = 4$, $B = 6.7$, $C = 11.7$ となっており鉄筋量の少ないものほどじん性は高い。しかし終局耐力から見ると耐力は $A > B > C$ の順である。

コンクリートの破壊性状について見ると、 A ・ B 供試体は斜めクラックの発生に伴いコンクリートの圧壊・鉄筋座屈といったパターンであったのに対し、 C 供試体は斜めクラックが発生せず、躯体底部の曲げクラックが大きく進行し、鉄筋がせん断により切断された。

4.2 載荷速度の影響について

荷重-変位曲線の包絡線と耐力について、静的と動的実験を比較して見ると、両者にはほとんど差がないものの終局荷重・じん性率とも動的の方が大きめに現れており、終局荷重で4~5%、じん性率で5~15%程度大きくなっている。

コンクリートの破壊性状について比較して見ると、 A 供試体では静的実験時に側面一面のみにコンクリートの圧壊が見られたが、動的実験時には両面が圧壊した。 B ・ C 供試体は静的・動的とも良く似た破壊性状であった。

上記の外、隣接橋の耐震性の調査等を行った。

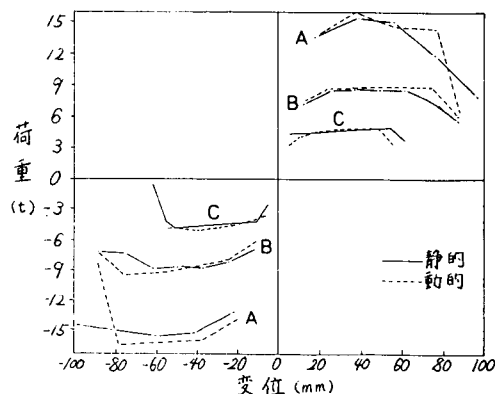


図-2 荷重-変位包絡線

$n = 1$

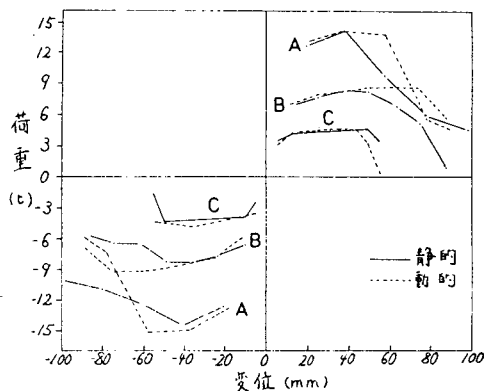


図-3 荷重-変位包絡線

$n = 10$

5. 今後の問題点

今回のRC橋脚模型載荷実験では、引張鉄筋比が3種と少なかつたため、 P_t と耐力の関係について詳細な結果は得られなかった。しかし、構造形式の違いによる耐震性の関係がある程度明らかになった。

RC橋脚の動的実験データはまだ少なく、各種構造形式のRC橋脚を対象とした動的載荷実験による耐震性調査を行って行く必要がある。

表-2 各供試体の載荷実験結果一覧表

実験 供試体	静的実験			動的実験		
	A $P_t = 1.0\%$	B $P_t = 0.5\%$	C $P_t = 0.25\%$	A $P_t = 1.0\%$	B $P_t = 0.5\%$	C $P_t = 0.25\%$
降伏荷重 P_y (ton)	13.6	7.2	4.2	13.7	7.4	3.4
終局荷重 P_u (ton)	15.4	8.8	4.8	16.0	9.0	5.0
P_u/P_y	1.13	1.22	1.14	1.16	1.22	1.47
降伏変位 δ_y (mm)	19.0	12.0	5.0	19.0	12.0	5.0
終局変位 δ_u (mm)	66.0	77.0	58.0	78.0	81.0	—
じん性率 δ_u/δ_y	3.47	6.41	11.7	4.1	6.8	—

14. 耐震調査(トンネルに関する試験調査) (道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)

耐震研究室 室長 岩崎 敏男
研究員 大日方尚巳
干場 良信

1. まえがき

沈埋トンネルの合理的な耐震設計法を確立するために, 昭和53年度より各種調査を行っているが, 今年度は以下の2つの課題について調査を行った。

1) 堤防近接道路トンネルの模型振動実験

夕摩川堤防に近接して今後計画されるトンネルが堤体の耐震性に及ぼす影響について, 昨年度の数値解析結果を踏まえ, 模型振動実験により調査を行った。

2) 沈埋トンネルの地震応答解析モデルに関する検討

表層地盤解析における高次モードの影響, トンネルの解析における構造物の質量のとり方, 及び地盤とトンネルを結ぶバネの設定法の違いが応答値に及ぼす影響について調査した。

2. 調査目的

大規模特殊事業に関連する道路網上において沈埋トンネルと関連構造物との耐震安全性を評価し, それらの構造物の合理的な耐震設計法を確立することを目的とする。

3. 調査方法及び結果

3.1 堤防近接道路トンネルの模型振動実験

図-1の実験概要に示した夕摩川堤防を対象に, 大型振動台(6m×8m)を使用して, トンネルの有無, トンネル位置の違いに着目した3ケースについて, 堤体内の加速度の変化を模型振動実験により調査した。また, この実験結果をFEM(FLUSH)を用いてシミュレーション解析を行い, 比較検討を行った。

原 型	模 型 材 料	相似律 (原型/模型)	No.	解析ケース	入力波
地 盤	アクリルアマイド 系グラウト剤	長さ 50 密度 1.8	1	トンネル無し	ランダム波
トンネル	銅 板	時間 2	2	トンネル10m離れ	開北橋記録 板島橋記録
			3	トンネル0m離れ	八戸港記録

実験結果の要点は次のとおりである。

- ① 堤体は地盤のせん断振動としての卓越振動数の他に堤体自身の固有振動数を持つ。
- ② トンネルの設置により地盤のせん断一次振動による堤体の卓越振動数

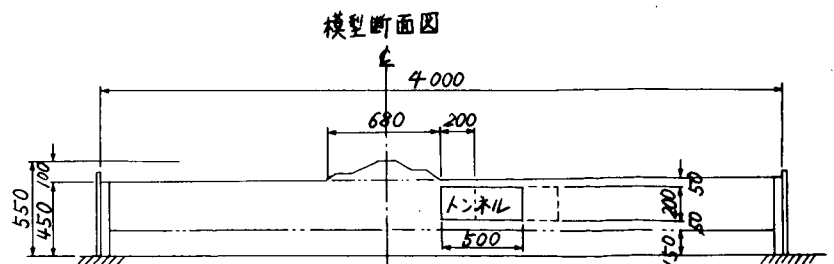


図-1 実験概要

が10%程度高サイクル側へ移る。この現象はトンネル位置に関係はなく、高次の振動数には有意な影響は見られない。

- ③ トンネルの設置が堤体の加速度応答に及ぼす影響は、ランダム波、ハブ波記録を入力すると顕著なものではなく、開北橋記録、板島橋記録を入力するとき約20%程度応答が増加した。

- ④ トンネル位置の違いが堤体の応答に及ぼす有意な影響はない。しかし、各場合とも入力地震動及び堤体内の位置により堤体の応答は異なった傾向を示す。
- ⑤ 解析結果と実験結果を比較すると、トンネルの設置による加速度の増加率(開北橋記録)については同様の値が得られたが、堤体天端の応答値は実験結果の方がかなり大きくなった。これは④の理由により実験においては堤体独自のモードの影響が大きくなったものと考えられる。

3.2 沈埋トンネルの地震応答解析モデルに関する検討

沈埋トンネル地震応答解析モデルについて、その前提条件、適用方法、地盤定数評価式について検討を行った結果以下のことが明らかとなった。

表層地盤の解析における高次モードの影響は、

表-1に示すように加速度応答は大きく、変位応答は小さい。このため沈埋トンネル部の解析には一次モードのみのモデルで十分であるが、換気塔等自己振動の考えられる構造物を対象とする場合は、二次モードまで考慮したモデルの方が適切である。

沈埋トンネルの質量を無視した解析の方が妥

当である。トンネルは、既往の実験より自己振動しないことが確認されており、質量を考慮すると地盤変位に比ベトンネルの変位がかなり大きくなることもあり不自然な応答を示す。地盤とトンネルを結ぶバネについて代表的な評価式により計算すると $k=1G \sim 3G$ (G :せん断変形係数)程度のバネ定数が得られる。この範囲のバネの変化では図-3に示すように軸力で約2倍の差、継手の変位は、同程度の結果となった。しかし、地盤反力係数の大きさは今後さらに究明していくべき問題である。

4. 今後の課題

トンネル近接に伴う堤体の耐震性の影響については、全体的な安定性の変化を評価する手法の検討、及び堤体内の過剰間隔水圧の上昇に対するトンネルの有無、トンネル位置の違いによる影響について評価することが必要である。沈埋トンネルの地震応答解析モデルについては、既往沈埋トンネルにおける地震観測結果との比較を行い、解析モデルを改善していくことが必要である。

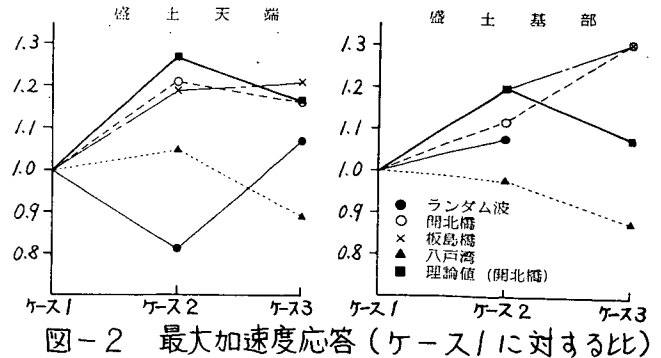


表-1 表層地盤解析における高次モードの影響

ケース	六甲～ポートアイランド間沈埋トンネル		多摩川横断沈埋トンネル	
	応答値		応答値	
全モード	354	最大加速度 (gal)	283	最大変位 (cm)
2次モード	328	最大変位 (cm)	278	最大加速度 (gal)
1次モード	291	最大加速度 (gal)	147	最大変位 (cm)

表-2 地盤バネの評価式

No.	評価方法名	1に対する比
1	東京湾横断道路沈埋トンネル設計基準(案)(1975)	1
2	石油パイプライン技術基準案(1974)	3
3	FEMによる方法	1~1
4	BARTトンネルで用いられた方法	1
5	Barkan (1962)の方法	1.7
6	Bycroft (1956)の方法	1.6

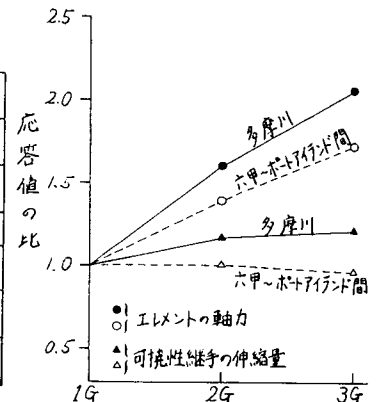


図-3 地盤バネの応答値への影響

15. 一般国道235号静内町地先静内橋地震災害調査—動的応答解析—
(地建依頼経費, 北海道開発局)

耐震研究室 室長 岩崎敏男
研究員 萩原良二
小山達彦
吉田武史

1. まえがき

1982年3月21日北海道南岸の浦河沖にマグニチュード7.1の地震が発生した。この地震で震央近くの静内橋(図-1, 3径間連続鋼鈑桁3連, 1972年完成)では, 8基中6基の橋脚に被害が生じ, 特にB, Fの2基に大きな破損がみられた。本調査は, 北海道開発局の依頼により静内橋の被災原因究明のため, 動的応答解析を行ったものである。

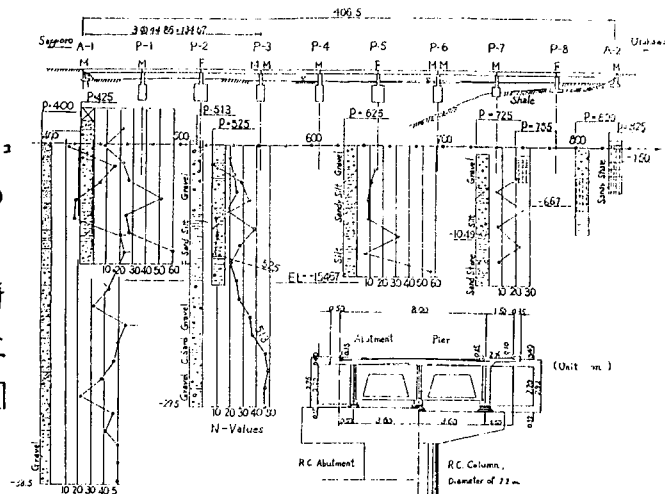


図-1 静内橋—概図

2. 調査目的

静内橋の8基の橋脚に発生する応答値を求め, 橋脚の被害程度の差異を把握し, また, 大きな破損を生じたB橋脚の地震時の動的挙動をより正確に把握することを目的とする。

3. 調査方法

3.1 全体系の地震応答解析

解析に用いる基盤入力波は幌満橋地点での地震記録波(1982年3月21日記録)と静内橋地点での地震記録波(1981年1月23日記録)の2種とし, 地表面での最大加速度が300gal程度となるように基盤面で180galに調整した。まず地盤の応答解析をRamberg-Osgoodモデルによる非線形解析プログラムNON-SOILによって行う。基盤面はS波速度520m/secの新第三紀泥岩層上面とした。解析に用いた地層分類および地盤と橋梁の解析モデルを図-2に示す。次に橋梁の応答解析は橋軸直角方向について地盤の応答解析結果を入力とし, 多点入力弾性解析プログラムDAST-Mを用いて行った。解析においては橋軸直角方向の水平質量とともに, 桁のねじれ慣性等を考慮し, 構造物は線形とし, 全体系の等価粘性減衰定数は $\eta=20\%$ と仮定した。

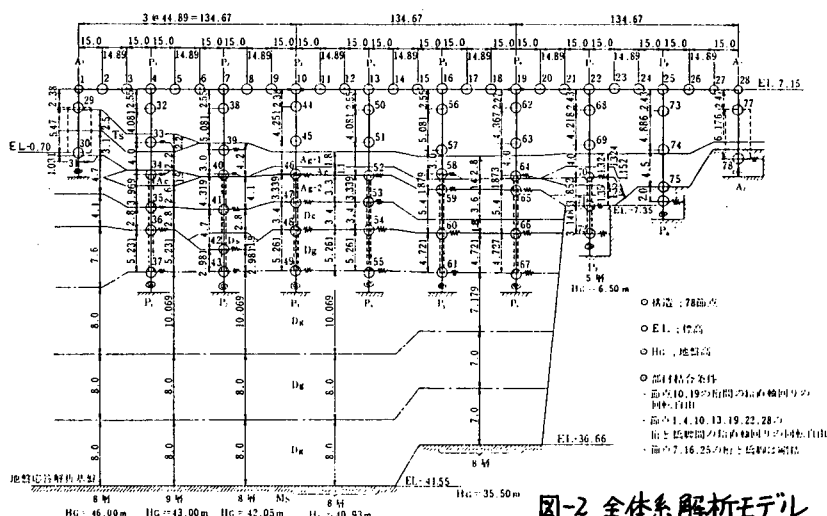


図-2 全体系解析モデル

3.2 B橋脚の弾塑性系の地震応答解析

基盤入力波は全体系解析の場合と同様とした。
 P_3 橋脚単独系解析モデルは図-3に示すような堆砂の影響を考慮したモデルを設定した。橋脚躯体の復元力特性については図-4に示す Degrading Tri-Linearモデルを採用した。減衰効果は橋脚躯体と地盤の履歴減衰のほかは橋脚躯体の粘性減衰($\eta=2\%$)、橋脚~地盤ばねの減衰($\eta=20\%$)を考慮した。

4. 調査結果

全体系および P_3 単独系の静内橋地震記録波を入力とした場合の結果を表-1、表-2に示す。全体的に設計で考慮している地震力を上まわる大きな応答値が求まり、とくに地盤が軟らかい P_1 側で応答が大きくなった。これは地盤と橋の卓越振動周期が P から P_3 にかけてほぼ一致し、共振的な現象が起きたためと考えられる。橋脚天端に作用する水平力および橋脚躯体の最も危険な断面での曲げモーメントの分布については、全体系解析による応答値と設計水平力および降伏モーメントとの比をとると、大破した P_3 、 P_2 橋脚で大きな値となり、実際の被害の状況とはほぼ対応している。橋脚の橋軸直角方向の設計で考慮する上部構造死荷重反力による水平力は連続桁橋の場合、端橋脚においては死荷重反力が他の橋脚に比べて小さいため設計水平力も小さくとっているが、全体系解析による応答水平力は必ずしも小さくならず、最終耐力の小さい P_3 、 P_2 橋脚において特に著しい被害が生じたものと考えられる。またせん断力では、応答値とせん断力の比をとった場合、曲げモーメントに比べて全体的に小さかった。このことから静内橋の橋脚被害は曲げ降伏が先行し、塑性化が著しくなったところで斜めひびわれの発生によって破壊したものと思われる。

P_3 橋脚の弾塑性系の解析結果では、橋脚躯体下端より4.0m地点の鉄筋段落し位置で最初に主鉄筋が降伏し、実際の被害箇所と一致した。 P_3 橋脚の被害はこの鉄筋段落し位置での主鉄筋の降伏から進行して破壊に致ったものと考えられる。このたびの静内橋での被害のような鉄筋コンクリート橋脚のせい性的破壊を防止するためには、鉄筋の段落しを設ける場合は適切な定着方法をとることが重要であり、また今後の耐震設計の改善にあたり、地盤と構造物の動的相互作用の影響を考慮する必要があると考えられる。

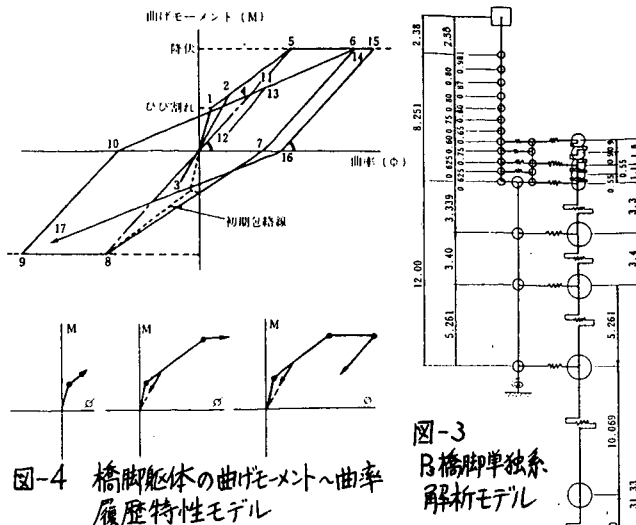


図-4 橋脚躯体の曲げモーメント~曲率履歴特性モデル

図-3 P_3 橋脚単独系解析モデル

表-1 全体系解析結果(静内橋地震記録入力の場合)

力	橋脚	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8
橋脚天端に作用する水平力	(1) 設計値(t)	102	277	74	102	277	74	102	277
	(2) 解析値(t)	195	300	192	159	301	176	114	91
	(2)/(1)	1.91	1.08	2.59	1.56	1.09	2.38	1.12	0.33
躯体の最も危険な断面での曲げモーメント	(1) 降伏モーメント M_y (t-m)	890	1325	677	890	1325	677	890	1371
	(2) 解析値モーメント M (t-m)	1512	1891	1628	1386	1796	1506	906	539
	(2)/(1)	1.70	1.43	2.40	1.56	1.36	2.22	1.02	0.39
躯体の最も危険な断面でのせん断力	(1) せん断耐力 S_u (t)	205	205	205	205	205	205	205	205
	(2) 解析値せん断力 S (t)	221	327	220	183	326	217	132	103
	(2)/(1)	1.08	1.60	1.07	0.89	1.59	1.06	0.64	0.50

表-2(a) P_3 橋脚単独系解析結果(静内橋地震記録入力の場合)

断面	橋脚下端	下端より2m	下端より4m
降伏モーメント M_y (t-m)	1199.7	960.0	677.2
最大応答モーメント M (t-m)	1291.3	1059.9	801.3
M/M_y	1.08	1.10	1.18
降伏曲率 ϕ_y	12.63×10^{-6}	12.27×10^{-6}	11.85×10^{-6}
最大応答曲率 ϕ	21.87×10^{-6}	31.19×10^{-6}	59.05×10^{-6}
塑性率 ϕ/ϕ_y	1.73	2.54	4.98

表-2(b) P_3 橋脚天端の応答値(静内橋地震記録入力の場合)

P_3 橋脚天端	最大加速度(gal)	最大変位(cm)
	509	9.96

16. 鉄筋コンクリート橋脚の動的な耐力の試験方法に関する共同研究

建設省土木研究所

耐震研究室 室長 岩崎 敏男

研究員 萩原 良二

小山 達彦

吉田 武史

埼玉大学 助教授 町田 篤彦

助手 睦好 宏史

技官 山田 康司

1. まえがき

過去の地震による鉄筋コンクリート構造物の被災経験にもとづき、昭和55年5月に制定された「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」においては鉄筋コンクリート橋脚が地震時にぜい性的な破壊を起こさないように地震時変形性能の照査を行うことが設計規定に盛り込まれている。また昭和55年7月に改訂された建築基準法施工令においては、鉄筋コンクリート柱の弾塑性特性を考慮した2次設計における設計荷重の規定が盛り込まれている。これらの新しい規程は構造物の耐震設計をより合理的なものとするために、構造物の耐用期間内に数度経験するような地震に対しては構造物の通常の機能が損なわれないように、また耐用期間内に1度経験するかしないかといった希な大地震に対してはある程度の構造物の被害は許容しながらも構造系全体としての崩壊を防止し、利用者の安全を確保するといった設計思想のもとに制定されたものである。またその規定内容は、建設省の総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」において、鉄筋コンクリート部材の静的正負交番載荷実験の結果を整理し、その耐震性能を調査した結果などに基づいてとりまとめられたものである。

このように、鉄筋コンクリート構造物をより耐震性に優れた構造とするために、既往の研究成果が積極的に耐震設計規定に反映されているが、現段階においては鉄筋コンクリート部材の耐力は載荷速度に関係しないという仮定のもとにこれらの規定がとりまとめられ、運用されている。このような仮定の妥当性は、動的載荷実験による鉄筋コンクリート部材の耐震性能に関する調査例が少ないため十分検討されていない。その理由としては、動的載荷実験を行うために必要な実験装置が十分整備されていなかったことが考えられるが、動的載荷実験を目的とした加振負荷装置および高性能の振動台が最近開発されたことから、今後鉄筋コンクリート部材の動的載荷実験による耐震性能の調査を行い、載荷速度の影響について検討することが望まれている。

本研究は以上のような背景のもとに、鉄筋コンクリート橋脚を対象に振動台による振動実験および加振負荷装置による動的載荷実験を行い、その動的耐力を調査するための適切な試験方法について検討するものである。

2. 研究目的

鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能に関する動的載荷実験の例は少なく、現在のところその実験方法も統一されていない。本研究は、鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する載荷速度の影響について調査し、より合理的な耐震設計法を導くための動的な耐力の試験方法を取りまとめることを目的とする。

3. 研究方法および研究分担

鉄筋コンクリート橋脚の動的な耐力の試験方法としては、加振負荷装置を用いた動的載荷実験による方法と振動台を用いた振動実験による方法が考えられ、この2つの試験方法によって動的耐力を調べる手法の検討を行った。

3-1 加振負荷装置を用いた鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力の試験方法 (担当：建設省土木研究所)

加振負荷装置を用いて鉄筋コンクリート橋脚模型頭部(上部構造の慣性力作用位置)に動的荷重を載荷し、鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力を調査する方法である。

1. 供試体の概要

供試体一般図を図-1に示す。供試体は引張鉄筋比 P_t を1.0%、0.5%、0.25%の3種を2体ずつ計6体製作し、それぞれ静的および動的実験を行った。これら供試体の特性を以下に示す。

せん断支間比: 6.9

引張鉄筋比 P_t : A供試体=1.02% B供試体=0.50% C供試体=0.27%

帯鉄筋比: 0.08%

材料の特性は以下のとおりである。

コンクリート

セメント: 早強ポルトランドセメント

粗骨材最大寸法: 20mm

細骨材: 川砂

配合強度: $\sigma_{28} = 240 \pm 20 \text{ kg/cm}^2$

スランプ: $8 \pm 2 \text{ cm}$

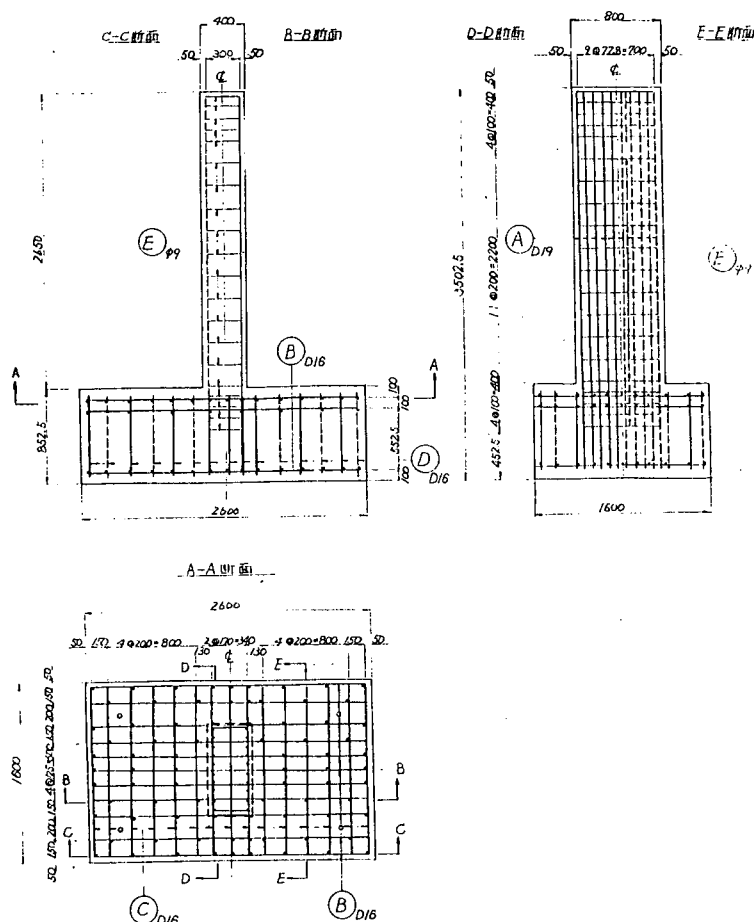


図-1 供試体一般図

鉄筋： 軸方向鉄筋

供試体A - S D 30, D 19

供試体B - S D 30, D 16

供試体C - S D 30, D 13

フーチング筋： S D 30, D 16

帯鉄筋： SR 24, $\phi 9$

b, 実験方法

供試体と加振負荷装置の設置状況を図-2に示す。静的実験は、載荷速度を 0.24 cm/sec とし、降伏変位 δ_y (軸方向鉄筋が降伏する時の供試体の変位) に達するまでは荷重制御とし、降伏変位以降は、降伏変位の整数倍の変位入力とする変位制御で載荷 (繰返し回数10回) した。動的実験は入力波形を正弦波とし、載荷速度は各ケースとも 25 cm/sec で一定とした。載荷手順は静的実験と同様に行った。

c, 計測

加振負荷実験においては、加振負荷装置による入力荷重、変位、加速度、橋脚躯体の載荷点および中間位置における変位、橋脚躯体基部の伸び出し変位4点、軸方向鉄筋のひずみ10点、帯鉄筋のひずみ4点の各ひずみをそれぞれ計測した。

3-2 振動台を用いた鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力の調査方法 (担当：埼玉大学)

a, 供試体の概要

供試体一般図を図-3に示す。供試体は躯体高さ60cmのもの (供試体A) と40cmのもの (供試体B) の2種類を製作した。以下に供試体の特性を示す。

せん断支間比：

供試体A：8.1

供試体B：5.6

引張鉄筋比 R_t ：0.77%

帯鉄筋比：1.19%

材料の特性は以下のとおりである。

コンクリート

セメント：早強ポルトランドセメント

粗骨材最大寸法：12.5 mm

細骨材：川砂

配合強度： $27.0 \pm 1.0 \text{ kg/cm}^2$

スランア： $8 \pm 2 \text{ cm}$

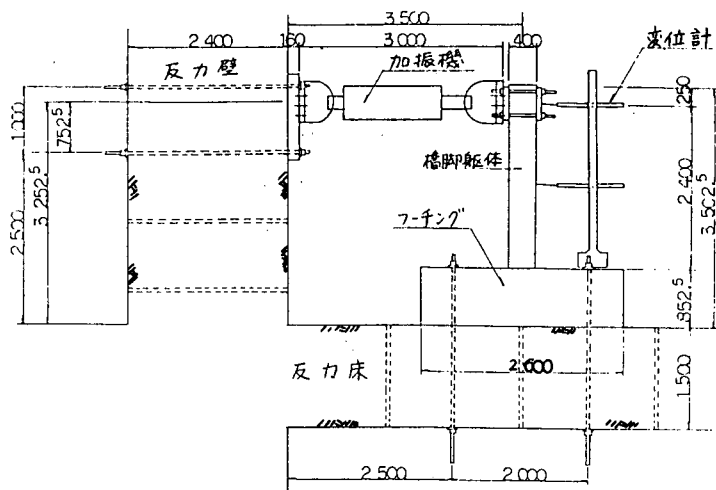


図-2 加振負荷実験状況

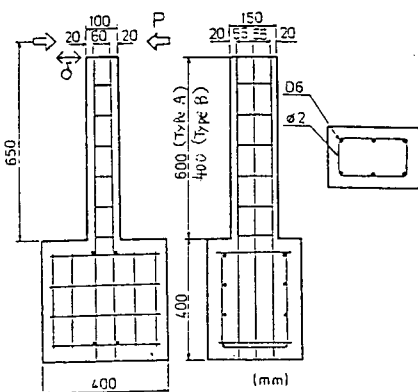


図-3 供試体の形状寸法

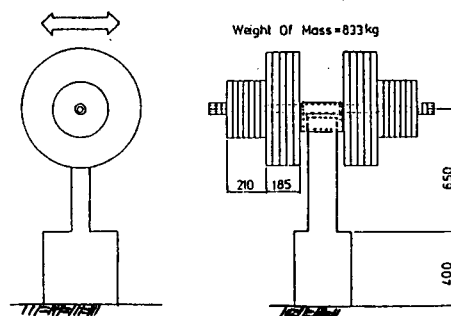


図-4 振動実験状況

鉄筋: 軸方向鉄筋 SD40 $\phi 6$
 帯鉄筋 SR35 $\phi 2$

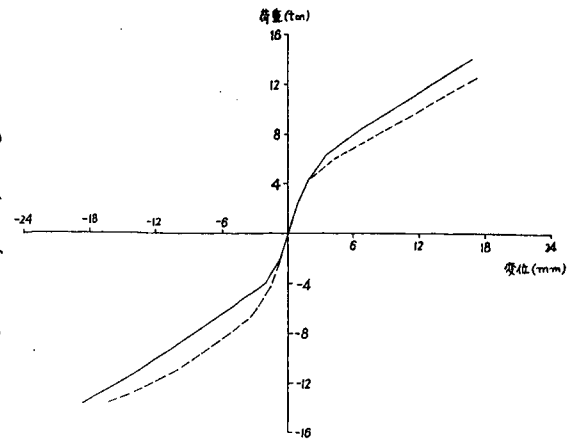
C. 実験方法

振動実験状況を図-4に示す。供試体頭部に833 kgfの重錘を載荷することにより、実験中は、上部構造死荷重を想定した鉛直荷重と振動台の水平加振による水平荷重が負荷されることになる。供試体頭部では、重錘の中心に働く回転慣性力を除去するために、重錘がその中心で自由に回転できるように治具を用いて緊結した。

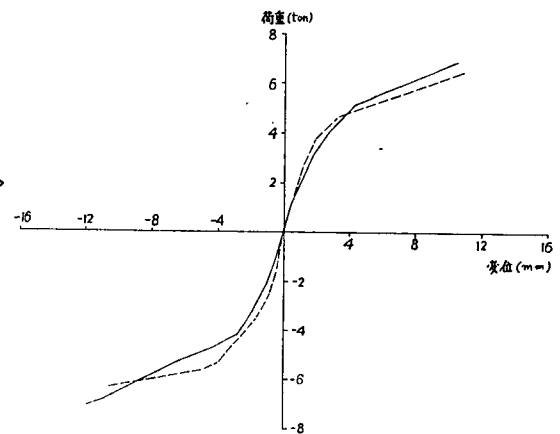
振動実験に用いた入力波形は、エルセントロN-S成分を時間軸について25%に縮小したものをを用いた。縮小率は一般に多く用いられている実際の単一式橋脚の固有周期(約0.5 sec程度)と各供試体の固有周期(Type A: 0.14 sec, Type B: 0.1 sec)から算定したものである。また加速度振幅は重錘の重さを考慮して最大加速度が約2g (1960 gal) となるように振幅を拡大した波形を用いた。これは鉄筋コンクリート橋脚の耐用期間内に1回発生するかもしれないという大地震を想定したもので、鉄筋コンクリート橋脚の弾性域から終局状態に至るまでの応答特性を全域にわたってとらえることを主な目的としたものである。

D. 計測

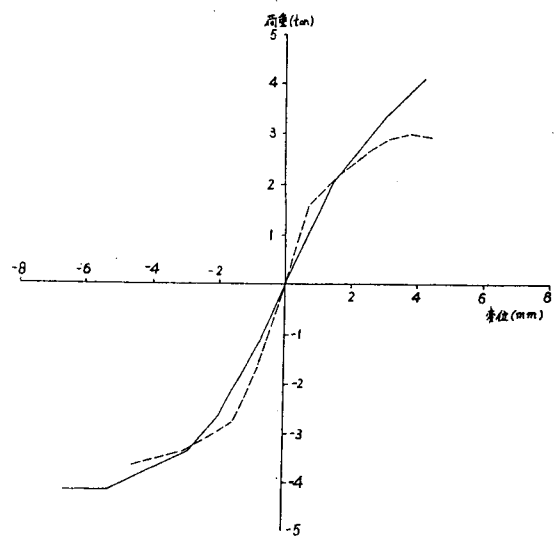
振動実験における測定項目は、橋脚模型躯体の加速度および変位、振動台の加速度、鉄筋のひずみ、橋脚模型



(a) 供試体 A



(b) 供試体 B



(c) 供試体 C

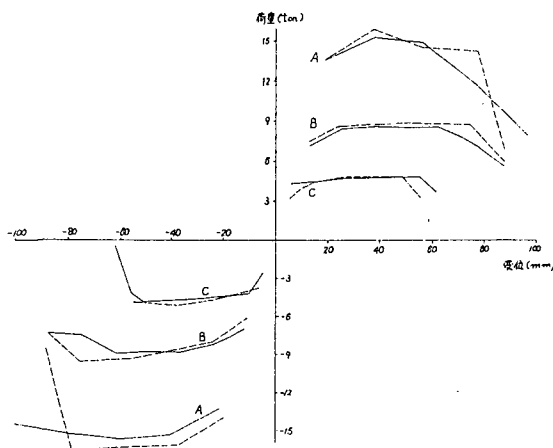


図-6 降伏変位以降の荷重～変位包絡線

図-5 降伏変位までの荷重～変位包絡線
 (各供試体の載荷速度による比較)

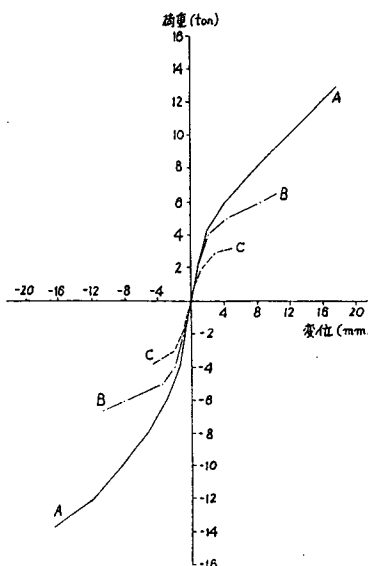
基部における回転角で、計測値はすべてデータレコーダーに入力し、その後A/D変換を行った。A/D変換における時間きざみは0.0012 secである。

4. 研究結果

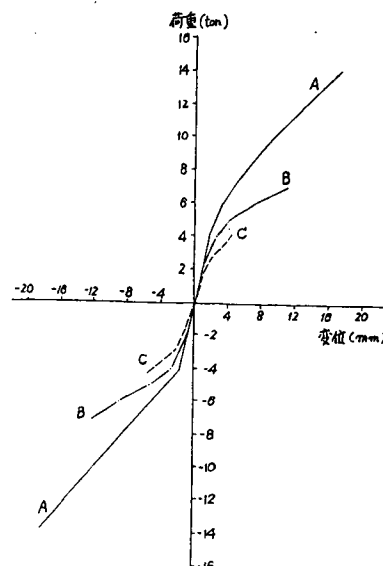
4-1 加振負荷装置を用いた鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力の試験方法に関する調査

図-5は降伏変位までの荷重-変位包絡線を各供試体ごとに載荷速度に着目して表したものである。各位試体ともに荷重と変位の大きさにはあまり顕著な差はみられないが、初期剛性は、静的実験よりも動的実験による結果の方が高くなる傾向がみられた。

図-6は降伏変位以降の各位試体の荷重-変位曲線を表したものである。各位試体ともに大きな差はみられないが、終局荷重では動的実験による結果の方が4~5%大きくなった。図-7は降伏変位までの荷重-変位包絡線を各位試体相互の比較でみたものである。荷重が降伏点に近づくに従い鉄筋量の少ないもののほど剛性の低下が著しい。



(a) 動的実験結果



(b) 静的実験結果

図-7 降伏変位までの荷重-変位包絡線
(載荷速度による各位試体の比較)

表-1 加振負荷実験結果一覧表

項目	静的実験			動的実験		
	A $R=1.0\%$	B $R=0.5\%$	C $R=0.25\%$	A' $R=1.0\%$	B' $R=0.5\%$	C' $R=0.25\%$
降伏荷重 P_y (ton)	13.6	7.2	4.2	13.7	7.4	3.4
終局荷重 P_u (ton)	15.4	8.8	4.8	16.0	9.0	5.0
P_u/P_y	1.13	1.22	1.14	1.16	1.22	1.47
降伏変位 δ_y (mm)	19.0	12.0	5.0	19.0	12.0	5.0
終局変位 δ_u (mm)	66.0	77.0	58.0	78.0	81.0	—
じん性率 δ_u/δ_y	3.47	6.41	11.7	4.1	6.8	—

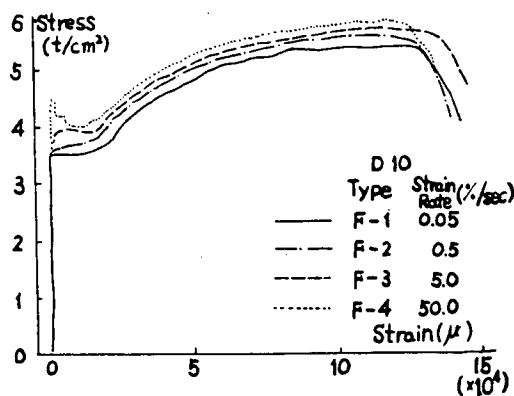
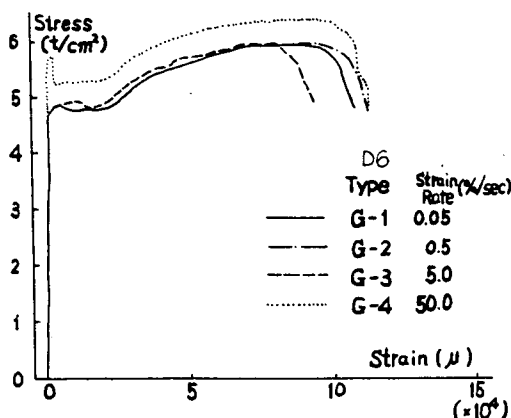


図-8 鉄筋の応力-ひずみ曲線

この傾向は静的実験よりも動的実験の方が顕著であった。

4-2 振動台を用いた鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力の調査

図-8はひずみ速度別にみた鉄筋の応力-ひずみ曲線である。地震のような動的外力が鉄筋コンクリート構造物に作用した場合、構成素材であるコンクリートおよび鉄筋には荷重速度に応じたひずみ速度が生じる。図-8より、ひずみ速度が上昇するにつれて降伏応力、引張強さ、ひずみ硬化域に入るひずみの大きさは、かなり増大することがわかる。図-9は一方向載荷実験による荷重-変位曲線である。供試体頭部の変位速度が 100 cm/sec のものは 0.1 cm/sec のものに比べて初期剛性、耐力ともに大きくになっている。これはひずみ速度による鉄筋の力学的特性の相違が主な原因であると思われる。図-10に正負繰返し実験による荷重-変位履歴曲線を示す。この場合も降伏変位付近において動的耐力が静的耐力に比べて大きくなる傾向がみられた。

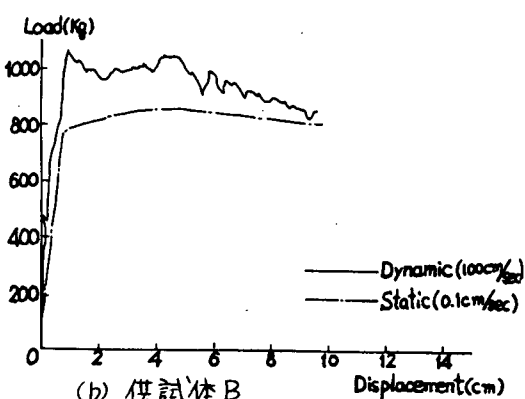
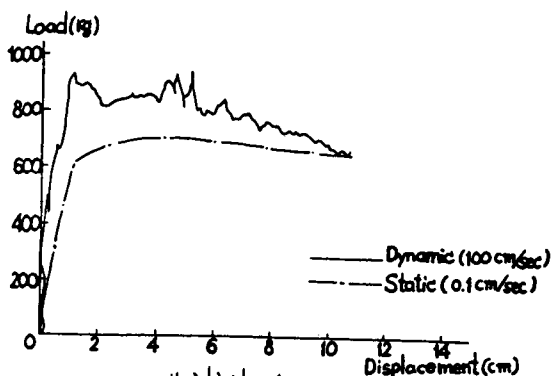
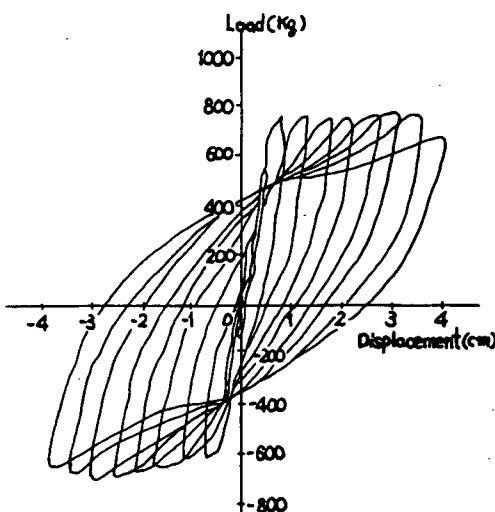
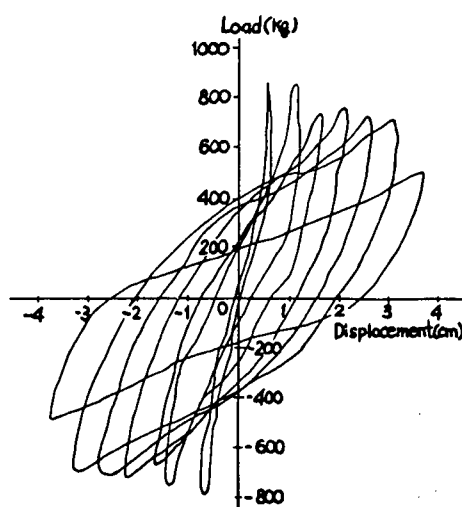


図-9 荷重-変位曲線(一方向載荷)

5. 今後の課題

実際の橋脚の状態と本実験を対比して考えた場合、加振装置による実験では鉛直方向載荷を、また振動台による実験では実橋脚により近い構造のものをとり入れて、今後も動的実験を行う必要があると思われる。



(a) 動的載荷

(b) 静的載荷

図-10 荷重-変位曲線(正負繰返し)

表-2 振動実験結果 - 一覧表

供試体	Type A					Type B				
	最大加速度(gal)		最大応答変位(mm)			最大加速度(gal)		最大応答変位(mm)		
	正側	負側	正側	負側	平均	正側	負側	正側	負側	平均
地震加速度	1796	1589				1978	1679			
実験値	777	822	29.0	26.0	27.5	1476	1164	16.0	15.0	15.5
応答解析	671	671	19.0	25.0	22.0	971	971	13.0	20.0	16.5
降伏荷重 $P_y(\text{kg})$	570					825				
降伏変位 $\delta_y(\text{mm})$	3.0					2.5				

昭和57年度調査試験研究成果

土研資料第2011号

概要報告書

昭和58年7月(1983)

耐震研究室 岩崎敏男

本資料は、昭和57年度における耐震研究室の研究成果の概要を報告するものである。当研究室では、土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験、研究及び技術指導を行っている。具体的には、地震防災計画、各種土木構造物の耐震基準と耐震設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、震災構造物の被災判定手法と復旧技術、ならびに、地震災害時の道路交通対策に係る調査研究を担当している。

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
耐震研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 30

No. 30

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2011号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印

