

土木研究所資料

昭和58年度調査試験研究成果概要報告書

昭和59年3月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright© 1984 by P.W.R.I.

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

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

昭和58年度調査試験研究成果 概 要 報 告 書

耐震研究室 岩 崎 敏 男

要 旨

昭和58年度耐震研究室が土木構造物の地震災害の防除に関する調査、試験および研究として行った地震防災計画、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の成果の概要の報告である。

キーワード：地震被害、ライフライン施設、耐震性、被災判定手法、脚付きケーソン、動的解析、道路トンネル、下水道管路施設、交通機能、連続桁橋、RC橋脚

まえがき

本資料は昭和58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58年度には、

土木研究所試験研究費によるもの	2 課題
建設技術研究開発費（総プロ）によるもの	3 課題
受託研究費によるもの	3 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	3 課題
道路事業調査費（大規模特殊）によるもの	2 課題
共同研究（首都高速道路公団）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、我が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59年 3 月

地震防災部	部長	佐藤和夫
耐震研究室	室長	岩崎敏男
	研究員	萩原良二
	"	大日方尚巳
	"	長谷川金二
	技官	後藤勝志
	"	小山達彦
	"	吉田武史
	"	加納尚史
	"	軽部頼子

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. ライフライン施設の耐震性に関する白米共同研究	7
(土木研究所試験研究費)	
3. 被災判定手法の開発——土木構造物等(橋梁構造物)——	13
(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. 復旧技術の評価手法の開発——評価項目の設定——	19
(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))	
5. 復旧技術の評価手法の開発——評価手法の開発——	21
(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))	
6. 長大橋の耐震性に関する調査試験	23
(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)	
7. 東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する調査	29
(東京湾横断道路の構造施設設計に関する調査試験, 日本道路公団受託)	
8. 北神戸線PC高架ゴム支承の耐震性に関する調査	33
(阪神高速道路公団受託)	
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	39
(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	45
(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	51
(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	53
(道路事業調査費, 試験調査)	
13. 連続桁橋の耐震設計法に関する試験調査	55
(道路事業調査費, 試験調査)	
14. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する試験調査	57
—— 橋に関する試験調査 —— (道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
15. 都市トンネルの耐震調査——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)	
16. 道路橋橋脚の動的耐力に関する共同研究	61
(首都高速道路公団)	

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
研究員 大日方尚巳
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。そのため地震災害対策は、構造物が被災した時の影響の度合——重要度——を評価すると共に、対策に必要な費用も考慮して、合理的な水準で実施する必要がある。

本研究は合理的な地震災害対策の水準について検討するものであり、昭和56年度より始まっている。すでに、56年度には既往地震被害事例の検討および現在の災害軽減対策の把握を行い、57年度には耐震性向上対策に用いる投資費用およびそれによる被害軽減効果について道路橋を対象に検討を行った。本年度は、地震被害に伴う間接損害および構造物の重要度について道路橋を対象として検討を行った。また、橋の被害確率および耐震性向上に用いる費用についても検討を進めた。

2. 研究目的

地震災害対策の客観的・合理的な水準を検討して、今後の地震災害対策の合理的な推進に資することが目的である。

3. 研究方法

3.1 道路橋の重要度の検討

各種構造物の設計示方書における重要度係数について整理し、重要度の評価項目を検討すると共に、道路橋被害の波及構造について検討する。

3.2 道路橋の被害に伴う間接損害の検討

道路橋の被害に伴う間接損害は広く各部門へ波及すると考えらるが、ここでは道路交通障害に伴う経済的損失を 1) 混雑・うね等による走行および時間費用の増加(走行および時間損失)、2) 発生交通量が減少することによる経済的損失、の3つを対象として求める。

3.3 橋台の設計集中度と建設費用の関係

鉄筋コンクリート橋台の設計集中度($R_H = 0.0 \sim 0.3$)と建設費用の関係を求める。橋台は、高さが6mと9m、形式が可動と固定の4種類とし、杭基礎とする。地盤条件は代表的な沖積地盤12種類とする。

3.4 橋梁の被害確率の推定

任意の設計震度で設計された橋脚に対し、地震動強度とある被害度の発生する関係を解析的手法—道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、参考資料による—により検討する。

4. 調査結果

4.1 道路橋の重要度の検討

各種構造物の設計震度は標準設計震度 K_0 に補正係数 α を乗じて求め、補正係数としては地域・地盤・重要度の3種類を考へるのが一般的である(修正震度法では、これに構造特性による補正係数が加味される)。こゝら補正係数のうち地域・地盤については、既往の震害事例、各種地盤調査・解析、歴史地震資料、地震観測等から、定量的な根拠によりその数値が設定されている。しかし、重要度係数については、道路橋を含めてほとんど定量的・合理的な検討がなされておらず、常識的な判断により設定されているのが実状である。表-1に各種構造物の設計震度を示す。

各種構造物の重要度評価項目としては、1) 機能性、2) 被害自体に起因する人命への影響、3) 被害自体に起因する他財産への影響、4) 地震後の救援・復旧活動における役割、5) 復旧の難易度、6) 安全保障などの観点がある。各設計示方書での重要度評価は、港湾施設では多様な構造物を含むため安全保障以外のすべての項目を、ガス施設・原子力発電所では主に施設自体の危険性を、道路橋では主に機能性・他財産への影響を考慮して設定している。

道路橋示方書における重要度はほぼ1等橋と2等橋に対応しているが、交通量、地震後の救援活動

表-1 各種構造物の設計震度

構 造 物	設計震度の式	標準震度: K_0	地域係数: α_1	地盤係数: α_2	重要度係数: α_3	設計震度の範囲
道 路 橋	$K_L = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot K_0$	0.2	1.00 0.85 0.70	1.2 1.1 1.0 0.9	(1.1) 1.0 0.8	0.24 (0.264) 0.5 0.10
港 湾	$K_L = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot K'_0$	0.15 0.10 0.05		1.2 1.0 0.8	1.5 1.2 1.0 0.5	0.27 0.5 0.02
鉄 道	$K_L = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot K_0$	0.2	1.0 0.75	1.0 0.8(※)	列車走行 速度により 変位で決定	0.2 0.5 0.12
高圧ガス施設	$K_L = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot K_0$	0.15	1.0 0.8 0.6 0.7	2.0 2.0 2.0 1.4	1.0 0.8 0.65 0.50	0.3 0.5 0.04
高圧ガス導管	$K'_L = \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot K_0$ (地盤係数)	0.15	上と同じ	—	1.0 0.8	0.15 0.5 0.05
一般ガス導管	$K_L = \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_6$ (地盤係数)	5m (標準高)	上と同じ	—	管埋地盤 に依る	—

・復旧活動、他構造物への影響、う迴路の有無、復旧に用する時間・費用などを考慮して最終的にこの形にまとめられている。補正係数は各々1.0, 0.8であるが、特に重要な橋については1.1まで割増しとすることとなっている。現実には大部分の道路橋が1.0を用いて設計されているようである。

道路橋の被害の波及構造を明らかにすることが重要度の評価に有効である。そこで、橋の被害が及ぼす種々の影響を 1) 被害自体から直接的に派生する「直接被害の波及」、2) 橋の機能的な損害から派生する「間接被害の波及」、の2つに分けて考えた。図-1, 図-2に各々直接被害の波及、間接被害の波及のフローを示す。

図-1に直接被害の波及構造を示す。橋の被害の波及を促す要因は、② 橋の規模・構造形式・被害の程度、③ 交通量・橋の高さ・橋の高さ・橋下の状況、④ 架橋環境、⑤ 添加物件の有無、が

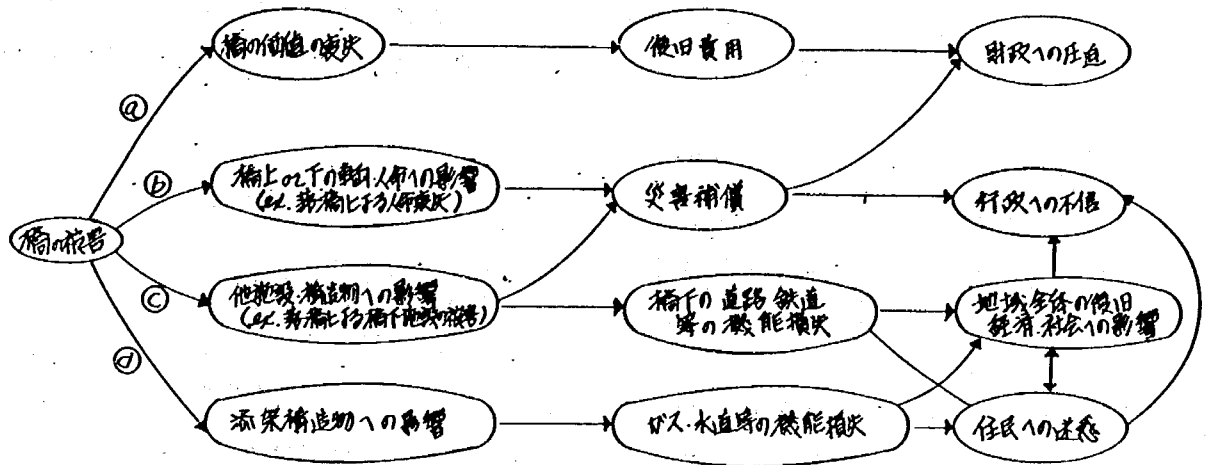


図-1 道路橋被害の直接的波及

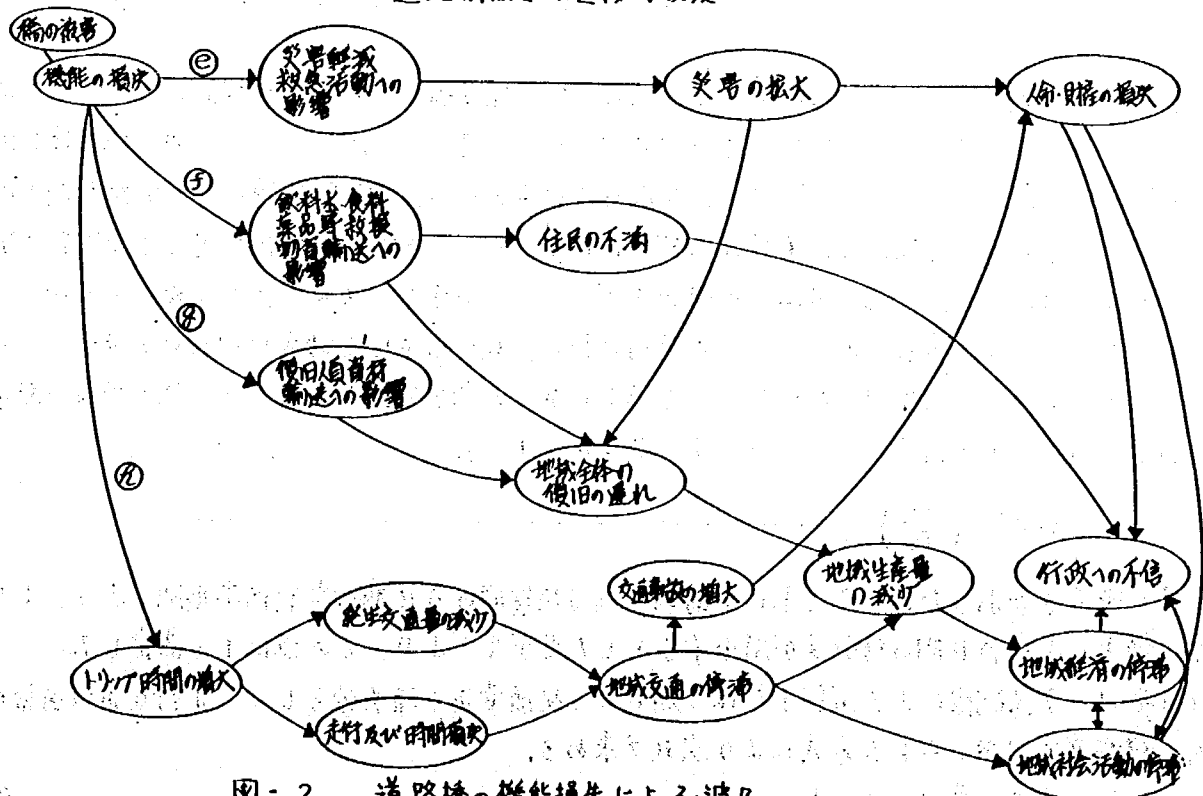


図-2 道路橋の機能損失による波及

考えられる。以上各々のブランチの要因を掲げたが、④の橋の規模と⑥の交通量は相関が強く、交通量に含ませても良いであろう。また ⑥の要因は④に含まれている。地震時にどのブランチが重要となるかは震災の規模に影響される。極めて大きな地震で落橋がかなりの頻度で起るとすれば⑥⑥のブランチが重要となるが、被害程度が比較的小さい場合には④④がきわだつ。そのため重要度を評価するためには設計で考える震災の規模をある程度設定しておくことが必要である。

間接被害の波及構造を図-2に示す。間接被害は、被害の程度ではなく、機能損失の程度で影響を受ける。機能損失から波及する主な結果的損失は、人命・財産の損失、行政への不信、地域生産量の減少、地域経済および社会活動の停滞などである。これら間接被害は直接被害に比べ計量化しにくい項目が多い。被害波及の要因は、⑤ 橋の位置・周辺環境・う迴路の状況、⑦⑧⑨ 道路の性格・う迴路の有無、と考えられる。震災の規模が小さければ主に④の影響が中心となるが、大震災では④はほとんど問題にならず⑤～⑨の影響が極めて大きい。また、既往震災の例からう迴路の有無を評価することは一般に困難といえる。

4.2 道路橋の被害に伴う間接被害の検討

道路橋の被害に伴う間接被害は図-2に示す様な波及があると考えられるが、ここでは④のブランチ、つまり交通に与える影響を検討した。他のブランチに示す間接損害も大きいと考えられるが、定量的に把握することが難しいため取り上げなかった。交通へ与える影響は、走行損失・時間損失・交通量(物流)の減少による損失の3つの観点より評価し、ケース(条件)を変えて損失の大きさを試算した。

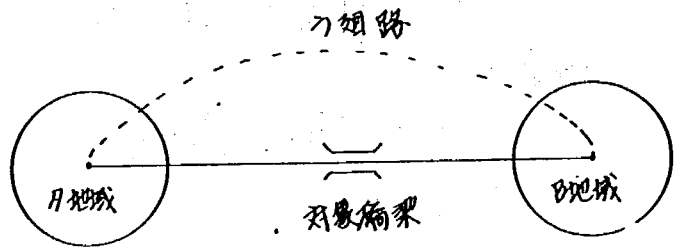


図-3 2地域間交通モデル

道路橋の被害が交通へ与える影響は図-3の様な2地域間交通モデルにより検討した。モデル設定に対する仮定条件は、1) A・B地域以外の他地域からの物資・人の流入はない、2) 地震後も両地域の経済活動は継続される、3) 道路以外の交通手段は考えない、4) 対象橋以外の道路施設の被害は考えない(A・B間の道路機能は対象橋の機能に依存する)、である。橋の被害度と交通機能の関係は前年度と同様に設定した。橋の被害から復旧までのフローは4ケースを考えた(表-2参照)。

道路橋の被害が交通へ与える影響は図-3の様な2地域間交通モデルにより検討した。モデル設定に対する仮定条件は、1) A・B地域以外の他地域からの物資・人の流入はない、2) 地震後も両地域の経済活動は継続される、3) 道路以外の交通手段は考えない、4) 対象橋以外の道路施設の被害は考えない(A・B間の道路機能は対象橋の機能に依存する)、である。橋の被害度と交通機能の関係は前年度と同様に設定した。橋の被害から復旧までのフローは4ケースを考えた(表-2参照)。

AB間の平常時の交通量 V_0 (台/日)は、地震時に橋の機能が低下した場合には V_E の交通量になるとする。ここでは震後の復旧資材の輸送等、平常時とは異なる発生交通は考慮せず、橋の被害の影響による交通量の減少のみを対象とし、グービティモデル、すなわち

$$V_E = V_0 \left(\frac{T_0}{T_E} \right)^\alpha \quad \text{------(1)}$$

で地震時交通量を表わした。ここで T_0 は平常時、 T_E は地震時のAB間の走行所要時間である。トリップ時間の増大によりAB間の移動量が減少するとしたモデルであり、 α の値は1と設定した。

走行損失は、交通制限による混雑またはう迴による交通費用の増大分とした。走行費用は通常の道路計画の便益算定で用いられる方式により次式で求める。

$$CT = \sum V_k \cdot C_k \cdot L_{AB} \cdot D \quad \text{------(2)}$$

ここで、 CT ：走行費用（円）， V_i ：車種別の交通量， C_i ：車種別の走行単価（円/台・km），
 L_{AB} ：A B間の距離（km）， D ：期間

車種ごとの走行単価 C_i は燃費、油脂費、人件費などの総和から定められるが、ここでは建設省道路局による走行単価（昭和56年）を用いた。

時間損失はトリップ時間増による人件費（乗客）の増とし、次式で表わした。

$$CTM = \sum V_i \cdot T_{AB} \cdot CT_i \cdot D \quad \text{----- (3)}$$

ここで、 CTM ：時間費用（円）， T_{AB} ：A B間の所要時間（分）， CT_i ：車種別の時間単価（円/台分）
 時間単価は、各車種の乗車人員、所得などを考慮して決定されるが、本調査では文献(1)に示された単価を用いた。

交通量減少による損失は2種類に区分して考えた。1つは、A B間の交通に必要な走行費用と時間費用が減少した交通に対する損失と考えた（交通止めの時の走行損失・時間損失と同じ）。2つは、貨物の輸送量の減少による損失であり、以下に算定方法を述べる。貨物交通の減少量を ΔVF とすると貨物の減少量 ΔFE は

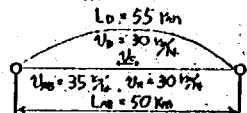
$$\Delta FE = f \cdot \Delta VF \quad \text{----- (4)}$$

と書ける。ここで f は貨物車1台当りの貨物積載量（ T_{0N} /台）である。次に貨物1トンがA B間を移動することにより、得られる利益を PE （円/ $t \cdot km$ ）とすると、期間 D における損失は次式で表わせる。

$$CF = \Delta FE \cdot PE \cdot D = f \cdot \Delta VF \cdot PE \cdot D \quad \text{----- (5)}$$

上式において貨物1トン当りの利益（ PE ）をいかにして評価するかが問題であり、既往の研究・評価の事例もない。そこでここでは貨物1トン当たりの価値（価格）の一部がA B間を移動した時に得られ

表-2 間接損害推計例

混入率タイプⅠ			
	$V_a = V_0 \left(\frac{T_{0a}}{T_a} \right)$ $T_{0a} = 1.43 (hr)$ $T_a = 1.67 (hr)$ $T_0 = 1.83 (hr)$		$V_{er} = 0.86 \cdot V_0$ $V_{ed} = 0.78 \cdot V_0$
	応急復旧期間：7日 本復旧期間：60日		
制限交通	通		止
	う廻路なし	う廻路あり	あり
①制限交通 (60日間) $CT = 156,300 \cdot V_0$ $CTM = 42,894 \cdot V_0$ +) $CF = 37,800 \cdot V_0$ $236,994 \cdot V_0$	②交通糸絶 (7日間) $CT = 34,314 \cdot V_0$ $CTM = 17,667 \cdot V_0$ +) $CF = 30,240 \cdot V_0$ $82,221 \cdot V_0$	④う廻路に13交通 (7日間) $CT = 23,604 \cdot V_0$ $CTM = 7,715 \cdot V_0$ +) $CF = 6,930 \cdot V_0$ $38,249 \cdot V_0$	⑥う廻路に13交通 (60日間) $CT = 202,320 \cdot V_0$ $CTM = 66,132 \cdot V_0$ +) $CF = 59,400 \cdot V_0$ $327,852 \cdot V_0$
	③制限交通 (60日間)	⑤制限交通 (60日間)	
	①に同じ	①に同じ	
	②+③	④+⑤	
	$319,215 \cdot V_0$	$275,243 \cdot V_0$	

る便益であるとする。すなわち

$$P_E = \delta \cdot Q_F \text{ ----- (6)}$$

ここで Q_F は貨物1トン当りの単価、 δ は便益に補正するための係数である。貨物1トン当りの単価 Q_F は地域産業連関表と地域相互間貨物輸送量から求める。関東と東北の間では1574円/トンである。

以上に述べた手法による間接損害計算例を表-2に示す。走行損失が全体の60%以上を占めている。

4.3 橋台の設計震度と建設費用の関係

橋台の設計震度と建設費用の関係を検討した結果、前年度に検討を行、た橋脚の場合と大きな違いは無かつた。橋台の設計震度と建設費用の関係は可動橋台と固定橋台では異、こおり、固定橋台の方が設計震度に対する建設費の増加率が大きい。地盤種別による相違は地盤が軟らかい程、建設費用の増加率が大きい。これらの結果と前年度調査した橋脚の場合と比較すると、1)橋脚の設計震度と建設費用の関係は固定橋台に近い、2)地盤種別による設計震度と建設費用の関係は橋台と橋脚では逆の傾向である(橋脚は地盤が軟らかい方が建設費の増加率が小さい)、であった。

4.4 橋梁の被害確率の推定

地震動強度と被害度の関係について、前年度は既往震害例を基に統計確率的に求めたがばらつきが大きか、ため、今年度は解析的に求めた。被害の状態は橋脚の終局変位に対する任意の地震動(ka')が作用した時の橋脚の変位の比率(η)により確定的に設定した。図-4に各設計震度で設計された橋脚に対する地震動強度と被害の関係の検討結果を示す。ここでの計算手順は、①橋脚部材断面の諸元を用いた橋脚天端水平力 P と同じく天端水平変位量 δ の関係算定、②じん性率 μ の算定、③橋脚を1自由度系の振動モデルに置換してエネルギー一定則を利用して実際の復元力特性と等価な線形系での破壊時の等価震度 k_{he} を求める、④被害度の判定を最大変位履歴を示す係数 η を用いて行、である。

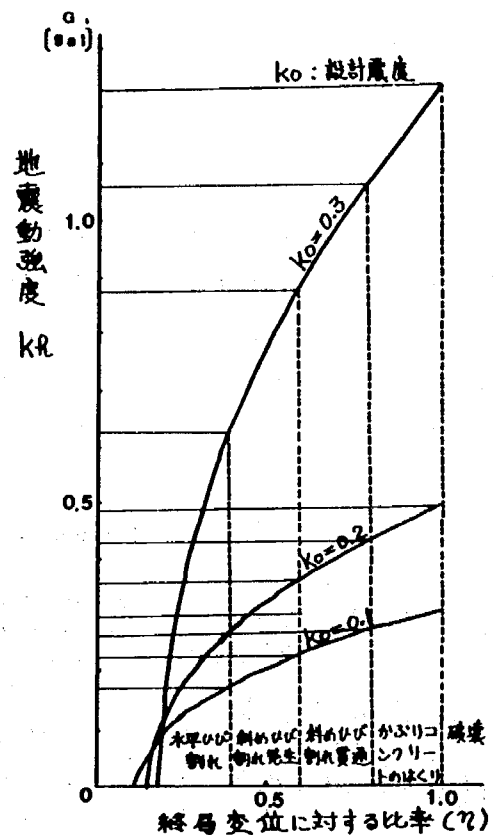


図-4 地震動強度と橋脚の被害度

5. 今後の問題点

本年度は、合理的な地震災害対策の水率を考えるに当、て、道路橋を対象に重要度・間接損害を中心に検討を行、た。今後は、合理的な設計震度について、実際の道路網を対象としてケーススタディを行うことが必要である。

〈参考文献〉

- 1) 建設省道路局、(財)日本システム開発研究所「道路整備による直接便益に関する調査」56年3月
- 2) (社)日本道路協会、道路橋示方書・同解析V耐震設計編 55年5月

2. ライフライン施設の耐震性に関する日米共同研究 (土木研究所試験研究費)

耐震研究室 室長	岩崎敏男
研究員	林原良二
研究員	長谷川金二
	小山達彦
	吉田武史

1. まえがき

1971年リンフェルナンド地震, 1978年宮城県沖地震, 1982年蒲河沖地震などの最近の地震において, 道路, 鉄道, 上下水道, 電力, ガス, 通信施設などのライフライン施設が被害を受け, その機能が阻害されることによって地域社会に大きな混乱がもたらされた。この背景をうけて, ライフライン施設の耐震性を向上させるための研究を日米両国が協力して推進することとなった。この研究の初年度にあたる今年度, 土木研究所ではライフライン施設の主要な構造部材の一つである鉄筋コンクリート柱をとり上げ, 模型実験を行って地震動の継続時間が変化する場合, および地震動の入力方向が時系列的に変化する場合の挙動を調べると共に, 鉄筋コンクリート柱の復元力特性のモデル化ならびに応答解析等の基礎的研究を行った。

2. 研究目的

ライフライン施設の合理的な耐震設計法の指針に結びつける基本概念を導き, 各種施設の耐震性の向上に資することを目的とする。

3. 研究方法

3.1. 鉄筋コンクリート柱模型動的載荷実験

R/C柱模型の柱頭部に加振機(最大加振力/25t, 最大振幅/25mm)を取付け, 載荷速度振幅を一定(25cm/sec)として, 正弦波を入力とした動的正負交番載荷実験を次のように行なった。

(1) 載荷繰返し回数を変えた実験

地震の規模が大きくなると一般に地震動の継続時間が長くなり, 地震荷重の載荷繰返し回数が多くなる。ここでは, 載荷繰返し回数を3種類に変えた実験を行って, R/C柱の耐力, 変形性能等に及ぼす載荷繰返

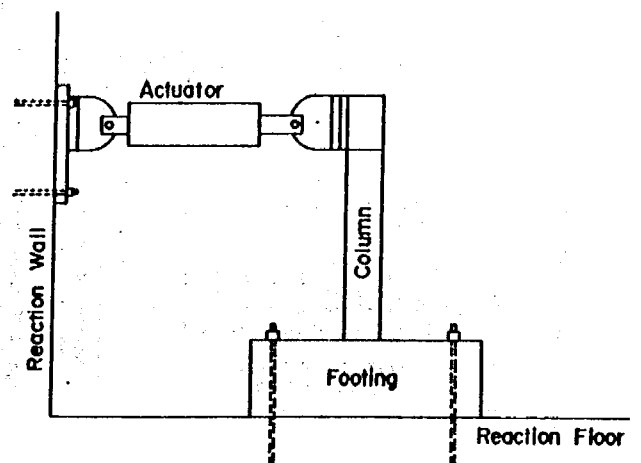


図-1 実験の概要

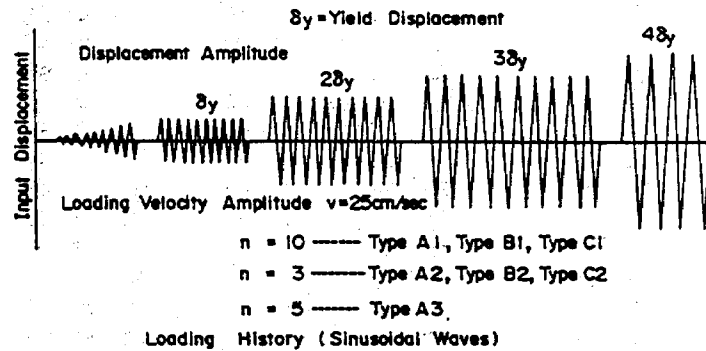
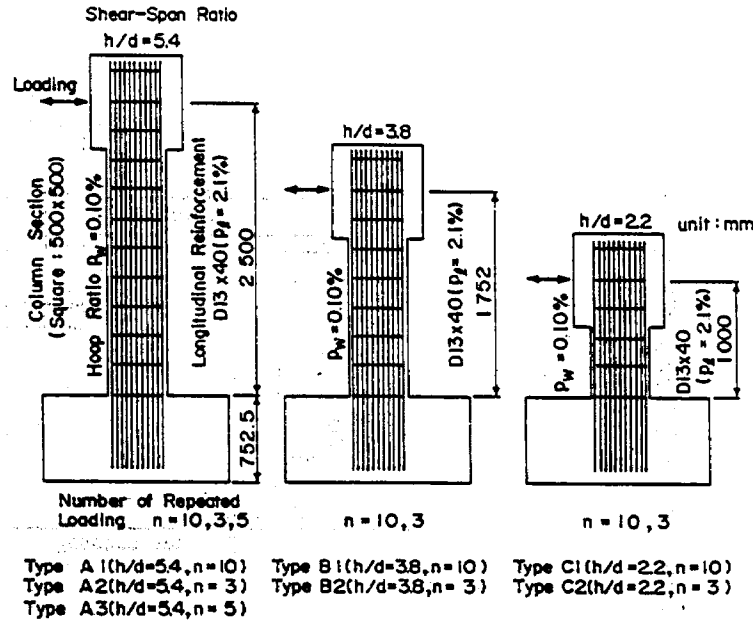


図-2 RC柱動的正負交替荷重実験(載荷繰返し回数の影響)

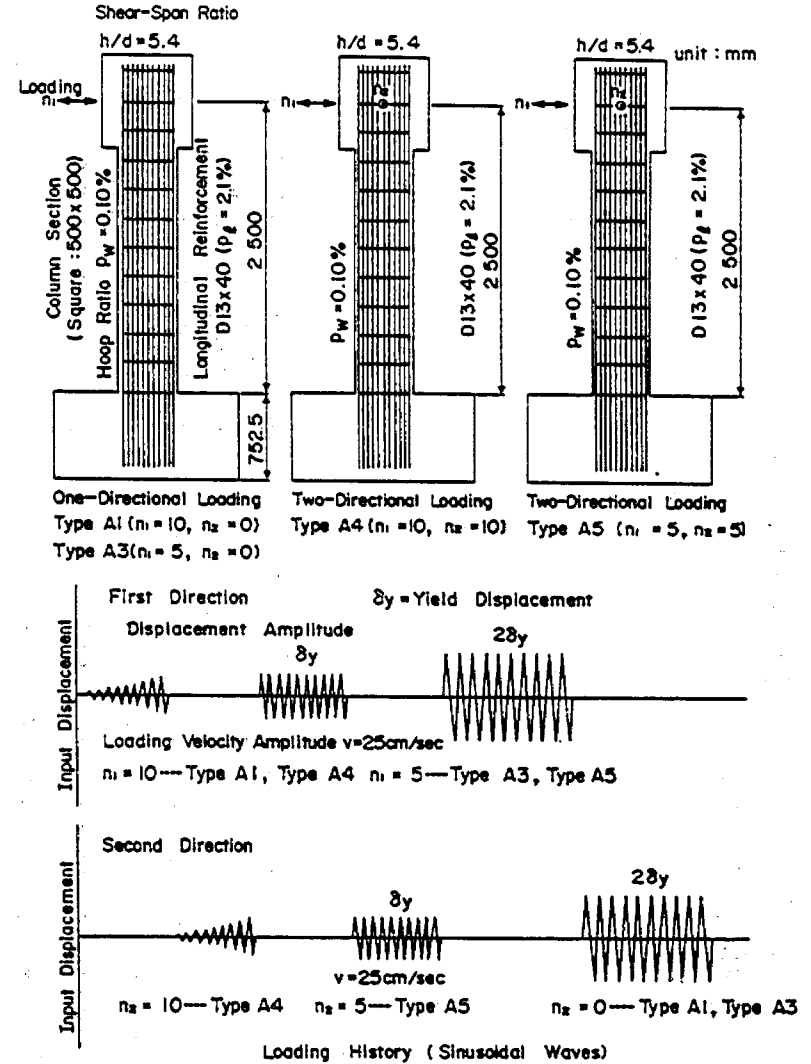


図-3 RC柱動的正負交替荷重実験(2方向荷重の影響)

し回数の影響を調べた。

図-2に供試体の諸元と載荷方法を示す。柱断面は同一でせん断支間比の異なる3種類の供試体 ($h/d = 5.4, 3.8, 2.2$) を用いて, $n\delta_y$ (δ_y = 降伏変位, $n = 1, 2, 3, \dots$) の変位振幅で載荷繰返し回数を $n = 10$ 回, 3回, 5回 ($h/d = 5.4$ の場合のみ), と変化させて実験を行った。

(2) 1方向載荷および2方向載荷実験

実地震時の地震動は入力方向が時系列的に変化することが考えられるため, 1方向載荷実験と2方向載荷実験を行って, RC柱の耐力, 変形性能等に及ぼす2方向載荷の影響を調べた。

図-3に供試体の諸元と載荷方法を示す。供試体はせん断支間比 $h/d = 5.4$ のものを用いて, $n\delta_y$ ($n = 1, 2, 3, \dots$) の変位振幅で, 載荷繰返し回数 $n = 10$ 回および5回の2通りで, 1方向にのみ載荷および直交する2方向に交互に載荷して実験を行った。

なお, 計測は柱頭部の荷重, 変位, 軸方向鉄筋および帯鉄筋のひ

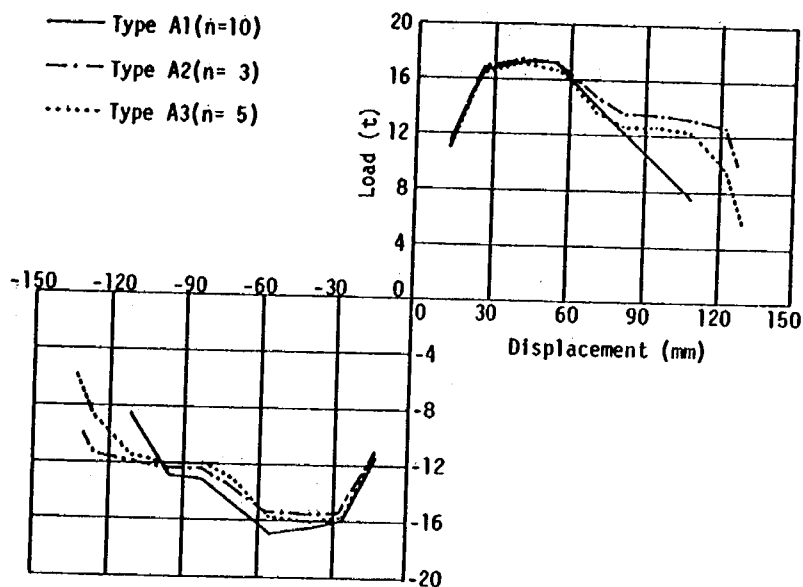


図-4 荷重-変位包絡線(載荷繰返し回数 n の影響)

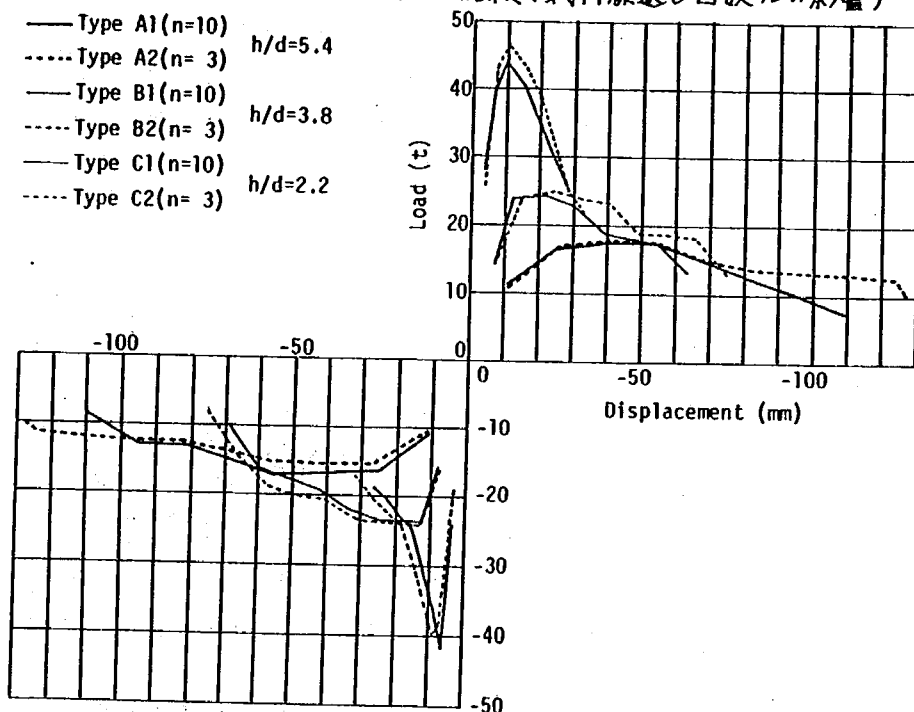


図-5 荷重-変位包絡線(せん断支間比 h/d , 載荷繰返し回数 n の影響)

表-1 耐力と変形性能(載荷繰返し回数を変えた実験結果)

供試体	$h/d = 5.4$			$h/d = 3.8$		$h/d = 2.2$	
	A1($n=10$)	A2($n=3$)	A3($n=5$)	B1($n=10$)	B2($n=3$)	C1($n=10$)	C2($n=3$)
降伏耐力 P_y (t)	13.9	13.6	13.0	21.7	22.1	37.8	40.0
終局耐力 P_u (t)	17.0	16.7	16.7	23.8	24.2	41.1	42.6
P_u/P_y	1.22	1.23	1.28	1.10	1.10	1.09	1.07
降伏変位 δ_y (mm)	15.4	16.4	16.4	10.1	11.1	6.0	6.7
終局変位 δ_u (mm)	74.1	72.3	73.0	33.1	40.4	11.2	11.1
じん性率 δ_u/δ_y	4.81	4.41	4.45	3.28	3.64	1.87	1.66

ずみ等を測定し、各載荷段階ごとにひびわれ等の損傷状況を記録した。

3.2. 鉄筋コンクリート柱の復元力特性のモデル化と応答解析
既往のRC柱模型正負交番載荷実験のデータを用いて、RC柱の降伏点、終局点、荷重-変位包絡線、荷重-変位履歴曲線、履歴減衰等を合理的に表現できるモデルの検討を行った。さらに、ここで提案した解析モデルを用いて、直接基礎およびくい基礎を有するRC橋脚の時刻歴応答解析を行い、線形応答と非線形応答の比較を行った。

4. 研究結果

4.1. RC柱の耐力、変形性能等に及ぼす載荷繰返し回数の影響

載荷繰返し回数を変えた実験結果を図-4、図-5、表-1に示す。ここで、RC柱の降伏点は外側軸方向鉄筋の荷重-ひずみ包絡線の勾配が顕著に低下し始める点とした。また、終局変位は、荷重が降伏荷重まで低下した時の変位とした。

載荷繰返し回数の影響はかぶりコンクリートがはく離するまではほとんど現れず、その後軸方向鉄筋の破断に至るまでの過程において、載荷繰返し回数が多いほど鉄筋破断が早期に生じ、耐力の低下が顕著である。

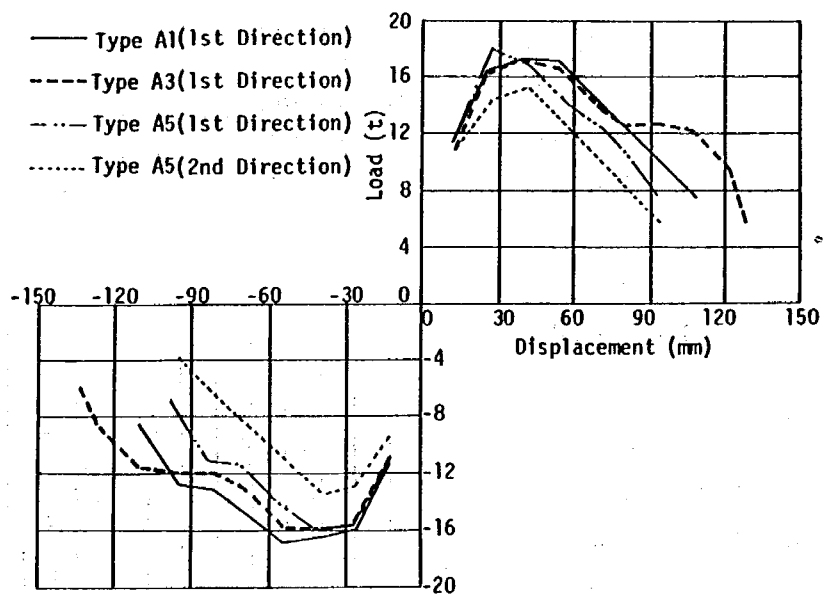
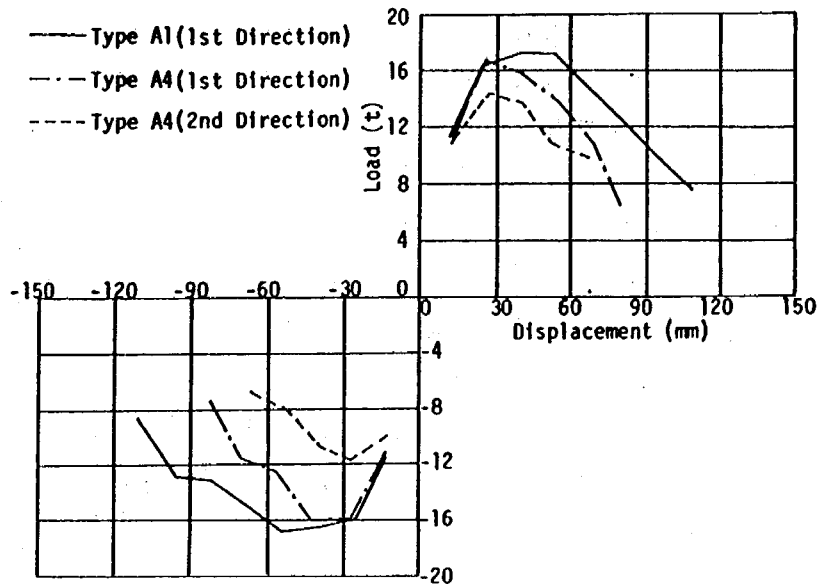


図-6 荷重-変位包絡線(2方向載荷の影響)

表-2 耐力と変形性能(1方向載荷および2方向載荷実験結果)

供試体	1方向載荷		2方向載荷	
	A1($n_1=10, n_2=0$)	A3($n_1=5, n_2=0$)	A4($n_1=10, n_2=10$)	A5($n_1=5, n_2=5$)
降伏耐力 $P_y(kN)$	13.9	13.0	14.0	13.1
終局耐力 $P_u(kN)$	17.0	16.7	16.6	17.2
P_u/P_y	1.22	1.28	1.19	1.31
降伏変位 $\delta_y(mm)$	15.4	16.4	16.3	17.4
終局変位 $\delta_u(mm)$	74.1	73.0	51.3	64.3
じん性率 δ_u/δ_y	4.81	4.45	3.15	3.70

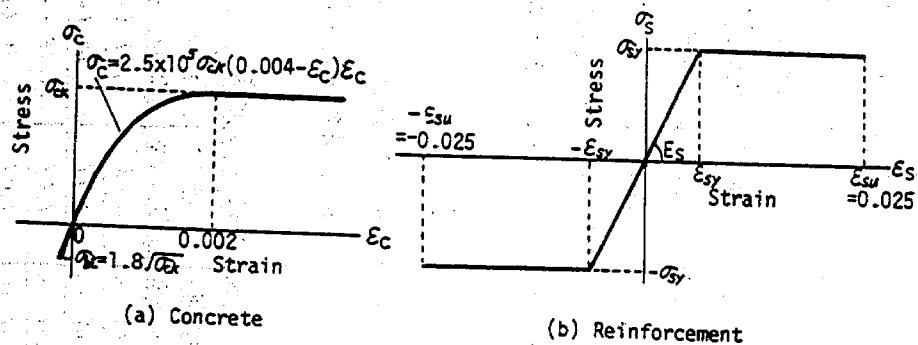


図-7 材料の応力-ひずみ曲線

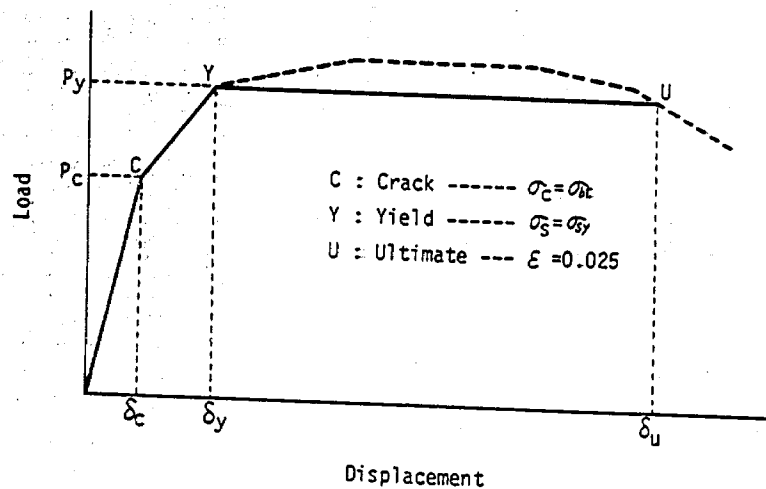


図-8 RC柱の荷重-変位スケルトン曲線

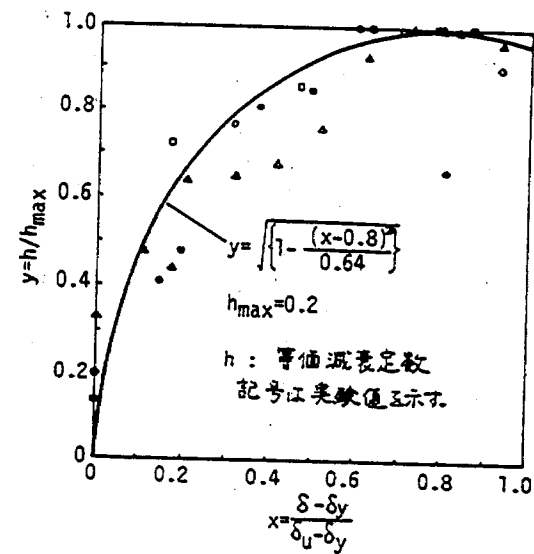


図-9 RC柱の履歴減衰

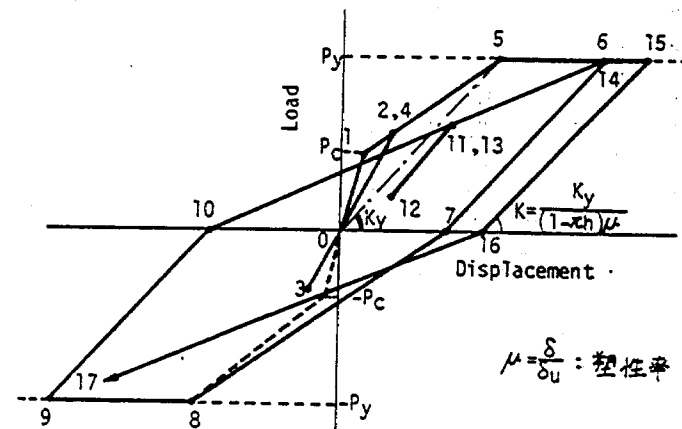


図-10 RC柱の荷重-変位履歴曲線

終局耐力については載荷繰返し回数による差は見られず、またじん性率についても終局変位を上記のように定義した場合には差は見られない。

せん断支間比 h/d が 5.4 および 3.8 の場合は柱基部で曲げ破壊したが、 h/d が 2.2 の場合はせん断破壊し、 h/d が大きいほどじん性率が大きくなっている。

4.2. RC柱の耐力、変形性能等に及ぼす2方向載荷の影響

1方向載荷および2方向載荷実験結果を図-6、表-2に示す。終局耐力については2方向載荷の影響はほとんど見られないが、2方向載荷の場合は1方向載荷に比べてかぶりコンクリートのはく離、軸方向鉄筋破断が早期に生じ、耐力の低下が早くなることからじん性率は6~8割に低下している。

4.3. RC柱の復元力特性のモデル化

RC柱のモデル化に関する検討結果を図-7~図-10に示す。RC柱の荷重-変位スケルトン曲線は、ひびわれ点、降伏点、終局点を図-7のコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ曲線を用いて算出し、これらの点を直線で結んだモデル(図-8)とする。ここで、ひびわれ点はコンクリートの引張応力が $1.8\sqrt{f_{ck}}$ に達した点、降伏点は引張鉄筋図心位置の鉄筋の応力(ひずみ)が降伏応力(ひずみ)に達した点、終局点は鉄筋のひずみが0.025に達した点とした。降伏点の算出において引張鉄筋図心位置での鉄筋の応力に着目したのは部材としての降伏点を求めるためであり、終局点の算出において鉄筋のひずみに着目したのは、RC柱の耐力が降伏耐力以下に低下するのはかぶりコンクリートのはく離した後、軸方向鉄筋が大きくはらみ出したり破断したりする時点であることを考慮したことによるものである。なお、フーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる柱の回転も考慮して柱頭変位を算出する。RC柱の塑性化の進行と履歴減衰については図-9に示したような関係があり、この関係を満足するようにRC柱の荷重-変位履歴曲線のもどり勾配を算出して図-10のような非線形解析モデルを求める。この解析モデルを用いた非線形応答解析と線形応答解析の結果の比較を表-3に示す。開比橋TR記録波は比較的短周期成分が卓越していることから、非線形応答においては塑性化があまり進行しないで、入力加速度が大きければ、とも応答はとれほど大きくならない。

5. 今後の問題点

鉄筋コンクリート柱、半地下構造物、地中構造物等の各種のライフライン施設について地震荷重の方向性等の複雑な地震作用を考慮した耐震設計手法の高度化をはかるための調査研究を行う必要がある。

表-3 線形応答と非線形応答の比較(開比橋TR記録波入力、橋脚躯体のじん性率: 3.95)

基礎形式	基礎入力加速度	応答加速度(桁位置)		応答変位(桁位置)		塑性率	橋脚躯体 入力エネルギー	橋脚躯体 吸収エネルギー
		線形応答	非線形応答	線形応答	非線形応答			
直接基礎	200 gal	236 gal	165 gal	1.52 cm	2.63 cm	0.63	1.84 km	0.62 km
	400 gal	472 gal	215 gal	3.04 cm	4.08 cm	0.99	2.10 km	0.98 km
	600 gal	708 gal	216 gal	4.56 cm	6.79 cm	1.67	18.38 km	17.38 km
くい基礎	200 gal	1584 gal	215 gal	9.86 cm	4.11 cm	1.01	4.95 km	3.74 km
	400 gal	3168 gal	216 gal	19.72 cm	8.26 cm	2.04	47.92 km	47.33 km
	600 gal	4752 gal	216 gal	29.58 cm	9.98 cm	2.47	57.71 km	57.49 km

3. 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(総アロ))

地震防災部	部長	佐藤和夫
耐震研究室	室長	岩崎敏男
	研究員	萩原良二
	研究員	長谷川金二
		後藤勝志

1. ま え が き

既往の地震による道路橋の被害実態調査を行い, その被災特性を整理した。それにもとづいて, 地震後に実施すべき道路橋の緊急点検要領, 既往の被災例から道路交通機能に最も大きな影響を及ぼすと考えられる鉄筋コンクリート橋脚の被災判定手法について調査した。

2. 研究 目 的

地震後の道路利用者の安全確保, 道路交通機能障害の軽減, および被災橋の復旧の合理化を図るための道路橋の緊急点検要領と被災判定手法を得ることを目的とした。

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」(岡本義三委員長) およびこの委員会のもとに設置された「橋梁構造物分科会」(伯野元彦分科会長) における研究計画, 研究結果の検討を通して実施した。

1964年新潟地震, 1978年宮城県沖地震, 1983年日本海中部地震を対象に, 道路橋の被害, 機能障害(交通規制), および復旧について調査した。その調査結果にもとづいて, 地震後早急に実施すべき交通規制, 段差補修, 桁板受等の緊急措置を行うための道路橋の緊急点検要領をとりまとめた。また, 地震による被災判定においてとくに重要と考えられる鉄筋コンクリート橋脚躯体の被災判定手法について, 建設省土木研究所において実施した模型載荷実験結果および既往の実橋被災例を検討してとりまとめた。

4. 研究 結 果

4.1 地震後に実施すべき道路橋の緊急点検要領

地震後の道路管理者の現場パトロールにおける道路橋の点検時に必要な資器材を表-1に列挙した。また, 地震後の道路橋の緊急点検調査手順および点検要領を図-1, 表-2に示す。

緊急点検は, 地震後の道路利用者の安全確保と道路交通機能障害を軽減するために, 現場の道

路管理者が被災橋梁についてどのような緊急措置が必要であるかを迅速かつ的確に判断することを目的として行うものである。緊急点検は、まず橋面および橋梁側方の点検を行い、落橋もしくは耐力の低下につながるような被災を受けている危険性と交通車両の走行性を著しく阻害するような被災の有無を調べる。この点検によ、て表-2に示したような変状または損傷が発見された場合は、表-2の要領に従、て支承周辺部、上部工主構、および下部工（躯体、基礎工）の被災の有無を調べ、交通規制、段差補修、桁板受等の緊急措置の必要性を判断する。

4.2 鉄筋コンクリート橋脚の被災判定手法

鉄筋コンクリート単柱橋脚の被災判定手法について調査した結果を図-2、図-3、表-3、表-4に示す。RC単柱橋脚の損傷は、一般に水平ひびわれ、斜のひびわれ、かぶりコンクリートはく離、軸方向鉄筋のはらみ出し・破断と進行する。したが、て、RC単柱橋脚の被災判定は、観測される損傷状況から残留強度および残留変形性能を推定することによ、て行うことができる。表-3、表-4には、損傷状況に対応する緊急措置および復旧の目安についても記述している。

表-1 地震後の道路橋点検時の必要資器材

点検書類	橋梁位置図、橋梁台帳、被災測定指針、点検表、野帳
点検用自動車	(通信手段を有しているもの)
交通規制用機材	バリケード、ロープ、規制標識、案内標識
現場接近のための器材	梯子、脚立、安全索
測定具	双眼鏡(暗視用)、点検ハンマー、コンパス、ビデオカメラ、巻尺、ポール、箱尺、スラントルール
記録具	カメラ、フィルム、フラッシュ、ビデオカメラ、カラスプレー、黒板
その他	スコップ、常温アスファルト、懐中電燈

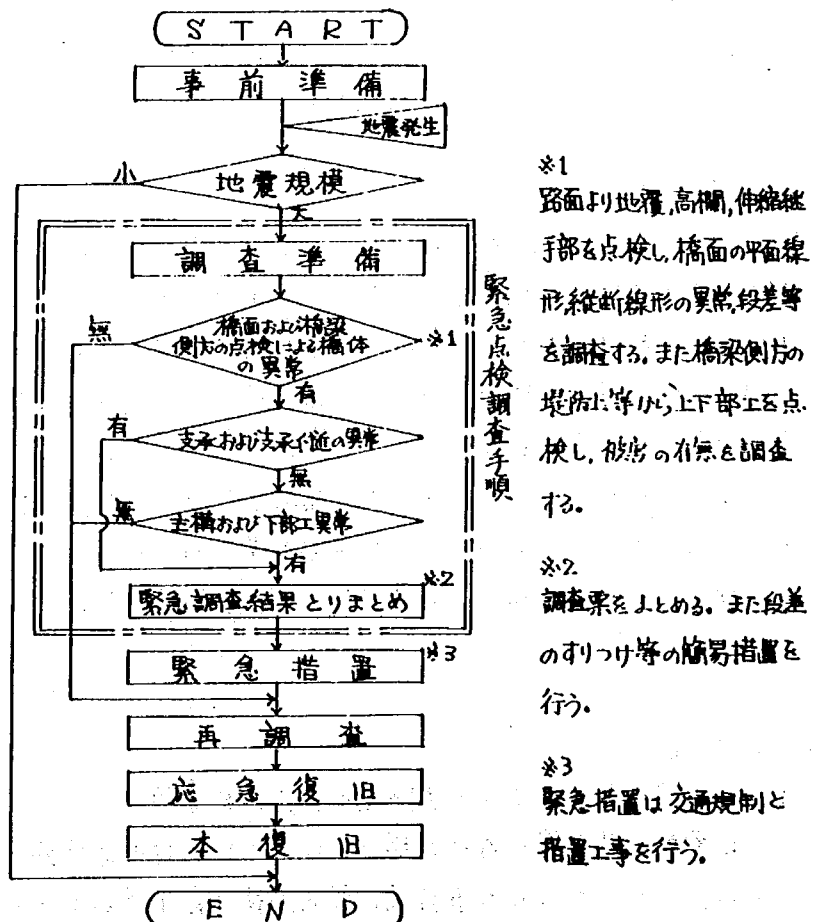


図-1 地震後の道路橋緊急点検調査手順

表-2 地震後の道路橋緊急点検要領

点検箇所		発見すべき 変状または損傷	着目部材または位置	測定と必要とする 被災程度	測定内容および量	測定方法	注 意 事 項	
必ず点検すべき項目	橋 面	高欄地盤のずれまたは折れ角、地行	地 覆 ・ 高 欄	(5cm以上のずれ) 顕著な折れ角(シト)	ずれ量・折れ点のシト量	コンベックススケール・シト量 は見通し間の最大値を目視		
		縦断線形の折れ角	地 覆 ・ 高 欄	顕著な折れ角(沈下・隆起)	沈下量・隆起量	見通し間の最大値を目視		
		伸縮部のひらき・盛り上がり・段差	伸縮装置	(10cm以上のひらき)山形の盛り上がり量(3m以上の段差)	ひらきの幅・盛上がり量・段差量	コンベックススケール	顕著な異常に対しては支承周辺の点検に注意	
	橋梁側面	上部工	不連続な(折れた)にわみ	高欄天端・主構下面	顕著な折れ角のあるにわみ	沈下量	見通し間の最大値を目視および双眼鏡	
	下部工	沈下・傾斜、スリ・ひびわれ コンクリートはく離	軀 体	明らかに異常な沈下・傾斜 複数の鉄筋露出	沈下量・天端変位量・スリ・隆起量	目視および双眼鏡		
上記の点検で異常があった場合に点検すべき項目	支承周辺	破 損	支 承	本体のわれ・スッパ等の破断・ピン・ローラーの抜け出し	破損箇所の位置 抜け出し量	目 視 コンベックススケール		
		主桁の移動	桁 端	支承の移動止当の逸脱	移 動 量	目 視 コンベックススケール	桁の移動があった場合には桁振かりに注意	
		アンカーボルト・セツトボルトの抜け出し・破断	支承の取付位置	(1cm以上の抜け出し)	抜け出し量 破断の有無と位置	目 視 コンベックススケール		
	上 部 工	鋼 橋	主部材の破断 全体座屈	不連続な(にわみ)にわみ 位置の主部材・支承付近の部材	顕著な湾曲	破断・座屈の位置・湾曲のシト量	目 視 ・ 双 眼 鏡 コンベックススケール	
			主部材の局部座屈	支承付近の主部材	主部材のわれ 顕著な湾曲	われの幅長さ・湾曲のシト量	目 視 コンベックススケール	連続桁の固定部付近に注意
		PC橋	主部材のひびわれ (はく離)	支承付近の主部材	(1mm以上のひびわれ)	最も大きなひびわれ幅・長さ	目視・ひびわれ幅測定尺 コンベックススケール	固定部付近に注意
			RC橋	主部材のひびわれ (はく離)	支承付近の主部材	(3mm以上のひびわれ)	最も大きなひびわれ幅・長さ	目視・ひびわれ幅測定尺 コンベックススケール
	下 部 工	軀 体		変位・傾斜	軀 体	明らかに異常な変位・傾斜	天端変位量	目 視 ・ 双 眼 鏡
			コンクリートはく離	軀 体	複数の鉄筋露出	はく離位置・幅	目 視 ・ 双 眼 鏡 コンベックススケール	
			ひびわれ	軀 体	(5mm以上のひびわれ)	最も大きなひびわれ幅・長さ	目 視 ・ 双 眼 鏡 コンベックススケール	
	基礎工		変位・傾斜	周辺地盤	顕著な変状	盛り上がり・ひらきの分布と 最も大きな量	目 視 双 眼 鏡	下部工の変位・傾斜が顕著な 場合は注意
			損 傷	周辺地盤	顕著な変状	盛り上がり・ひらきの分布と 最も大きな量	目 視 双 眼 鏡	

注) () 内の数値は判断のための目安の値を示す。

表-3は、通常の躯体基部曲げ破壊橋脚の被災判定についてとりまとめたものである。橋脚躯体基部に損傷が生じた場合は、かぶりコンクリートがはく離し、軸方向鉄筋がはらみ出したり破断するまでは降伏耐力以上の耐力を保有しているため、とくに損傷の進行が認められないかぎり、交通規制の必要はないものと判断できる。緊急措置工事としては、鉄筋が破断して橋脚躯体が傾斜し、落橋の危険性がある場合に対して桁板受け等の工事を行う。応急復旧は、かぶりコンクリートのはく離以上の損傷に対して、樹脂注入、パテ補修等を行う。本復旧は、ひびわれに対しては樹脂注入、かぶりコンクリートはく離に対してはパテ補修、鉄筋のはらみ出しまたは破断に対してはRC巻立てを行う。

表-4は、軸方向鉄筋の段落しがあり、十分な鉄筋定着長が確保されていない場合の軸方向鉄筋段落し部破壊橋脚の被災判定についてとりまとめたものである。軸方向鉄筋段落し部における破壊は躯体基部における破壊に比べてぜい性的であり、

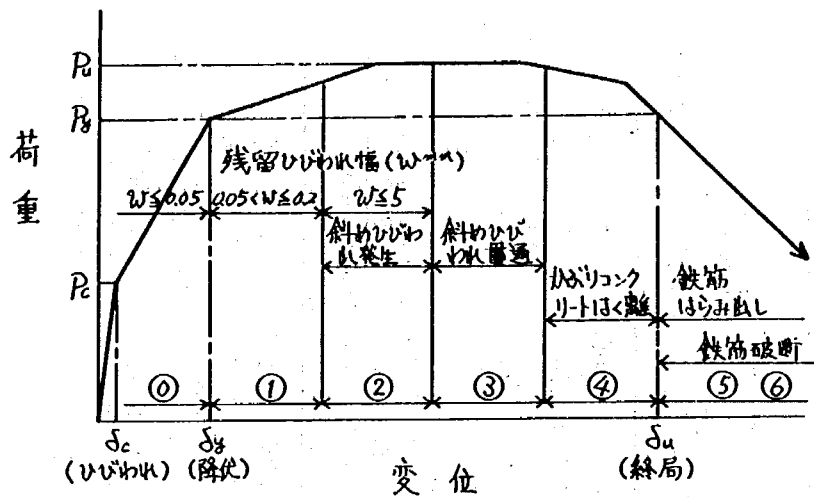
斜めひびわれ貫通以上の損傷であれば交通規制の必要があり、本復旧はRC巻立てを行う必要がある。

5. 今後の問題点

せん断破壊が生じるような鉄筋コンクリート橋脚の被災判定手法、および上部工、基礎、支承部の被災判定手法について今後調査し、道路橋の被災判定手法をとりまとめる必要がある。

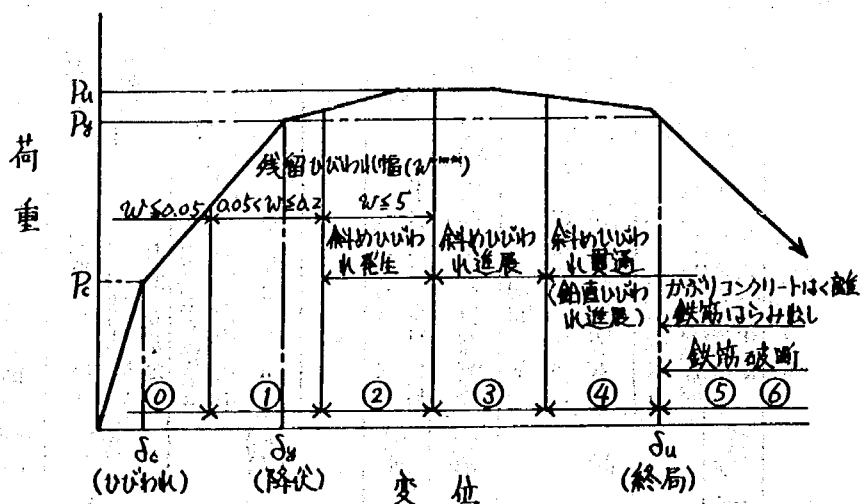
参考文献

- 1) (財) 国土開発技術研究センター、震災復旧技術研究開発土木委員会：震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書（建設省土木研究所委託）、昭和59年3月



○内数字は表-3の変位履歴を示す。

図-2 変位履歴と損傷状況（躯体基部曲げ破壊橋脚）



○内数字は表-4の変位履歴を示す。

図-3 変位履歴と損傷状況（軸方向鉄筋段落し部破壊橋脚）

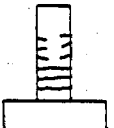
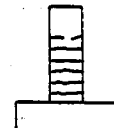
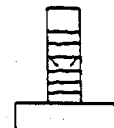
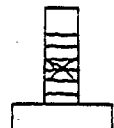
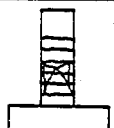
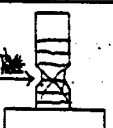
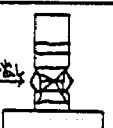
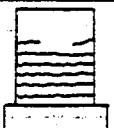
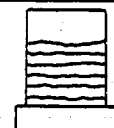
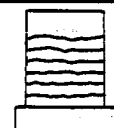
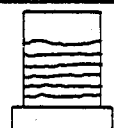
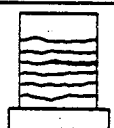
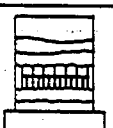
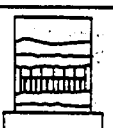
表-3 R C 単柱橋脚の被災判定 (躯体基部の曲げ破壊橋脚)

			R C 単柱橋脚の変位履歴 (損傷度)						
			① $\frac{\delta}{\delta_y} \leq 1.0$	② $1.0 < \frac{\delta}{\delta_y}, \frac{\delta}{\delta_u} \leq 0.4$	③ $0.4 < \frac{\delta}{\delta_u} \leq 0.6$	④ $0.6 < \frac{\delta}{\delta_u} \leq 0.8$	⑤ $0.8 < \frac{\delta}{\delta_u} \leq 1.0$	⑥ $1.0 < \frac{\delta}{\delta_u}$	
橋脚天端水平力			$P \leq P_y$	$1.05 P_y$	$1.1 P_y$	$1.1 P_y$	$1.0 P_y$	$P < P_y$	
残留水平ひびわれ幅 (変位が小さい場合)			$w \leq 0.05^{mm}$	$0.05 < w \leq 0.2^{mm}$	$w \leq 5^{mm}$	—	—	—	
斜めひびわれ			—	—	発生	貫通	—	—	
ガバコンクリートはく離 鉄筋はらみ出し			—	—	—	—	ガバコンクリートはく離	鉄筋はらみ出し	
鉄筋破断			—	—	—	—	—	発生	
損傷状況	通常の 場合 $P \geq 0.5\%$	側面図							
		正面図							
	軸方向鉄筋比小の場合 $R < 0.5\%$	側面図							
		正面図							
残留強度			$P_u (1.1 \sim 1.3 P_y)$	$P_u (1.1 \sim 1.3 P_y)$	$P_u (1.1 \sim 1.3 P_y)$	$1.1 P_y$	$1.0 P_y$	P_y 以下	
残留変形性能 $\frac{\delta_u - \delta}{\delta_u - \delta_y}$			100 %	70 %	50 %	30 %	10 %	0 %	
観測される損傷			水平ひびわれのみ		斜めひびわれ(発生)	斜めひびわれ貫通	ガバコンクリートはく離	鉄筋はらみ出し	
緊急措置 の目安	交通規制	不要	不要	不要	不要	不要	不要	通行止	
	措置工事	不要	不要	不要	不要	不要	不要	所収受等	
復旧の目安	応急復旧工	不要	不要	不要	不要	不要	樹脂注入 パテ補修	* (破断鉄筋増設 パテ補修)	
	本復旧工	不要 (ひびわれ幅 0.2 mm 以上の場合は樹脂注入)	不要 (ひびわれ幅 0.2 mm 以上の場合は樹脂注入)	不要 (ひびわれ幅 0.2 mm 以上の場合は樹脂注入)	不要 (ひびわれ幅 0.2 mm 以上の場合は樹脂注入)	樹脂注入	樹脂注入 パテ補修	R/C 巻立て	

注) この表は現場の状況または設計図より破壊が躯体基部に発生していることを確認できた場合に適用する。

※1 応急復旧工が大幅に必要となる場合には省略する。

表 - 4 R C 単柱橋脚の被災判定 (軸方向鉄筋段落し部破壊橋脚)

		R C 単柱橋脚の変位履歴 (損傷度)						
		① $\frac{\delta}{\delta_y} \leq 1.0$	② $1.0 < \frac{\delta}{\delta_y} \leq 1.05$	③ $1.05 < \frac{\delta}{\delta_y} \leq 1.1$	④ $1.1 < \frac{\delta}{\delta_y} \leq 1.2$	⑤ $1.2 < \frac{\delta}{\delta_y} \leq 1.3$	⑥ $1.3 < \frac{\delta}{\delta_y} \leq 1.4$	⑦ $1.4 < \frac{\delta}{\delta_y} \leq 1.5$
橋脚天端水平反力		$P \leq P_y$	$1.05 P_y$	$1.05 P_y$	$1.05 P_y$	$1.0 P_y$	$P < P_y$	
残留水平ひびわれ幅		$w \leq 0.05$	$0.05 < w \leq 0.1$	$w \leq 5$	—	—	—	—
斜めひびわれ		—	—	発生	進展	貫通 (鉛直ひびわれに進展)	—	—
かぶりコンクリートはく離 鉄筋はらみ出し		—	—	—	—	—	かぶりコンクリートはく離 鉄筋はらみ出し	—
鉄筋破断		—	—	—	—	—	発生	—
損傷状況	側面図							
	正面図							
残留強度		$P_u(1.05 \sim 1.1 P_y)$	$P_u(1.05 \sim 1.1 P_y)$	$P_u(1.05 \sim 1.1 P_y)$	$1.0 P_y$	$1.0 P_y$	P_y 以下	P_y 以下
残留変形 性能 $\frac{\delta_u - \delta}{\delta_u - \delta_y}$		100 %	100 %	70 %	40 %	10 %	0 %	0 %
観測される損傷		水平ひびわれのみ	斜めひびわれ ($D/2$ 以下)	斜めひびわれ ($D/2$ 以上)	斜めひびわれ貫通 (鉛直ひびわれ進展)	かぶりコンクリートはく離 鉄筋はらみ出し	鉄筋はらみ出し	鉄筋はらみ出し
緊急措置の目安	交通規制	不要	不要	不要 (損傷の進行が認められる場合は重量制限・車線減少等)	不要 (損傷の進行が認められる場合は重量制限・車線減少等)	重量制限・車線減少等 (損傷の進行が認められる場合は通行止)	重量制限・車線減少等 (損傷の進行が認められる場合は通行止)	通行止
	措置工事	不要	不要	不要 (損傷の進行が認められる場合は削り取等)	不要 (損傷の進行が認められる場合は削り取等)	不要 (損傷の進行が認められる場合は削り取等)	不要 (損傷の進行が認められる場合は削り取等)	削り取等
復旧の目安	応急復旧工法	不要	不要	不要	樹脂注入	樹脂注入 パテ補修	^{*2} 樹脂注入 (パテ補修)	
	本復旧工法	不要 (ひびわれ幅 0.2mm 以上の場合は樹脂注入)	樹脂注入	樹脂注入	RC巻立て	RC巻立て	RC巻立て	

注: *1 Dは躯体厚

*2 応急復旧が大部分となる場合には省略する

4. 復旧技術の評価手法の開発——評価項目の設定——

(震災構造物の復旧技術の開発, 建設技術研究開発費(総アロ))

地震防災部 部長 佐藤 和夫
耐震研究室 室長 岩崎 敏男
研究員 大日方尚巳
後藤 勝志

1. まえがき

震災構造物の合理的な復旧を行うためには、個々の構造物の復旧のみに着目しているのではなく、総合的に観点から復旧水準・復旧優先度などを評価する必要がある。そこで本研究においては復旧の各段階においてどのような観点による評価が必要かを検討・整理した。

2. 研究目的

震災復旧の進の方を総合的に評価するための観点および項目を選定し、合理的な震災復旧計画策定の資料とすることを目的とする。

3. 研究方法

本研究は、財団法人建設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」(委員長 岡本 幹三東京大学名誉教授) およびこの委員会のもとに設置された「復旧技術評価分科会」(分科会長 久保慶三郎埼玉大学教授)において、研究計画・研究成果の検討を行いつつ実施した。

4. 研究結果

「復旧技術ないしは復旧過程における評価項目」という言葉は種々の意味と持っているが、大きくは2つの内容に区分できる。1つは復旧技術・工法の評価であり、工法の効果・効率の評価ないしは構造物の種類・被害程

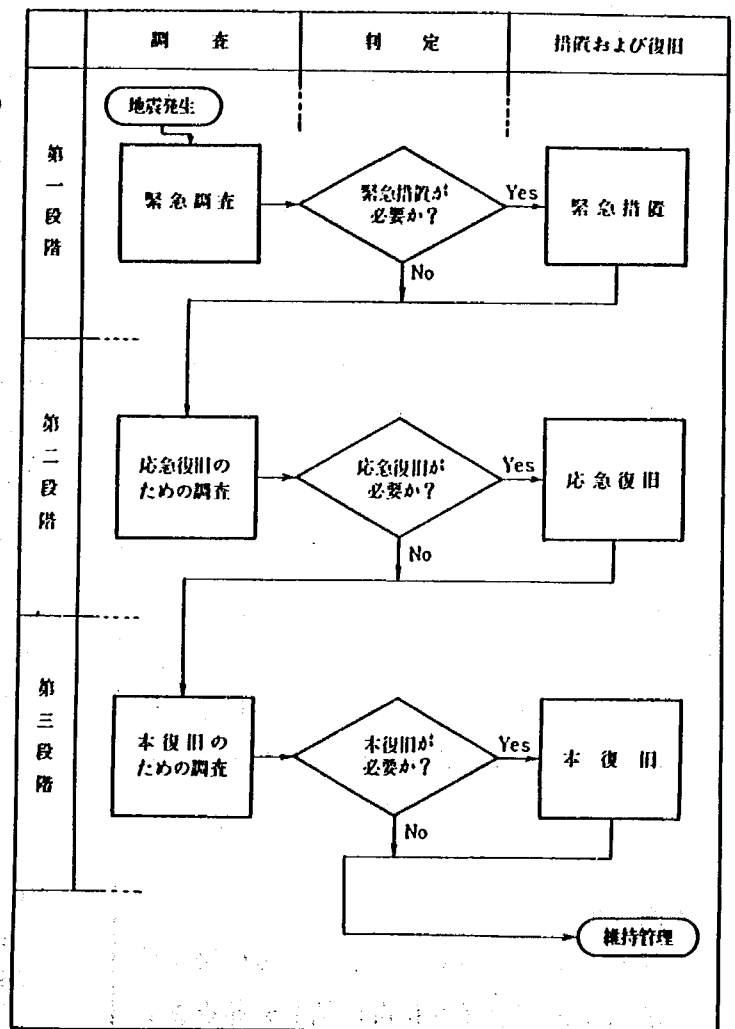


図-1 被災から復旧に至る基本的な流れ

度などに応じた工法の選択基準と考えることができる。2つは復旧過程における評価であり、復旧を進めていく上での注意事項・留意点、緊急措置・応急措置を行うかどうかの判定項目、あるいは復旧優先順位決定のために考慮すべき要因と考えることができる。

本研究では、後者の意味、すなわち復旧過程における評価項目として問題をとらえて調査を実施した。しかし、復旧過程における評価項目といっても前述したように範囲が広いので今年度は、評価項目を「復旧各段階において必要な措置・工事を実施するか否かを決定するに際して考慮しなければならない項目・要因」と狭義な意味に限定して調査を行った。

評価項目は、図-1に示す復旧フローの各段階の判定に必要な項目と考えた。表-1は本検討により得られた評価項目である。ここでは総合的な観点より評価項目を検討したものであり、大項目ともいえる。そのための二次災害の可能性などの評価項目は各対象施設により違、た中味に細分されることとなる。

5. 今後の進め方

今年度は、復旧過程における評価項目を狭義な範囲に限定して検討したものであり、今後、社会的・経済的な要因も考慮した復旧技術評価項目を検討することが必要である。また、抽出された評価項目の相互関連についてのシステムの整理も必要である。

〈参考文献〉

- 1) 国土開発技術研究センター「昭和58年度震災構造物の復旧技術に関する報告書」

表-1 復旧過程における評価項目

1) 各施設及び復旧の各段階で共通な評価項目	- 被害の量及び程度 - 二次災害の可能性 気象・津波・余震に関する情報を含む。 - 施設の現状 規模、ネットワーク特性等 - 地域の現状 土地利用状況等 - 地域全体の被害状況 震災の規模 - 管轄外を含む施設全体の被害状況 施設の被害の規模
2) 第一段階（緊急措置）における評価項目	- 機能的な重要度 緊急措置をとる施設・位置及び優先順位の決定 例：道路施設では緊急の通行（緊急車両、避難路）の確保が、 また河川では洪水対策が第一に優先。 - 緊急措置の効果 ごく短期的な機能の確保 - 緊急措置の社会・経済・環境・後の復旧等と与える影響 例：下水道施設処理場・ポンプ場からの汚水の放流 → 河川等の汚染 - 他施設との関連 被害が他施設機能と与える影響 例：下水道管路の被害 → 道路交通に支障
3) 第二段階（応急復旧）における評価項目	- 機能的な重要度 応急復旧する施設・位置及び優先順位の決定 - 応急復旧の効果 短期的な機能の確保 - 応急復旧の他に与える影響 - 人員・資材の量 優先順位の決定 - 他施設との関連 例：道路施設では、埋設管との関連、下水道施設では、 道路、上水道との関連
4) 第三段階（本復旧）における評価項目	- 機能的な重要度 優先順位の決定 - 構造物の寿命 本復旧の必要性 - 他施設との関連 例：下水道施設では道路施設との関連

5. 復旧技術の評価手法の開発——評価手法の開発——

(震災構造物の復旧技術の開発, 建設技術研究開発費(総アロ))

地震防災部 部長 佐藤 和夫
耐震研究室 室長 岩崎 敏男
研究員 大日方尚巳
後藤 勝志

1. まえがき

震災構造物の合理的な復旧を行うためには、総合的な観点から復旧方法を評価することが必要である。そこで本研究は、別途に設置された評価項目を対象に評価手法を開発するために、既往地震を対象として 1) 震災復旧における問題点、2) 震後の交通状況、3) 二次災害の内容、などについて調査を行った。

2. 研究目的

震災復旧の総合的な評価方法を開発し、合理的な復旧計画の資料と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「復旧技術研究開発土木委員会」(岡本舜三委員長)およびこの委員会のもとに設置された「復旧技術評価分科会」(久保慶三郎分科会長)で研究計画・成果の検討を行いつつ実施した。

表-1 震災復旧の各段階における問題点・意見

- | |
|---|
| a) 緊急調査 |
| ・ 限られた人員で短時間に全てを一応でも見ることは、難しい。緊急点検の順位をあらかじめ決めておくが必要かもしれない。 |
| b) 緊急措置 |
| ・ 緊急の交通規制に必要な看板、標識、バリケード等が不足した。日常の常備品の点検ないしは、緊急時のこのような物品の収集システムの確立が望まれる。 |
| c) 調査(全般について) |
| ・ 災害時の移動体制、パトロール体制の確立および具体的な調査要領の作成が望まれる。 |
| ・ 被害箇所の写真の取り方、被害状況のとらえ方に個人差が大きく、被害状況の把握に苦勞した例が多い。写真撮影マニュアルが望まれる。また、ビデオの有効利用が考えられてよい。 |
| ・ 橋梁に管理点検設備がなかったため、初期の段階で重要な被害の見落としがあった。沓や橋脚上部付近に点検設備を設置することが望まれる。 |
| ・ 堤防および道路盛土法面等で、草の深い所では被害の見落としが多かった。平時から、草刈りを定期的に実施することも考えられる。 |
| ・ 被害調査には、人員不足のために技術的知識を持たない職員も加えざるをえない。地震災害に関する教育・訓練も必要であろう。 |
| ・ 人員不足については、必要に応じて、コンサルタント等、民間企業を有効に活用することも考えられる。 |
| ・ 調査・復旧を効率よく実施するためには、図面、設計図書類を整理しておき、いざという時にすぐ取り出せるようにしておくことが望ましい。 |
| d) 復旧(全般について) |
| ・ 復旧工事に際して、重機類の搬入路をさがすのに苦勞した。平時から機械搬入路を検討しておくことが望まれる。 |
| ・ 工事用道路を、砂利で補強したが、砂利の量が少なかったため使用に耐えず、応急復旧が大幅に遅れた。工事用道路といえども目的に耐えられるように補強することが望ましい。 |
| ・ 地震の影響で資材、機械の入手が困難となることに注意する必要がある。 |
| ・ 図面・設計図書等を平時から整備しておくことが望ましい。 |
| e) 情報連絡 |
| ・ 災害時は、電話連絡が困難であり、無線も混信などのトラブルが多く、連絡がスムーズにいかなかった例が多い。携帯無線機の性能の向上、非常時周波数の割り当て、電話回線の優先確保などの検討が望まれる。 |
| ・ 関係機関(警察、消防、報道関係、県、市町村)との連絡がスムーズにいかない例も多く、事前 |
| に連絡・協力体制を確立しておくことが望ましい。 |

4. 研究結果

既往地震——1968年十勝沖地震・1978年宮城県沖地震・1983年日本海中部地震——を対象として、震後の対応に関する事例調査を行、た。表-1はこの事例調査より得られた問題点などを整理したものである。この結果より主要な問題点は、1) 復旧資機材の不足、2) 被害調査や復旧における人員・人材の不足、3) 管理施設の図面類や危険箇所の整理・把握、4) 情報連絡や復旧の指揮系統の明確化、などである。なお、地震規模や対象地域が異、な場合には新、な問題が生、じると思、われる。

地震後の交通状況を既往地震の事例より整理した。その結果を表-2に示す。地震後には、救援・避難・広報・復旧など新、しく多くの人の動きが発生し、道路の交通量も増加する。そのための被害調査や復旧に支障となることもあるが、これらの需要交通を満、すため夜間に復旧工事をした例がある。

地震災害による二次災害には色々な状況が考、えられるための要因とタイプにより表-3に示すように整理した。ここでは地震災害と本震の地震動および津波による一次災害と余震・降雨等による二次災害に区分し、二次災害を3タイプに分けた。被害拡大要因は、共通的・自然的・人為的の3つに区分して整理した。また、これらの二次災害の事例を収集・整理した。

表-2 震災後の交通特性

地震事例 項目	新潟地震	伊豆大島近海地震	宮城県沖地震
発生交通の質	被害が大きいため当日、夕刻より見舞い、復旧物資輸送目的の交通も発生。	平常は観光目的が多かったが、救援・復旧目的に一変した。	帰宅目的が発生した。一般交通が大部分。
発生交通の量	見舞い、物資輸送の交通が多量に発生したため、新潟市内は大混乱。	量的には平常時、被災時とも多くはない。	当日夕は帰宅目的の車で渋滞。2~3日後には平常時にもどる。

5. 今後の進め方

本年度は復旧技術評価手法について基礎的調査を行、た段階であるため、今後個々の評価方法を具体的に検討していく必要がある。

表-3 二次災害の形態と拡大要因

施設	2次災害の種類	内 容 お よ び 波 及	拡 大 要 因		
			自 然 的	人 為 的	共通
河川・海岸	Type I 被害を放置することによる事故等	被害の進展・拡大 堤防・護岸等の崩壊→人命・他財産への影響	津波、余震、降雨、高潮 局所的な地形・地質 (クラックの拡大)	周辺の土地利用状況	被害の量および程度・構造体としての不完全さ、緊急措置および必要復旧の不備
	Type II 機能がそこなわれることに起因する災害	被害箇所からの河水・海水の浸入 洪水→災害の拡大	津波、降雨、高潮 (水位の増大) 施設周辺の地形	周辺の土地利用状況 施設全体の被害状況	
	Type III 他の施設被害ないしは他の地震被害からの影響による災害	地震時ないしはそれ以降の大規模な山崩れ 河川のせき止め→周辺の水没→決壊→洪水→災害の拡大	降雨、余震 周辺の地形・地質 (山崩れの誘発)	周辺の土地利用状況 事前対策(山崩れに対する)の不備	
道路施設	Type I	被害の進展・拡大 斜面・盤上等の崩壊・落石→人命・他財産への影響 斜面からの落石・トンネル上面の剥離→人命・他財産への影響	降雨、余震 局所的な地形・地質	周辺の土地利用状況 交通量	
	Type II	緊急車両(救急車、消防車等)の通行不能ないしは大幅な回、入→人命・災害拡大 火災の影響 道路面の凹凸・陥没等→交通事故	気候(雨・雪によるスリップ)	災害の発生 地域全体の被災状況 (→交通量) 路線の性格 危険物の貯蔵状況	
	Type III	下水道等埋設管の被害→道路面の凹凸・陥没	局所的な地形・地質	埋設管の被害状況 交通量	
下水道施設	Type I	被害の進展・拡大 道路面の凹凸・陥没→道路交通への障害 周辺地質の変状→周辺他財産への影響	津波、降雨、余震 局所的な地形・地質 地下水位	周辺の土地利用状況	周辺の市街化度合 施設全体の被害状況 地域全体の被害状況 上水道の被害状況
	Type II	流下機能の障害による汚水・雨水の湛水 →浸水→災害の拡大 疫病の発生	降雨、津波、気候 (水道使用量) 周辺の地形		
	Type III	道路交通による被害の進展・拡大		交通量	

6. 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 長谷川 金二

小山 達彦

吉田 武史

1. ま え が き

明石海峡大橋の基礎形式の一案として、既に櫃石島橋に採用された脚付きケーソンが考えられる。この脚付きケーソンは、沈設したケーソンの下に大口径の場所打ちぐいを密に打ち込んだ構造となっており、耐震性を検討するために動的解析を行う場合にはこの種の構造のモデル化について検討する必要があるものと考えられる。昨年度において、Mindlin の解を用いて脚付きケーソンの静的な変形特性を調査し、脚付きケーソンの変形計算を行う場合の脚部の取扱い方について検討した。その結果、脚部と通常のくい基礎およびケーソン基礎と仮定した場合の中間的な変形特性を示すことが結論として得られた。今年度はこの調査に引続いて、動的解析における脚付きケーソン脚部のモデル化について検討し、集中質量モデルを考えた時の周辺地盤から脚部への振動入力方法（入力格点のとり方）、脚部質量の分割方法および脚部質量の有無（質量格点のとり方）が解析精度に及ぼす影響について調査した。

2. 研究 目 的

長大橋の基礎形式として脚付きケーソンを採用した場合の動的解析における、脚付きケーソン脚部の合理的なモデル化の方法を導くことを目的とする。

3. 研究 方 法

3.1 対象構造系

明石海峡大橋2Pの基礎として、図-1に示したようなケーソンの下に脚ぐい（くい径 $\phi=5m$ 、くい長 $l=30m$ 、くい本数32本）を設置した脚付きケーソンを想定した。

3.2 解析モデル

図-1の脚付きケーソンを対象に、図-2および表-3に示したような地盤、ケーソン、脚部と集中質点系に置換えた動的解析モデルを考えた。さらに、これを基本モデルとして、図-3に示したような入力格点数を少なくした解析モデル、および質量格点数を少なくした解析モデルと質量を無視した解析モデルを考え、これらの解析モデルを用いて動的解析を行い、解析モデルにおける入力格点および質量格点のとり方（解析モデルの簡略化）が解析結果に及ぼす影響について検討した。

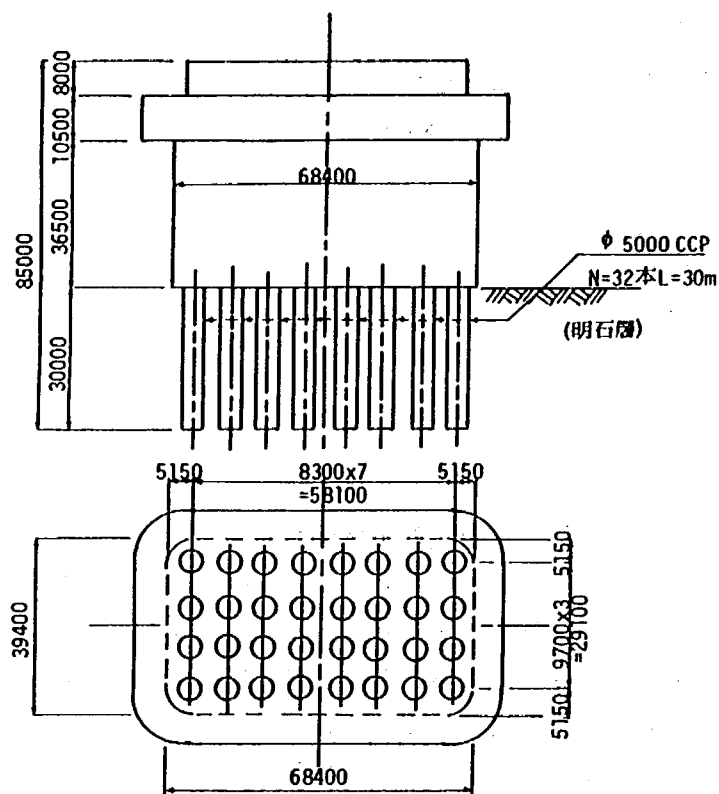


図-1 脚付きケーソン基礎

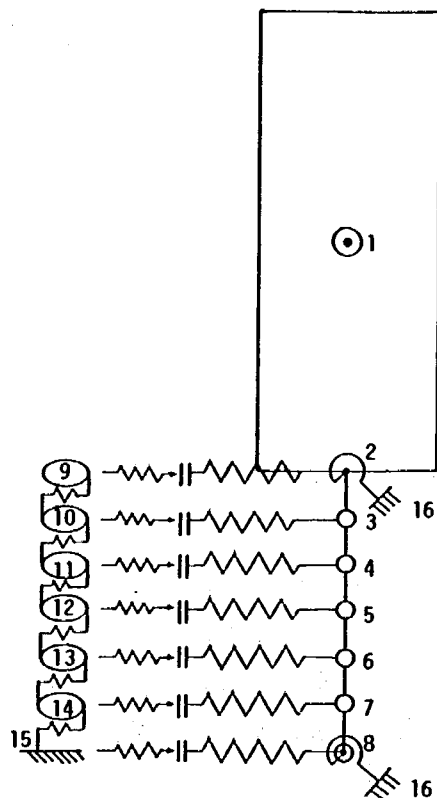


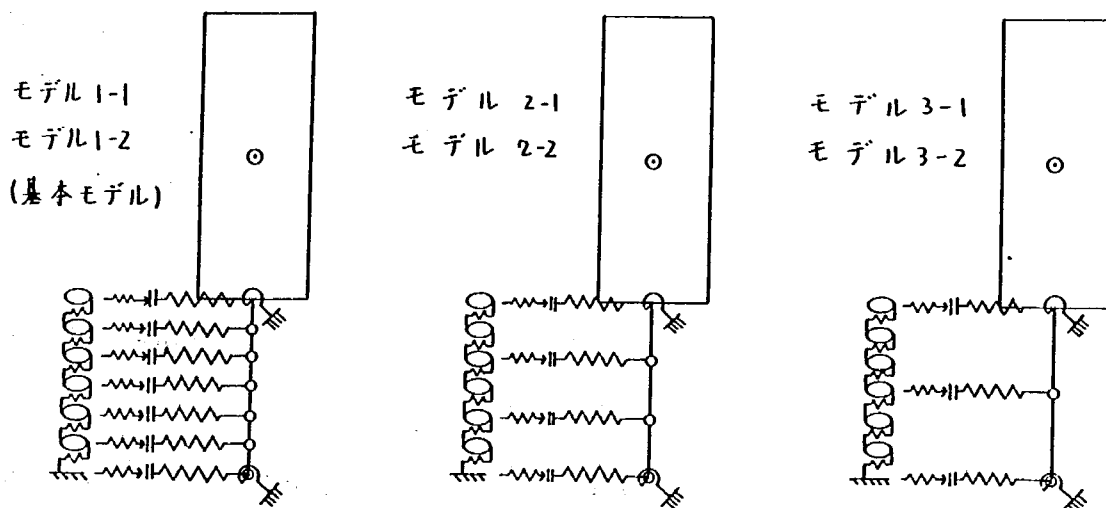
図-2 動的解析モデル (基本モデル)

表-1 解析モデル諸元 (基本モデル)

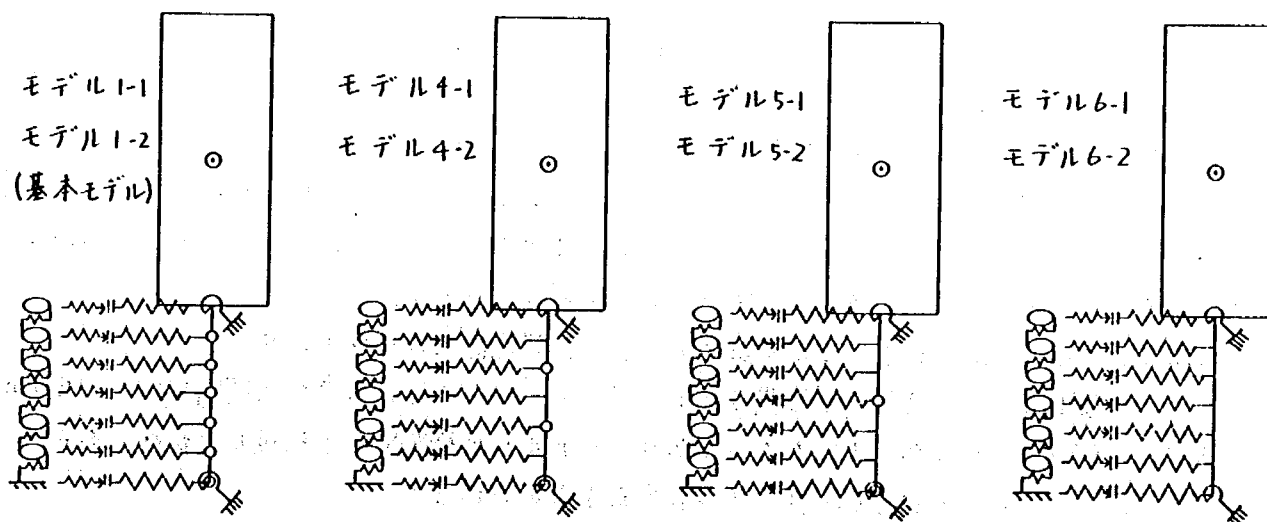
地 盤 モ デ ル				基 礎 構 造 モ デ ル							
地盤の格点重量(t)		地盤のせん断ばね(kN)		脚の格点重量(t)		脚の剛性ΣEI =2.95×10 ⁸ t・m ²		ケーソン端回転ばね モデル1-1 (道路橋示方書 IV編に於ける) ΣK _φ =2.4158×10 ⁸ t・m/rad		地盤-基礎間ばね(kN)	
①	1.25×10 ⁶	⑨-⑩	4.285×10 ⁸	③	2.31×10 ⁴						モデル1-1 モデル1-2
⑩	2.50×10 ⁶	⑩-⑪	4.285×10 ⁸	④	2.31×10 ⁴	脚下端回転ばね ⑧-⑬ ΣK _R =1.28×10 ⁸ t・m/rad				⑨-⑫	7.56×10 ⁶ 2.47×10 ⁵
⑪	2.50×10 ⁶	⑪-⑫	4.285×10 ⁸	⑤	2.31×10 ⁴	脚下端せん断ばね ⑧-⑬ ΣK _s =2.56×10 ⁶ t/m		モデル1-2 (脚部をケーソンの 取扱い場合のばね) ΣK _φ =1.7135×10 ⁸ t・m/rad		⑬-⑭	1.512×10 ⁷ 4.94×10 ⁵
⑫	2.50×10 ⁶	⑫-⑬	4.285×10 ⁸	⑥	2.31×10 ⁴	ケーソン水平方向マス =3.821×10 ⁵ t				⑭-⑮	1.512×10 ⁷ 4.94×10 ⁵
⑬	2.50×10 ⁶	⑬-⑭	4.285×10 ⁸	⑦	2.31×10 ⁴	ケーソン回転慣性 =2.380×10 ⁸ t・m ²				⑮-⑯	7.56×10 ⁶ 2.47×10 ⁵
⑭	2.50×10 ⁶	⑭-⑮	4.285×10 ⁸	⑧	1.15×10 ⁴						

脚ぐい根入れ部の地盤振動モデルは、明石層の変形係数 $E = \alpha E_{sb} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.4$ から算出されるせん断弾性定数 $G = E / [2(1+\nu)] = 857 \text{ kg/cm}^2$ 、および単位体積重量 $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ を用いて設定した。また、地盤振動モデルにおいて考慮した地盤領域は、脚付きケーソンを中心とした $500 \text{ m} \times 500 \text{ m}$ の範囲内の地盤とした。

基礎-地盤間のばね定数は、上記の変形係数 $E = 2400 \text{ kg/cm}^2$ を用いて道路橋示方書IV下部構造編に従って脚部をくい基礎として求めたばね定数(モデル番号の後の番号を1とする)、および脚ぐいに囲まれた部分を一体のケーソンと仮定して横方向地盤ばね、鉛直方向地盤ばね、脚ぐい頭部回転ばねをそれぞれ算出して求めたばね定数(モデル番号の後の番号を2とする)の2と通りの場合を考えた。この場合、後者は前者に比べて地盤を軟らかく評価している。なお、脚部の剛性はいずれの場合も脚ぐいの剛性を合計して評価している。ここで、基礎-地盤間のばね定数をケーソン的に算出した解析モデルによる脚付きケーソンの静的変形特性は、昨年度の調査で得られた変形特性と比較的によく一致している。脚部の質量は、脚ぐいとそれに囲まれた土の質量を合計して算出している。



(a) 入力格点数に着目した解析モデル



(b) 脚部質量格点数、脚部質量の有無に着目した解析モデル

図-3 入力格点、質量格点のとり方を変えた解析モデル

減衰定数は地盤，基礎ともに $\eta = 0.1$ と仮定した。

3.3 入力地震動

動的解析における入力地震動として，図-4 に示した本四スペクトルを用いた。

4. 研究結果

各解析モデルによる動的解析（応答スペクトル法）の結果（1次および2次固有周期，ケーソン重心位置での応答加速度および応答変位，ケーソン応答回転角，脚頭せん断力（脚ぐい32本分），脚頭曲げモーメント（脚ぐい32本分）の最大値）を表-2に示す。また，入力格点および質量格点を比較的密にと，た基本モデルと基準として，各解析モデルによる解析結果の比較を行，たものを図-5に示す。

これらの解析的検討により，脚付きケーソン基礎の動的解析モデルにおける入力格点および質量格点のとり方に関して次のような結果が得られた。

(1) 脚部の入力格点分割の粗さが解析結果に及ぼす影響

モデル1（基本モデル：入力格点間隔5m）に対して，モデル2は入力格点間隔を10m，モデル3は入力格点間隔を15mと粗くと，たものである。

a. 道路橋示方書Ⅳ下部構造編に従，てばね定数を求めた場合

固有周期については，モデル1に対してモデル2は2%，モデル3は4%の差がある。ケーソンの応答加速度についてはそれぞれ3%，4%，応答変位についてはそれぞれ1%，2%，応答回転角についてはそれぞれ2%，4%の差がある。脚頭部のせん断力についてはそれぞれ37%，70%，曲げモーメントについてはそれぞれ22%，41%の差がある。

b. 一体のケーソンとしてばね定数を求めた場合

固有周期については，モデル1に対してモデル2は2%，モデル3は2%の差がある。ケーソンの応答加速度についてはそれぞれ2%，11%，応答変位についてはそれぞれ2%，5%，応答回転角についてはそれぞれ1%，11%の差がある。脚頭部のせん断力についてはそれぞれ22%，34%，曲げモーメントについてはそれぞれ5%，28%の差がある。

(2) 脚部の質量格点分割の粗さおよび脚部質量の有無が解析結果に及ぼす影響

モデル1（基本モデル：質量格点間隔5m）に対して，モデル4は質量格点間隔を10m，モデル5は質量格点間隔を15mと粗くと，たものであり，モデル6は脚部質量を無視したものである。

a. 道路橋示方書Ⅳ下部構造編に従，てばね定数を求めた場合

固有周期については，モデル1に対してモデル4は1%，モデル5は2%，モデル6は1%の差がある。ケーソンの応答加速度についてはそれぞれ3%，4%，1%，応答変位についてはそ

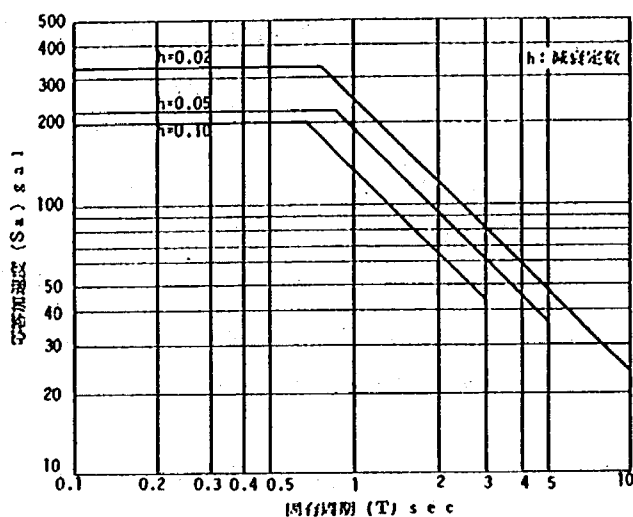


図-4 応答加速度スペクトル曲線
(地震動の最大加速度が180 gal の場合)

れぞれ0%, 1%, 2%, 応答回転角についてはそれぞれ0%, 0%, 1%の差がある。脚頭部のせん断力についてはそれぞれ1%, 3%, 1%, 曲げモーメントについてはそれぞれ2%, 2%, 1%の差がある。

h. 一体のケーソンとしてばね定数を求めた場合

固有周期については、モデル1に対してモデル4は1%, モデル5は2%, モデル6は2%の差がある。ケーソンの応答加速度についてはそれぞれ6%, 13%, 17%, 応答変位についてはそれぞれ0%, 0%, 7%, 応答回転角についてはそれぞれ5%, 9%, 22%の差がある。脚頭部のせん断力についてはそれぞれ3%, 7%, 19%, 曲げモーメントについてはそれぞれ11%, 21%, 37%の差がある。

以上のことより、脚付きケーソンの固有周期、ケーソンの応答については、入力格点および質量格点のとり方による解析結果の差は22%以下で小さいものと考えられるが、脚頭部断面力については解析結果の差が大きく、入力格点および質量格点を粗くと、たり、脚部質量を無視することはできないものと考えられる。

5. 今後の問題点

脚付きケーソンの変形特性および動的解析モデルに関する検討にもとづき、脚付きケーソンの耐震設計の体系化を図る必要がある。

表-2 各解析モデルによる動的解析結果

解析 モデル	固有周期		ケーソン部 応答 最大値			脚頭断面力 最大値	
	1次 (Sec)	2次 (Sec)	重心位置での 加速度(gal)	重心位置での 変位(mm)	回転角 (rad)	せん断力 (t)	曲げモーメント (t・m)
モデル1-1	0.971	0.587	174.3	3.93	1.35×10^{-3}	2.67×10^4	5.12×10^5
モデル2-1	0.953	0.586	179.4	3.91	1.38×10^{-3}	3.66×10^4	6.24×10^5
モデル3-1	0.937	0.585	182.1	3.87	1.41×10^{-3}	4.53×10^4	7.23×10^5
モデル4-1	0.980	0.586	169.8	3.94	1.35×10^{-3}	2.70×10^4	5.04×10^5
モデル5-1	0.990	0.586	166.8	3.95	1.35×10^{-3}	2.76×10^4	5.02×10^5
モデル6-1	0.961	0.585	173.0	3.87	1.33×10^{-3}	2.64×10^4	5.08×10^5
モデル1-2	1.535	0.591	124.5	5.70	1.39×10^{-3}	4.06×10^4	6.56×10^5
モデル2-2	1.564	0.591	121.7	5.80	1.41×10^{-3}	3.16×10^4	6.24×10^5
モデル3-2	1.498	0.589	110.5	5.44	1.24×10^{-3}	2.69×10^4	4.72×10^5
モデル4-2	1.550	0.590	116.8	5.69	1.32×10^{-3}	3.93×10^4	5.81×10^5
モデル5-2	1.565	0.589	108.7	5.68	1.26×10^{-3}	3.76×10^4	5.15×10^5
モデル6-2	1.501	0.587	103.3	5.30	1.09×10^{-3}	3.29×10^4	4.14×10^5

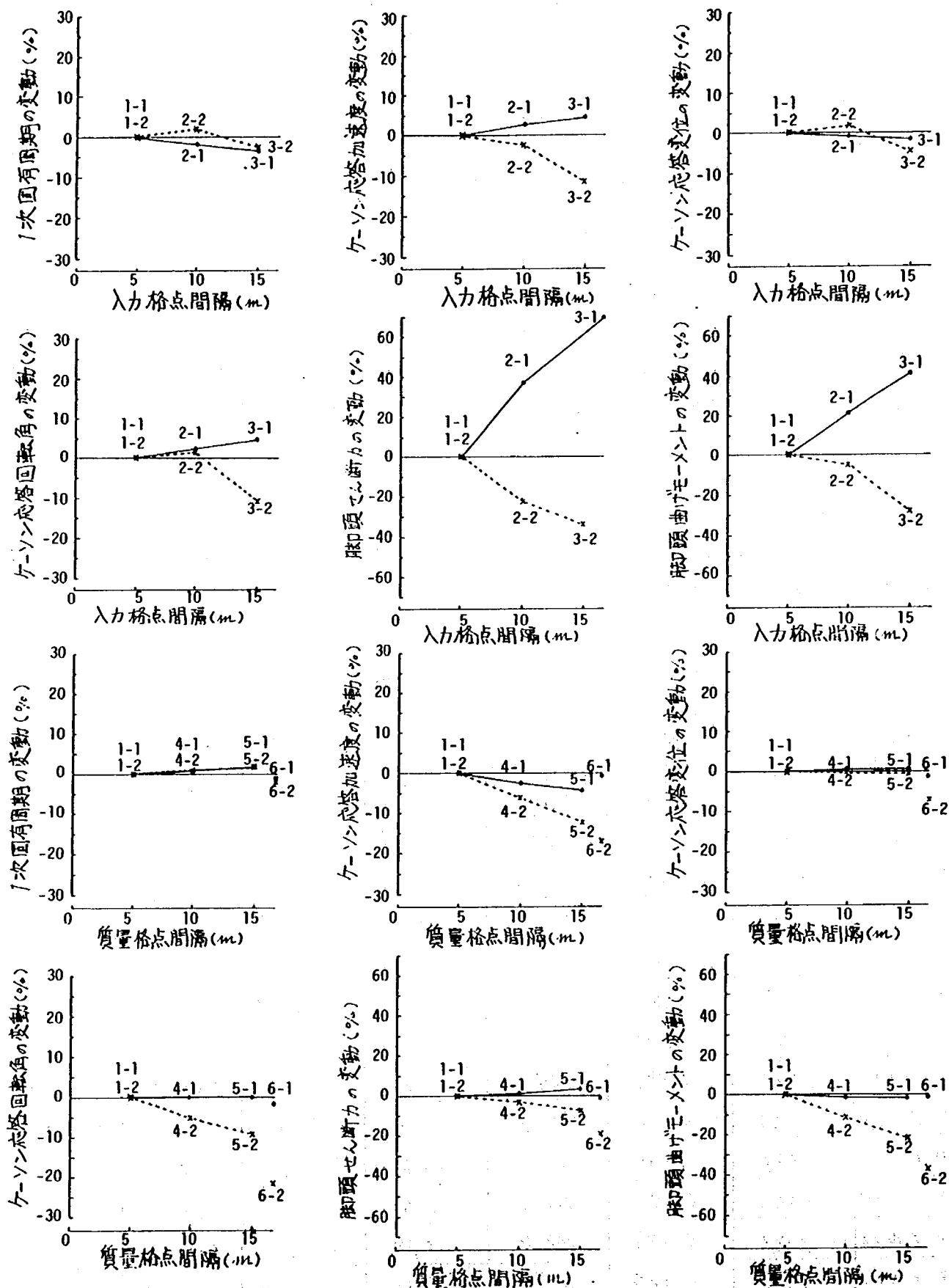


図 5 入力格点、質量格点のとり方を変えた解析結果の比較(モデル 1-1, 1-2 を基準とする)

7. 東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する調査

(東京湾横断道路の構造施設設計に関する調査試験, 日本道路公団受託)

耐震研究室 室長 岩崎 敏男

研究員 大日方尚巳

加納 尚史

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。本年度は以下に示す2つの課題について調査を行った。

1) 人工島斜路部の解析モデルの検討

東京湾横断道路トンネルの人工島斜路部における沈埋トンネルの動的挙動を精度よく解析するために斜路部解析モデル化の方法を調査した。

2) 沈埋トンネルの耐震性調査方法の検討

既往の沈埋トンネルの振動実験、地震応答観測および数値解析の結果を整理し、東京湾横断道路トンネルの耐震性調査を行うに当たって、これら調査方法および調査結果の適用性を検討した。

2. 調査目的

本調査は、東京湾横断道路トンネルの人工島斜路部解析モデルの検討および同トンネルの耐震調査方法の検討を行い、今後の同トンネルの合理的な設計に資することを目的とする。

3. 調査方法

3.1 人工島斜路部の解析モデルの検討

図-1に川崎側人工島斜路部沈埋トンネルの一般図を示す。この人工島斜路部の構造および形状の特殊性を考慮し、既往の斜路部解析モデルの持つ問題点を整理して、その問題点を改良し得る解析モデルを検討した。

3.2 沈埋トンネルの耐震性調査方法の検討

既往の沈埋トンネルの研究事例を整理し、振動実験の今後の適用方針、地震応答観測の結果の解釈、数値解析の解析モデル作成上の仮定条件の妥当性などについて考察を加え、東京湾横断道路トンネルの耐震性調査を行うに当たりこれら既往の調査方法および調査結果の適用性を検討した。

4. 調査結果

4.1 人工島斜路部の解析モデルの検討

4.1.1 既往人工島斜路部解析モデルの問題点

既往の人工島斜路部の解析モデルは、表層地盤を水平成層とした一般部と同じモデルを用いていた。しかし、人工島斜路部は横断および縦断方向に断面・構造が変化しているため直接に一般部モデルを使用することはできない。そこで既往モデルの適用に当たっては以下のような工夫がなされていた。

- ① 斜路部の固有周期を別途にFEM等により求め、この周期に合うように各層の地盤剛性を変える。
- ② 各層ごとに同じ変位が生ずると仮定し、人工島斜路部でのせん断バネを求め、それを合成して等価な地盤合成を設定する。

上記の方法はあくまでも便法と考えるべきであり、その精度の検証も行われていない。

4.1.2

モデル改良方針 人工島斜路部の解析

モデル化の方法として

は、1) 三次元FEMによる方法、2) 三次元バネマスモデルによる方法、3) 既往解析モデルの改良(二次元バネマスモデルによる)、などが考えられる。このうち1)および2)が詳細な解析方法と言えるが、計算時間が膨大なものとなることおよび新たな解析システムを作成する必要があることなどから、3)の方法により検討した。

上記3)の方法による解析モデルの改良は、既往の解析システムの一部追加修正によることとし、斜路部の横断形状・構造の変化を二次元のFEMにより考慮して固有値解析を行い、その結果を基にし

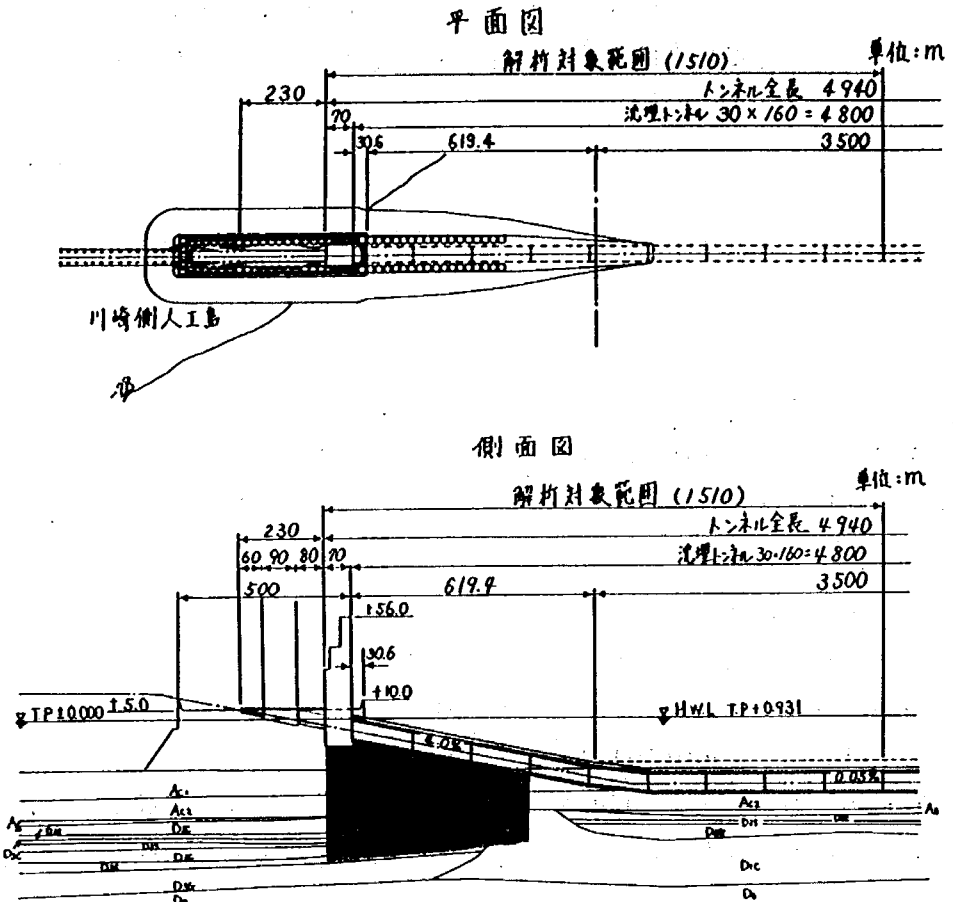


図-1 人工島斜路部埋設トンネル一般図(川崎側)

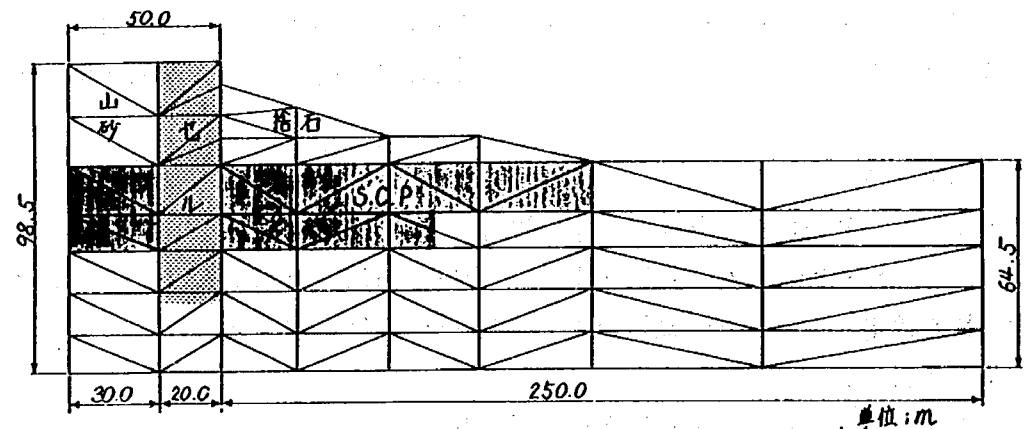


図-2 人工島斜路部の二次元FEMによるモデル化例

トンネル位置で優勢なせん断一次・二次のモードをそれと等価な1質点・2質点系モデルに置換し、その後は既往解析と同じ流れとした。また、縦断方向の形状・構造の変化に対しては、特に新たな解析方法によるのでは無く、地盤解析の質点間隔を密にすることにより対応することとした。

4.1.3 解析方法の改良

人工島斜路部の各位置における地盤の固有値解析と質点系モデル作成までの流れを図-3に示す。また、人工島斜路部の二次元FEMによるモデル化の例を図-2に示す。第一に人工島斜路部のFEM固有値解析結果より、トンネル位置の地盤の応答に最も影響の大きいせん断一次および二次のモードを選定する必要があるが、斜路部の固有振動モードは多数存在する。表-1に人工島斜路部の換気塔位置における固有値解析結果を示す。

FEMによる固有値解析結果よりトンネル位置で優勢なせん断一次・二次のモードの選定は各モードの有効質量Mとトンネル直下位置での地盤ひずみとの積により証価することとした。表-2に

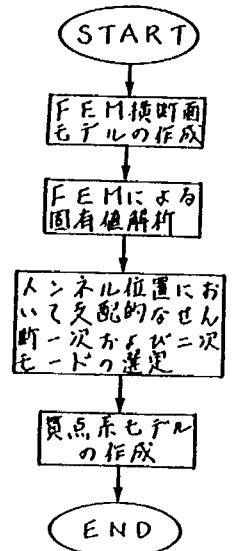


図-3

表-1 固有値解析結果の一例

モード No.	周 期 T (sec)	順 位	有効質量 M (ton)	順 位	刺激係数 P	順 位	トンネル直下地盤 変位量累計 ϵ
1	1.984	11	1998	11	-4.973	3	43.0×10^{-3}
2	1.051	9	0.015	10	-0.013	10	0.1×10^{-3}
3	0.642	3	154	3	1.608	2	44.6×10^{-3}
4	0.567	2	1395	2	2.717	11	73.8×10^{-3}
5	0.467	5	0.459	5	0.063	5	1.6×10^{-3}
6	0.344	4	41	4	0.504	4	14.8×10^{-3}
7	0.332	6	0.101	6	0.031	7	0.55×10^{-3}
8	0.345	7	0.036	7	-0.017	9	0.2×10^{-3}
9	0.270	10	0.004	9	0.014	6	0.9×10^{-3}
10	0.218	8	0.019	8	-0.015	8	0.5×10^{-3}

(注) 刺激係数の順位は絶対値による

表-2 モード選択の検討例

モードの選択の検討例を示す。有効質量および刺激係数に着目してモードを選んだ場合は、1番と4番のモードが選定され、質点系への置換も妥当な結果が得られている。しかし、上記の有効質量・刺激係数はモデル全体の振動性状から決まるものであり、トンネル位置での応答の大きさとは正確に対応していないため、各モードでのトンネル位置直下におけるひずみも考慮してモードを選定することとした。

検討 No.	選 択 モード	選 択 理 由 (各モードのT, M, P, ϵ)	モデル質量 M_A モデル質量 M_B	モデル剛性 K_A モデル剛性 K_B	(y_1, y_2) (y_{21}, y_{22})	結 果 判 定
I	(1, 2)	T: 1.984, M: 1998, P: 11, ϵ : 43.0 ①: 1.051, 9, 10, 0.1 ②: 0.642, 3, 154, 44.6 ③: 0.567, 2, 1395, 73.8	0.0007	0.0084	0.985, -0.390 1.0, 0.000	解が異常
II	(1, 4)	T: 1.984, M: 1998, P: 11, ϵ : 43.0 ①: 1.051, 9, 10, 0.1 ②: 0.642, 3, 154, 44.6 ③: 0.567, 2, 1395, 73.8	1668.7	6174.9	1.089, -0.089 0.105, 0.895	良好
III	(1, 4)	T: 1.984, M: 1998, P: 11, ϵ : 43.0 ①: 1.051, 9, 10, 0.1 ②: 0.642, 3, 154, 44.6 ③: 0.567, 2, 1395, 73.8	1668.7	6174.9	1.089, -0.089 0.105, 0.895	良好
IV	(3, 4)	T: 0.642, M: 154, P: 3, ϵ : 44.6 ①: 0.567, M: 1395, P: 2, ϵ : 73.8 ②: 0.467, M: 0.459, P: 5, ϵ : 1.6 ③: 0.344, M: 41, P: 4, ϵ : 14.8	—	—	—	収束せず
V	(1, 3)	T: 1.984, M: 1998, P: 11, ϵ : 43.0 ①: 1.051, 9, 10, 0.1 ②: 0.642, 3, 154, 44.6 ③: 0.567, 2, 1395, 73.8	1401.4	9680.4	1.117, -0.117 0.576, 0.424	良好

(注) y_1, y_2, y_{21}, y_{22} : 質点モデルの刺激関数

4.2 沈埋トンネルの

耐震性調査方法の検討

4.2.1 振動実験

振動実験は野外振動実験と模型振動実験に分けられる。このうち野外振動実験は、沈埋トンネルの地震時挙動を大局的に把握できるが、定量的な結果を得ることは困難である。模型振動実験は、定性的な結果を得

ることはできるが、定量的な結果を得ることは難しく、現状では相似則が合う等の精度が高い実験方法は無いに等しい。しかし、模型振動実験は定性的なトンネルの挙動を把握するのに有効であり特に部分的な模型による実験はトンネル全体系での実験に比べて精度も高く、細かな挙動を把握することができる。このため今後の東京湾横断道路トンネルの耐震性調査における模型振動実験の適用対象としては、1) 局所的な部分・構造の動的挙動の調査、2) 数値解析の適用が難しい箇所・構造の調査、などが考えられる。

4.2.2 地震応答観測

地震観測は、実際の沈埋トンネルと実地震から得られるものであり、非常に貴重な資料である。既往の地震観測では、まだ大規模な地震動を観測した例は無い。しかし、多数の中小地震動による地震応答観測が得られており、これらより沈埋トンネルの地震応答解析モデルの仮定条件が検証されている。また、可とう性継手の断面力低減効果が確認されている。これは伊豆大島近海地震における東京港トンネル（可とう性継手）と衣浦港トンネル（剛継手）の軸ひずみの観測結果より、震央距離が2倍もある衣浦港トンネルの軸ひずみが東京港トンネルの25倍もあったことから推察された。なお、既往の地震観測は遠距離地震の例が多く、これらの応答には表面波の影響が大きく作用している。

4.2.3 数値解析

ここでは、既往の振動実験・地震応答観測と数値解析の比較を行い、数値解析の妥当性を検討した。現在使用されている数値解析モデルは、2次元のバネ・マス系により表層地盤の変位を評価し、応答変位法により計算を行っている。前述したように数値解析上の仮定条件は振動実験や地震応答観測により確認されている。しかし、解析モデルに入力する物性値の設定方法およびその精度は充分とは言えず今後の検討課題である。また、地震応答観測結果のシミュレーションでは実体波のみを考慮した現在の解析モデルでは適合性が悪く、表面波の伝播を考えた方が説明し易い例もあり、基本的には実体波入力を行うとしても入力位相差の考え方などを整理することが必要である。

4.2.4 まとめ

以上、既往の沈埋トンネルに関する研究事例の調査を行い、それらの調査方法および調査結果の本トンネルへの適用性を検討した。今後の東京湾横断道路トンネルの耐震性調査方法は、数値解析を基本として、地盤およびトンネルの地震応答観測記録の集積を待ち、入力物性値、工学的基盤面における地震動、減衰定数などの設定方法を改善して適用精度を上げることが必要である。また、人工島斜路部や可とう性継手構造などに対しては模型振動実験による挙動確認が有効と考えられる。

5. 今後の課題

本年度は人工島斜路部解析モデルの検討を行った。今後は、本年度提案した手法による解析システムの改良を行い、試算を行うことにより提案モデルの妥当性を検証する必要がある。また、東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する今後の課題としては、1) トンネル換気塔と人工島の相互作用を考慮した安定性の検討、2) 人工島斜路部における入力物性値（地盤とトンネルを結ぶバネ値）の設定方法の検討、3) 応答変位法における改良の設定方法の検討、などがある。

8. 北神戸線PC高架橋ゴム支承の耐震性に関する調査 (阪神高速道路公団受託)

耐震研究室 室長 岩崎 敏男
 研究員 萩原 良二
 研究員 長谷川 金二
 小山 達彦
 吉田 武史

1. まえがき

都市内の高架橋では車両が継手部を通過する際の衝撃による振動・騒音問題が発生し、また走行性も良くないことから、上部構造を連続化してできるだけ継手の数を減らすことが望ましい。ところが連続桁橋とした場合、固定支承を有する橋脚は上部構造が多径間になるほど大きな慣性力を受けるため、寸法が大きくなり美観上・経済上不利になる。

阪神高速道路北神戸線PC高架橋では、温度変化による橋桁伸縮変形の吸収、地震時の上部構造慣性水平力の下部構造への分散を図るために、ゴム支承の採用が考えられている。ゴム支承を用いた場合、水平力分散用の装置を必要とせず、ゴム支承自体の価格も非常に安価である。従って、ばね係数を含めた耐久性や地震時の動的ばね係数について信頼性が高まれば、ゴム支承の実用化がさらに進むものと考えられる。

本報告は、実物大のゴム支承の動的および静的繰返しせん断実験を行い、地震時におけるゴム支承の挙動を調査してその復元力特性等について検討したものである。

2. 調査目的

本調査は、ゴム支承を用いたPC高架橋の耐震設計の合理化を図るために、市販されている4種類のゴム支承の動的および静的繰返しせん断実験を行い、その復元力特性等について検討することを目的とする。

3. 調査方法

3-1 供試体概要

実験に用いた供試体形状寸法を図-1に示す。供試体は現存市販されている代表的

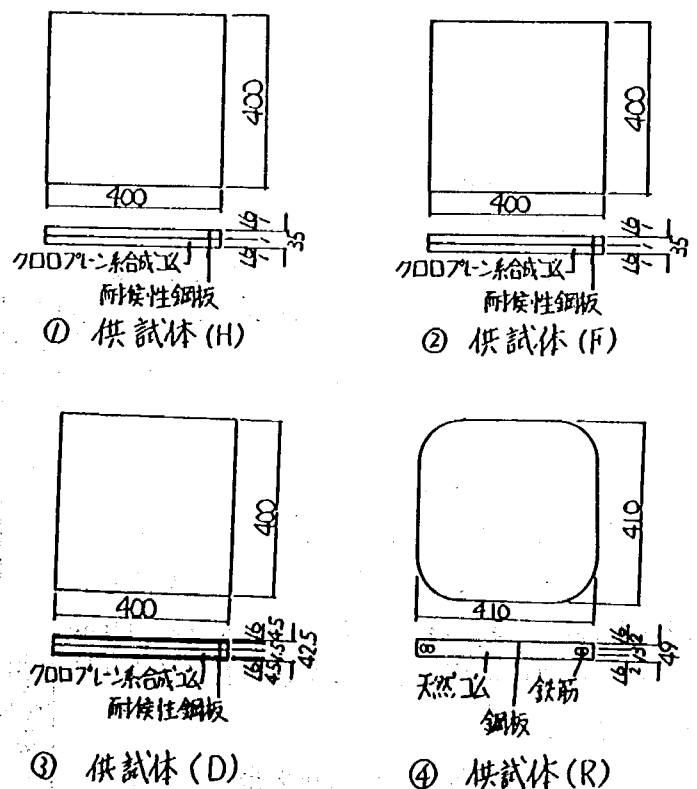


図-1 供試体寸法 単位:mm

な4種類のゴム支承(ハイコンパッド(H), フレシパッド(F), DSFパッド(D), リング沓(R), 以下記号にて示す)を採用し, 供試体の上下面に載荷板を完全接着したものと, 未接着のものの2群を用意した。完全接着した供試体の載荷板は鉄板で, 接着剤はエポキシ樹脂を用いた。未接着の供試体の載荷板にはコンクリート板と鉄板を用いた。未接着の供試体(H), (F)の上下面には摩擦係数向上用の塗料を塗付し, 供試体(D)は本体ゴムに比べて軟質のゴムによるなじみ層を設けた。寸法は, 本実験において予定している最大圧縮荷重, 最大せん断変位より決定した。

表-1 ゴムの物理的性質

	クロロプレン系合成ゴム				天然ゴム	
	規格値	フレシパッド	ハイコンパッド	DSFパッド	規格値	リング沓
せん断弾性率(N/mm ²)	8±1.0	7.6	7.8	8.2	10.5±1.0	10.6
かたさ	50±5	52	55	54	60±5	60
伸び(最小値%)	400	560	510	810	400	590
耐油試験(%)	+120	+66	+71.2	—	—	—
老化試験(変率)	-10~+100	+44	+69.8	+70.0	-10~+30	+5.8
伸縮試験(変率)	-50以上	-24	-22.6	-23.5	-50以上	-9.4
圧縮永久ひずみ(%)	45以下	29	24	39.6	50以下	17
耐オゾン性	き裂つばい	異常なし	異常なし	異常なし	き裂つばい	き裂つばい
耐水性試験(変率)	10以下	2.7	—	—	5以下	2.6

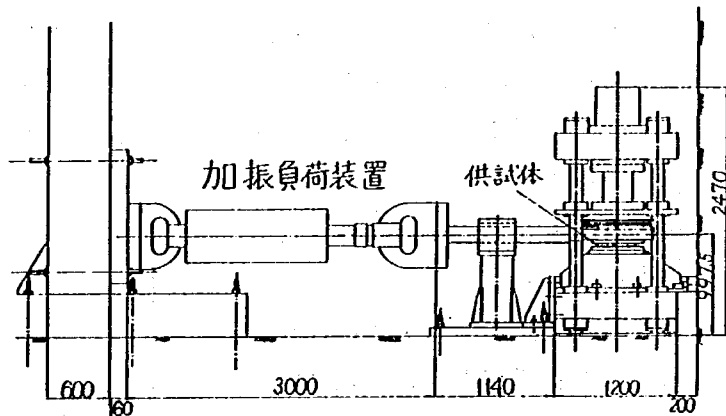


図-2 実験状況

3-2 ゴム材料の物理的性質

本実験に用いた供試体ゴム材料の物理的性質を表-1に示す。クロロプレン系合成ゴムの規格値は道路橋支承便覧の1種を適用した。

3-3 実験方法

本実験の状況を図-2に示す。実験はあらかじめ最大負荷能力200tonの圧縮試験機により, 圧縮荷重をかけおき, 加振負荷装置により, せん断変形を加えた。

3-3-1 静的繰返しせん断実験

圧縮荷重は80ton, 52ton, 24tonの3ケースを設定し, せん断変形量を15mmピッチで増加させ, 片振幅の繰返し載荷を行った。そこでゴムのせん断破壊, 供試体の滑り等の挙動が現れた時点で実験を終了した。

3-3-2 動的繰返しせん断実験

完全接着した供試体の実験ケースを表-2に, 未接着の供試体の実験ケースを表-3に示す。完

表-2 実験ケース(完全接着)

試件No.	圧縮力P(kN)	振動数(Hz)	振 幅	加振時間(s)
1	80	3	±15mm(32層×約30%)	10
2	80	3	±30mm(32層×約60%)	10
3	80	2	±30mm(32層×約60%)	10
4	80	1	±30mm(32層×約60%)	10
5	80	1	±45mm(32層×約90%)	10
6	80	1	±60mm(32層×約120%)	10
7	80	1	±75mm(32層×約150%)	10

表-3 実験ケース(未接着)

試件No.	圧縮力P(kN)	振動数(Hz)	振 幅	加振波数	載荷板の材質	
					上面	下面
8	24	1	±5mm(約10%)	各10波	コンクリート	コンクリート
9	52	1	±15mm(約30%)	各10波	コンクリート	コンクリート
10	80	1	±15mm(約30%)	各10波	コンクリート	コンクリート
11	80	1	±15mm(約30%)	各10波	鉄	鉄
12	80	1	±15mm(約30%)	各10波	鉄	コンクリート

全接着の供試体は振動数（せん断変形速度）とせん断変形量を変化させ、未接着の供試体は圧縮荷重および供試体上下面で接する載荷板を変えて行、た。

4. 調査結果

4-2 静的繰返しせん断実験結果

完全接着の供試体の荷重～変位包絡線を図-3に、未接着の供試体の荷重～変位包絡線を図-4に示す。完全接着の供試体の場合、圧縮荷重による影響はほとんどないが、供試体(R)では圧縮荷重が小さい場合、せん断力が低下した。これは圧縮荷重が小さいと同じせん断変形量でも供試体端部の引張力が大きくなり、接着が切れてはく離したためにせん断剛性が低下したものと考えられる。未接着の供試体の場合は、完全接着した場合に比べてせん断剛性が全体に低下した。またせん断変形がゴム厚の150%以上になると供試体(H)、(F)では圧縮荷重 $P_0 = 24\text{ ton}$ で、供試体(R)では $P_0 = 52\text{ ton}$ でせん断剛性が極端に低下した。これは供試体上下面ですべりが生じたため

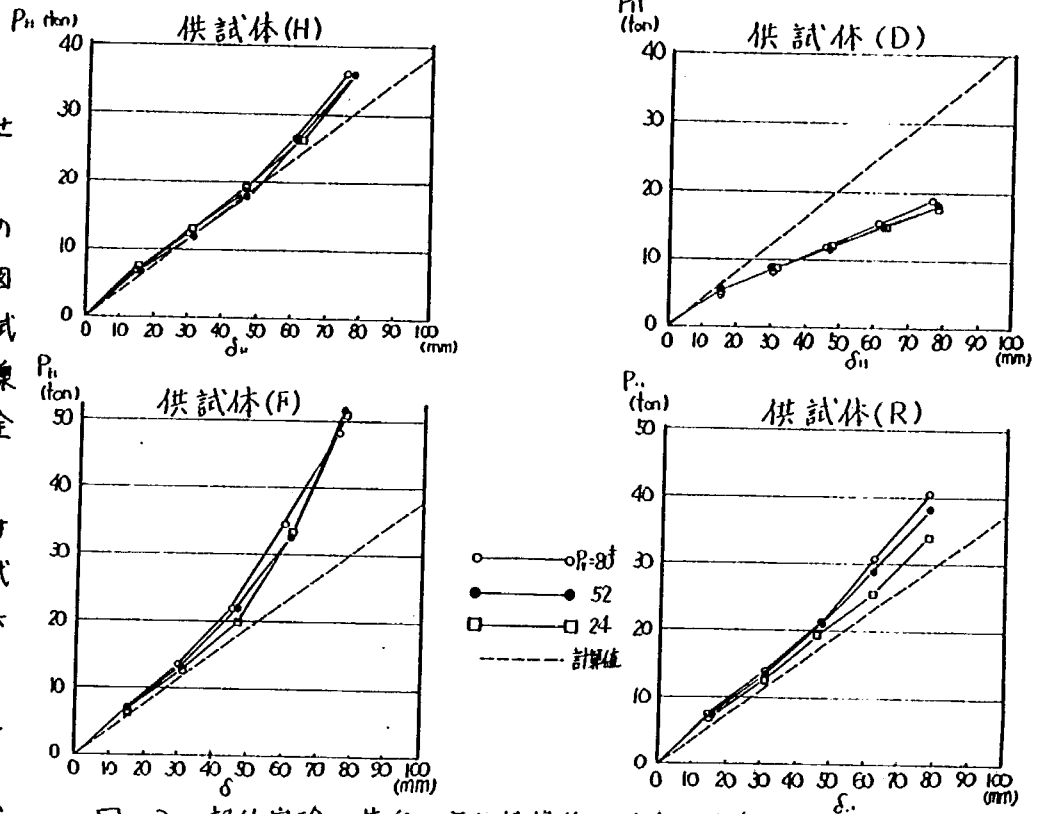


図-3 静的実験の荷重～変位包絡線（完全接着）

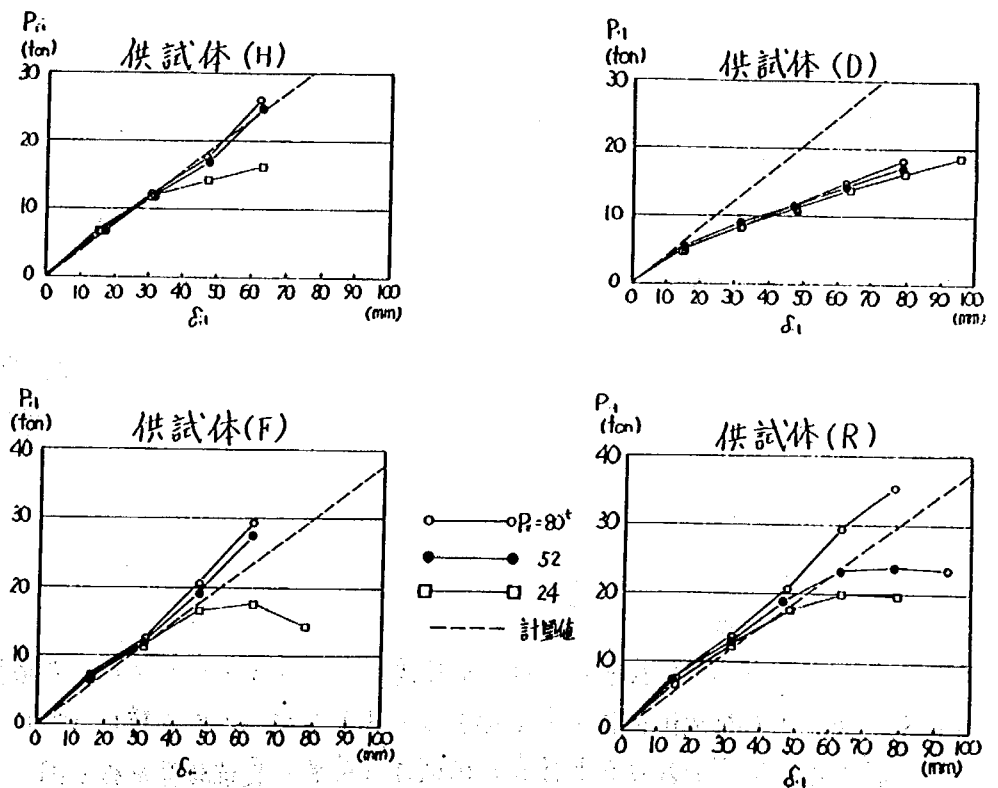
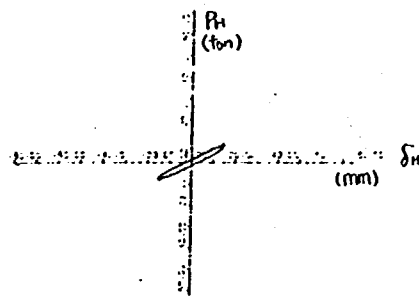


図-4 静的実験の荷重～変位包絡線（未接着）

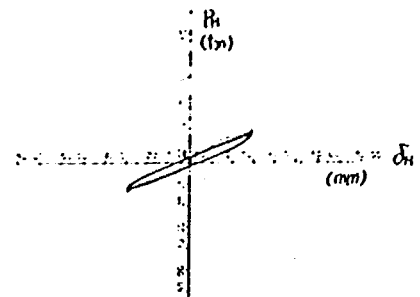
ある。供試体 (R) は供試体上下面に摩擦向上材を塗付していないためにすべりが生じやすくなる。供試体 (E) は供試体上下面に本体ゴムに比べて軟質のゴムによるなじみ層の接着効果により、すべりが生じていないが、この層でせん断変形が吸収されて供試体本体に作用するせん断力が他の供試体に比べて低い値となった。

4-3 動的繰返しせん断実験結果

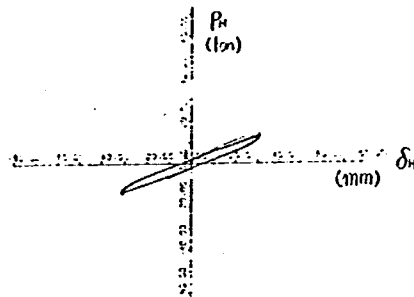
完全接着の供試体 (H) の荷重～変位履歴曲線を図-5に示す。履歴曲線の形はせん断変形が小さい範囲で紡錘型で、せん断変形が大きくなるとループの中心線が逆S字型に移行した。これはゴムのひずみ硬化特性を示している。各供試体とも1サイクル目のせん断剛性が特に大きく、2サイクル以降徐々に低下する傾向を示した。これは供試体接着面のはく離損傷が主として1サイクル目で発生して剛性が低下したためと思われる。せん断変位振幅一定で振動数を変えたケースでは特にこれによる影響はみられなかった。圧縮荷重 $P_0 = 80 \text{ ton}$ における未接着の供試体の荷重～変位履歴曲線を図-6に示す。この場合、静的繰返しせん断実験と同様に圧縮荷重による影響が大きいが、供試体上下面の載荷板の材質によ



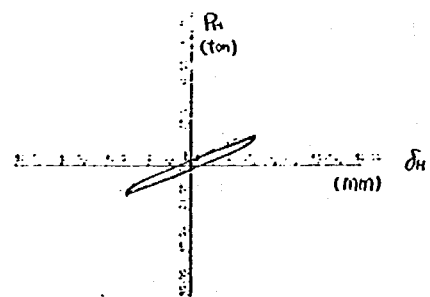
① $\delta_s = 15 \text{ mm}$ $f = 3 \text{ Hz}$



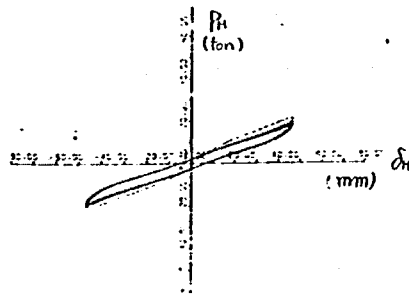
② $\delta_s = 30 \text{ mm}$ $f = 3 \text{ Hz}$



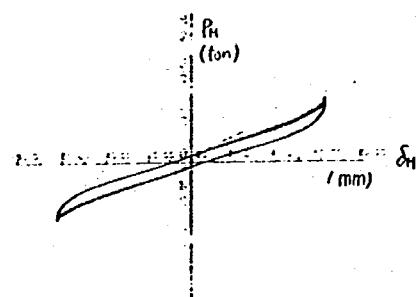
③ $\delta_s = 30 \text{ mm}$ $f = 2 \text{ Hz}$



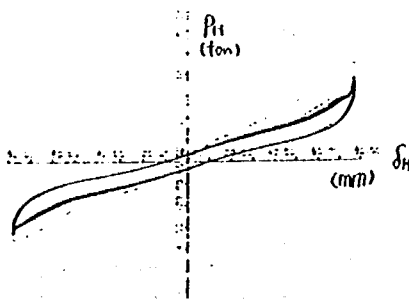
④ $\delta_s = 30 \text{ mm}$ $f = 1 \text{ Hz}$



⑤ $\delta_s = 45 \text{ mm}$ $f = 1 \text{ Hz}$



⑥ $\delta_s = 60 \text{ mm}$ $f = 1 \text{ Hz}$



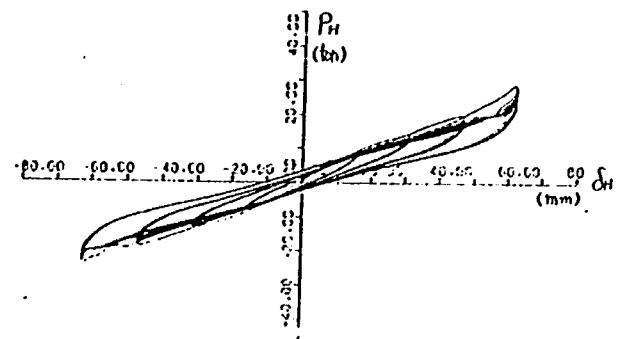
⑦ $\delta_s = 75 \text{ mm}$ $f = 1 \text{ Hz}$

図-5 動的実験・荷重～変位履歴曲線
(供試体 (H) 完全接着)

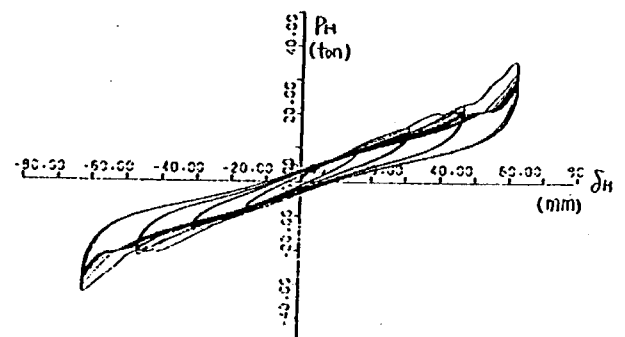
る影響は顕著には現れなかつた。これは載荷板の材質の違いによる比較をすべて圧縮荷重 $P_H = 80 \text{ ton}$ で行、たために顕著なすべり現象が生じなかつたためと思われる。圧縮荷重 $P_H = 80 \text{ ton}$ における完全接着供試体の静的繰返しせん断実験との比較を図-7に示す。これによるとせん断変形量 $\delta_s = 15 \text{ mm}$ 程度で接着に損傷がない場合は動的なばね効果により、動的せん断剛性の方が大きく、せん断変形量が大きくなると接着の損傷度の激しい動的繰返しせん断実験の方がせん断剛性の低下が激しかつた。せん断変形量と等価粘性減衰定数の関係を図-8に示す。せん断変形量が小さい場合、等価粘性減衰定数は完全接着した供試体の方が未接着の供試体よりも大きく、せん断変形量が大きくなると両者の差はほとんどなくなる傾向を示した。

5. 今後の問題点

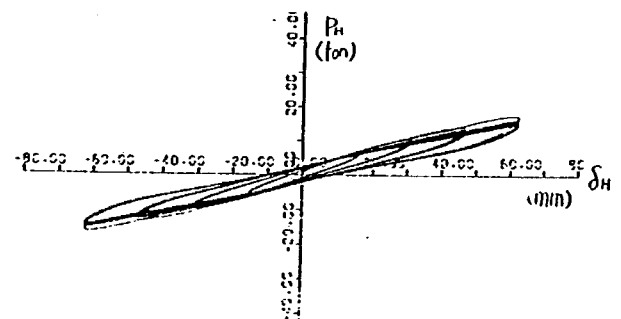
本調査で行、た実験によ、て供試体上下面の載荷板との接着・未接着、各供試体特性、振動数(繰返しせん断速度)、供試体上下面の載荷板材質、動的・静的実験の違いによるせん断剛性、等価粘性減衰定数への影響が明らかになつた。今後はゴムの履歴特性を取り入れた非線形解析による水平力の分散率と構造系の減衰性について検討し、反力分散用支承構造とその耐震設計法を確立する必要がある。そのためにいろいろな条件を変えたゴム支承の基礎的な実験をさらに行、ていく必要があると思われる。



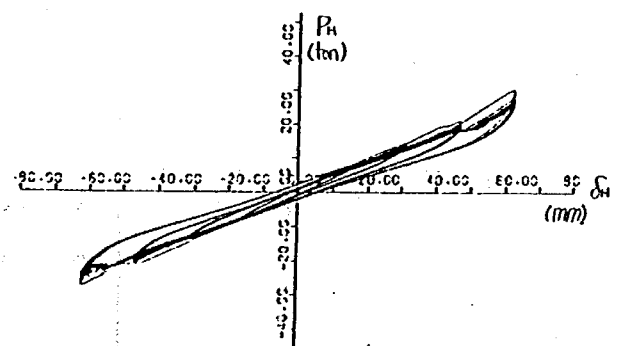
① 供試体(H)



② 供試体(F)



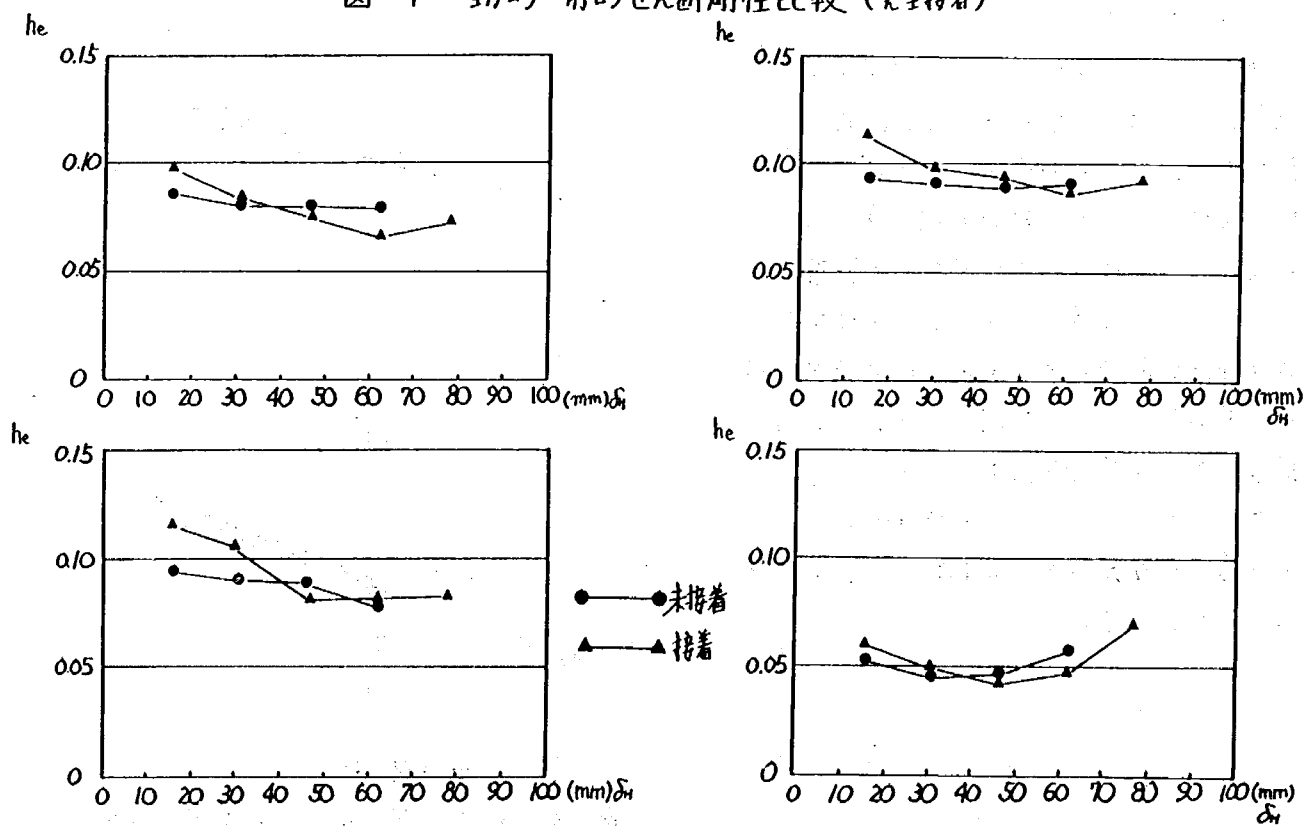
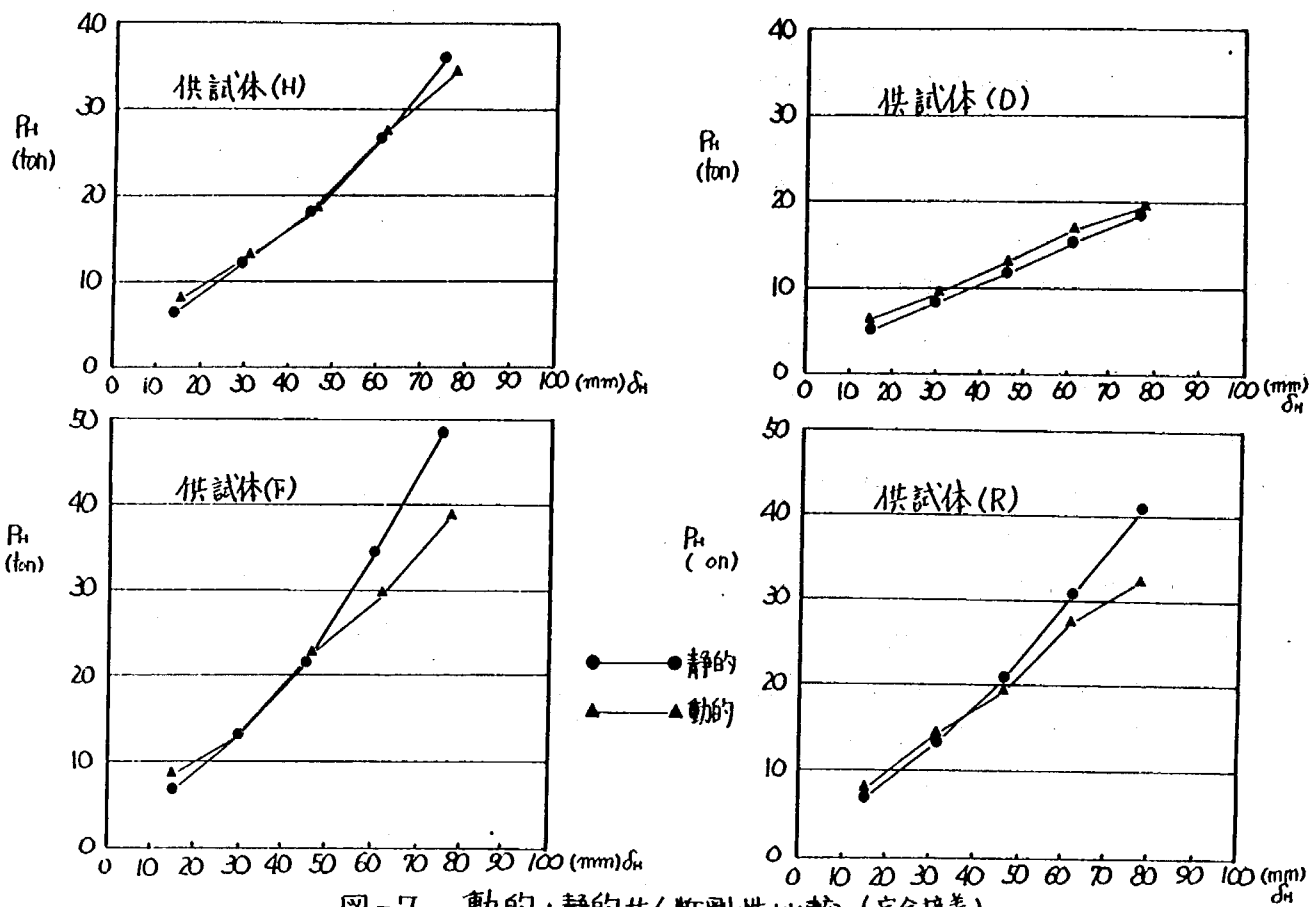
③ 供試体(D)



④ 供試体(R)

図-6 動の実験・荷重～変位履歴曲線

(未接着・上下面載荷板はコンクリート)



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)

耐震研究生 室 長 岩崎 敏男
研究員 大日方尚巳
後藤 勝志

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。このため, 事前対策としてネットワークの強化・ネットワークの要素となる構造物の補強を図る場合, 重要性の高い箇所から重要度に応じてこれを進めることが必要である。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, て異なる。

本研究は, ライフライン施設のネットワークに対して各リンクの重要度評価手法を検討するとともに, 地中埋設管路の耐震性評価手法および地中埋設管路の補強対策について検討したものである。

2. 研究目的

本研究は, 1)ライフラインシステム内における各ネットワークの重要度および相対的な耐震性の評価, 2)ライフライン構成要素である埋設管路の耐震性評価を行い, ライフラインシステムの震前補強対策または震後の二次災害防止対策の資料とするものである。

3. 研究方法

3.1 地中埋設管路網の重要度評価手法

前年度に提案した重要度評価手法を具体的な上水道配水管網を対象としてケーススタディを行った。ケーススタディは北海道浦河町の上水道システムを対象として行い, この結果を基に重要度評価手法の適用性を検討した。

3.2 地中埋設管路の耐震性評価手法

宮城県沖地震による仙台市および泉市の上水道配水管の被害を対象として, 個々の被害要因と被害の関係を統計確率手法—数量化理論I類—を用いて分析を行い, 耐震性評価手法を検討した。

3.3 地中埋設管の耐震補強方法

地中埋設管自体の補強を対象として, 重要度評価および耐震性評価を基にした補強方針および補強

方法について検討した。

4. 研究結果

4.1 地中埋設管路網の 重要度評価手法

上水道配水管網を対象とした重要度評価のケーススタディを行、に結果、評価手法の妥当性が検証できた。

図-1は管路網の信頼性解析結果である。これは2つの配水池と各需要点の導通確率と示しており、各リンクの導通確率(被害危険度)は浦河沖地震時の被害事例と統計確率的に処理して得られた推計式により設定した。特に右側のツリー状の管路網で導通確率が低い。本解析はモンテカルロシミュレーションにより行った。

図-2は手法1による重要度評価結果である。手法1は各需要点での導通確率と受益人口に着目したものである。そのための被害確率が高く、多くの需要人口に関与しているリンクほど重要度が高くなる。高い評価値を得たリンクは全体的にばらついており、システム全体から見た重要度が算定されていると考えられる。

図-3は手法2による重要度評価結果である。手法

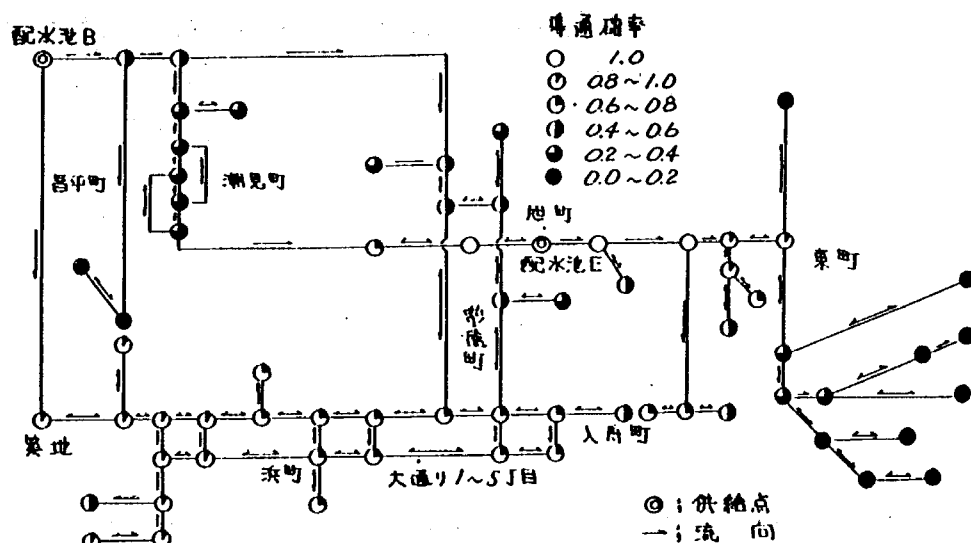


図-1 連結信頼性解析結果(北海道浦河町上水道システム)

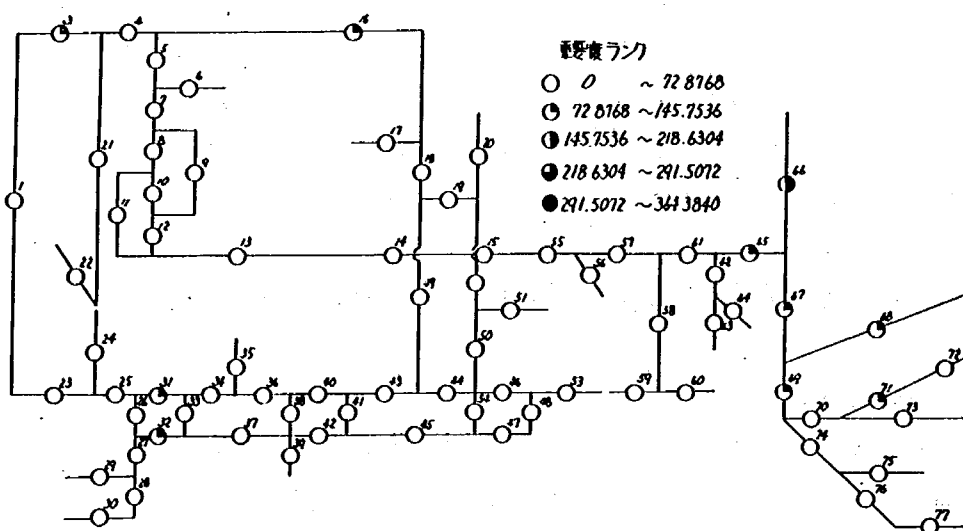


図-2 手法1による重要度評価結果

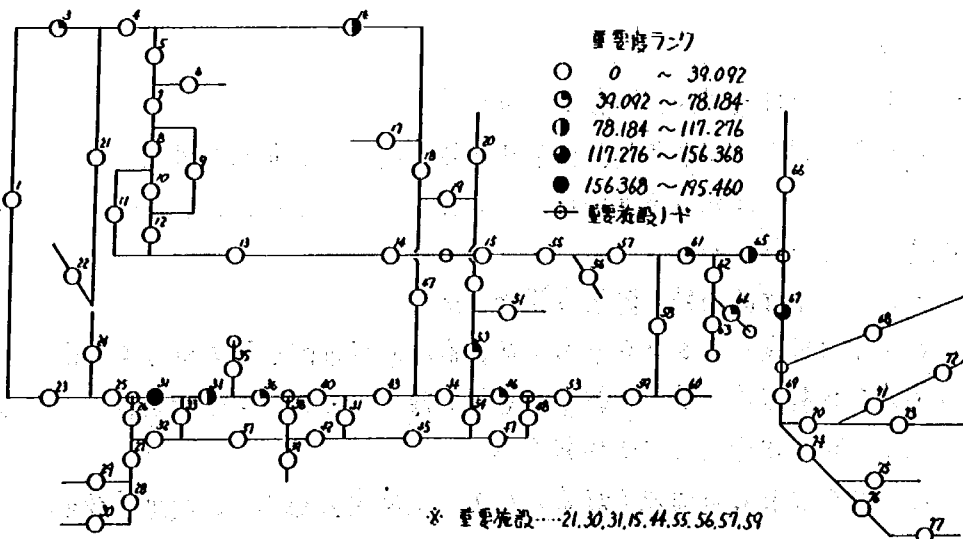


図-3 手法2による重要度評価結果

2は地震後の社会活動上重要な需要点への連結信頼度・供給期待値に着目した評価であり、各重要需要点ごとに重みを当てる必要がある。この評価結果によると重要施設ノードの近傍のリンクおよび供給点付近のリンクで重要度が高い。

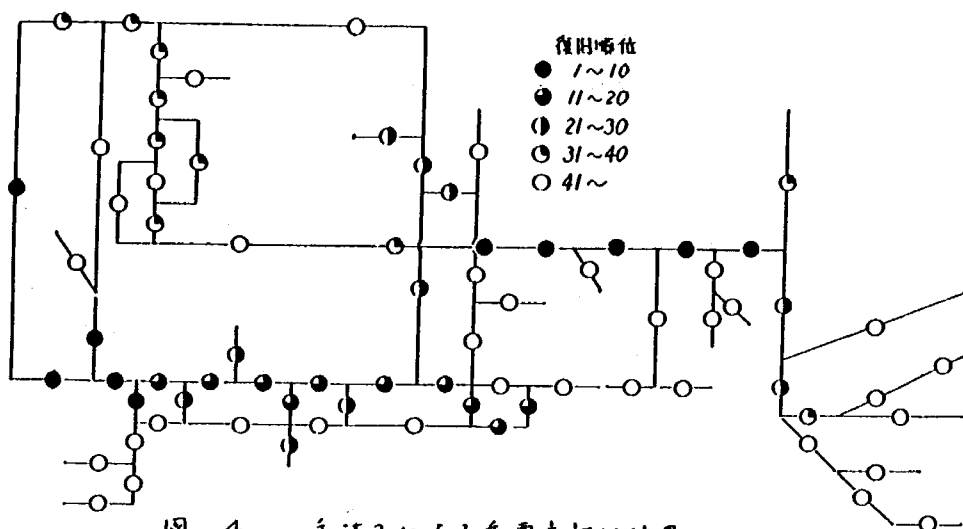


図-4 手法3による重要度評価結果

図-4は手法3による重要度評価結果である。手法

3は、復旧時における住民生活への影響度という観点より評価し、復旧待ち延べ人口を最小にするための復旧順序と重要度としている。復旧順位は供給点に近いリンク程早くなる。左下のリンクが全般に順序が早いのは人口が多いためと考えられる。

以上、3つの観点から管路網の重要度を評価したが、これらと統合した重要度——本研究では補強優先度と考える——と算定する必要がある。どの重要度評価結果に重点を置くかは個々のシステムの特徴により違ってくると考えられるが、以下の観点により各重要度評価結果に重みづけを行うことが適当である。

- ① 重要施設ノードの導通確率は特別に高い値を保持する必要がある。これが低いシステムにおいては手法2解析の重要度評価値を重視すべきである。
- ② ノードの導通確率が全体的に低いシステムは個々のリンクの補強を考えるよりも、震後の復旧に重点を置くべきであり、手法3解析の重要度評価値を重視すべきである。

4.2 地中埋設管路の耐震性評価方法

被害と因果関係があると考えられる埋設管路の要素特性を図-5に示すように設定した。次に、各埋設管路に被害を生じさせたいと思われる要因を求めするために、対象地域を1kmにメッシュ分割し、各々の上水道システム内の配水小管レベル(50mm以上)までとサンプリングした。サンプリングは各メッシュの同一種類の管路ごとに被害件数・管路長を求めた。

仙台市および泉市の上水道埋設管の総延長は1682kmであり、被害件数は破壊および漏水被害を含め7491件(平均被害率0.29件/km)であった。

また、メッシュ分割数は251メッシュであり、その内被害を含むものは97メッシュ(38%)であった。サンプル数は1937件であり、その内被害サンプル数は202件(10%)であった。

次に、これらのサンプルと管路の被害要因との関連分析を行った。本分析においては、サンプル数の90%近くが無被害のデータであるため

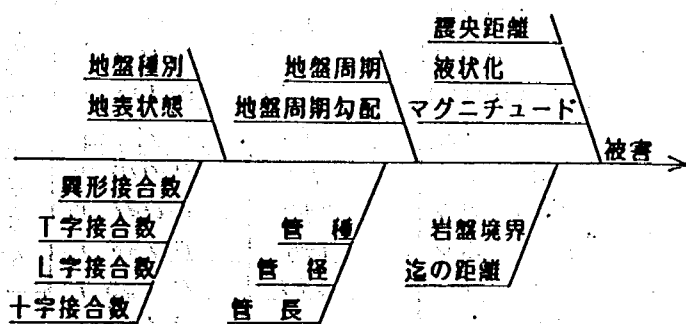


図-5 埋設管路の要因特性

分析の対象を限定した。そのために被害があつたと考えられるグループの分類と数量化理論Ⅱ類により行つた。その結果、図-6に示す判断区別点(-0.008)と境に被害グループと無被害グループに的中率75%で判別することができた。つまり、表-1の各アイテム・カテゴリーに対応する係数を加算して、その得点が $y_1 > y_2$ の時に無被害、 $y_1 \leq y_2$ の時に被害と判断した。

表-1 数量化理論Ⅱ類による分析

アイテム	カテゴリー	総数	係数(相対数値)
地表状態	丘陵地	218	0.0
	宅地造成地	505	0.129
	台地	440	-0.011
	自然堤防	375	-0.060
	沖積平野	399	0.050
管種	ダクタイル管	607	0.0
	鋳鉄管	433	-0.027
	石棉セメント管	180	0.224
	塩化ビニル管	524	0.129
	鉄管	170	0.051
	その他	23	-0.171
管径	50~80	442	0.0
	100~250	1129	-0.077
	300~	366	-0.106
異形管接合数	なし	456	0.0
	小(5以内)	1054	-0.067
	中(5~15)	378	-0.143
	大(15以上)	49	-0.364
丁字接合数	なし	324	0.0
	小(5以内)	1046	0.007
	中(5~15)	405	0.088
	大(15以上)	162	0.297
十字接合数	なし	1302	0.0
	小(5以内)	556	0.016
	中(5~15)	72	0.106
	大(15以上)	7	0.433
管長(km)	~0.05	73	0.0
	0.05~0.1	111	0.015
	0.1~0.5	748	0.091
	0.5~1.0	444	0.139
	1.0~5.0	541	0.238
定数項	5.0~	20	0.569
			-0.14137

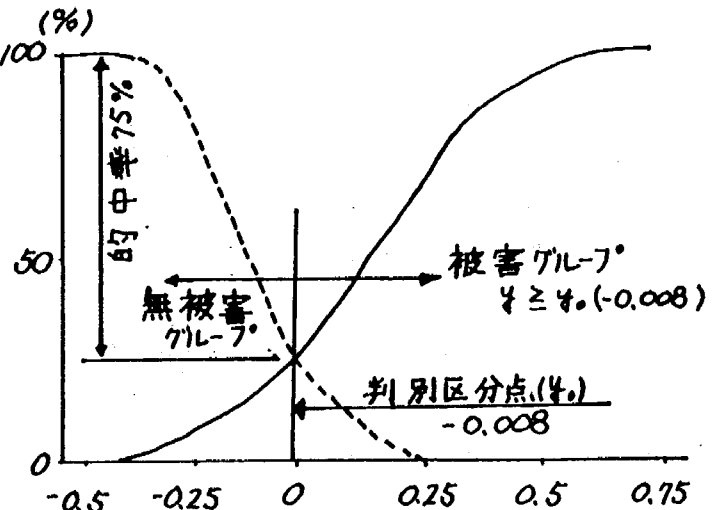


図-6 異積度数分布図

表-2 数量化理論Ⅰ類による分析

アイテム	カテゴリー	総数	重み係数	レンジ
地盤周期(秒)	~0.1	28	0.42	2.20
	0.1~0.2	39	0.81	
	0.2~0.4	12	0.59	
	0.4~0.6	2	0.37	
	0.6~	7	0.39	
地表状態	丘陵地	9	1.00	3.63
	宅地造成地	50	1.84	
	台地	14	1.95	
	自然堤防	5	3.63	
	沖積平野	10	3.26	
岩盤境界迄の距離(km)	~0.05	5	1.00	2.20
	0.05~0.175	18	1.14	
	0.175~0.25	21	0.71	
	0.25~	44	0.52	
管種	ダクタイル管	4	1.00	2.89
	鋳鉄管	4	0.92	
	石棉セメント管	23	2.52	
	塩化ビニル管	56	1.19	
	鉄管	1	2.66	
管径	50~80φ	49	1.00	10.00
	100~250φ	37	0.73	
	300~	2	0.10	
異形管接合数	なし	29	1.00	1.84
	小(5以内)	28	1.16	
	中(5~15)	25	1.03	
	大(16以上)	6	0.63	

被害の判別分析より選り出したサンプルについて、同一カテゴリーに属するものの被害箇所数と管長から、被害率(RF)を計算して特性値とした。この被害率と管路特性を用い数量化理論工類により被害率予測式と算出した。分析結果を表-2に示す。被害の説明要因を6アイテム取上げており、特に、地表状態と管径が被害と関係が高い。この数量化による被害率と実際の被害率を比較した結果、相関係数が0.83と比較的高い値を示した。

4.3 地中埋設管の耐震補強方法

地中埋設管の補強方法としては、1)高強度の管に布設替えする、2)可とう性継手を設ける等の管の部分的な補強・取替えをする、3)周辺地盤の改良とする、などがある。なお、新規管路の建設などシステムとしての耐震性補強方法もあるが、ここでは管自体の補強を対象として、その補強の考え方を検討した。

管の布設替えによる補強は簡便であり、既往の補強の大半は本手法により行われている。本工法は路面開削により管の布設替えを行う必要があり、交通条件など開削に制約がある場合には採用が難しい。管は高強度管や耐震継手管へと布設替えする他、管の基礎を堅固にすることと考えられる。布設替えによる管の補強は補強区間が広範囲に連続する場合に採用される。布設替えは経済的であり、新設に比べても特別に高価とはいえない。本工法を採用する場合は、その補強区間が工事中断水となるため、冬期の夜間など水需要の少ない時に行う等の対応が必要である。

管の部分的な補強・取替えは、継手や構造物取付け部など耐震上の弱点部分に対して用いるものである。本工法は、管自体がある程度の耐震性を有している時に一定間隔ごとに可とう性継手を設ける場合、異種構造物への取付け部において管の取替えや可とう性継手を設置する場合などに適用できると考えられる。

周辺地盤の改良による管路の補強は、前記の補強方法で適用できない場合、管の補強にさらに追加して補強を行う場合などに適用される。地盤改良は主に液状化に対して行うこととなるが工費が高く、適用は特殊な場合に限定されるといえる。

図-7に地中埋設管の補強方法の流れを示す。本フロー図は、埋設管路の重要度評価および耐震性評価の結果と基に、補強箇所および補強工法を選定する手法をまとめたものである。

5. まとめ

以上、ライフライン施設の重要度評価手法および耐震性評価手法の開発として昭和56年度より3年間研究を行った。その結果をまとめると、1) 地中埋設管路網の重要度評価手法の開発、2) 地中埋設管路の統計的手法による耐震性評価法の開発、3) 地中埋設管路の耐震補強方法の検討、である。

〈参考文献〉

- 1) 西尾宣明、埋設管の地震時被害予測法に関する一提案、土木学会論文集、第316号、81年12月
- 2) 市原、山田、地震時における名古屋市の水道管の相対的危険度、土木学会論文集、第316号、
- 3) 川上英二、少数種類の構造物からなるライフラインシステムの耐震性評価、土木学会論文集、第32号、81年8月

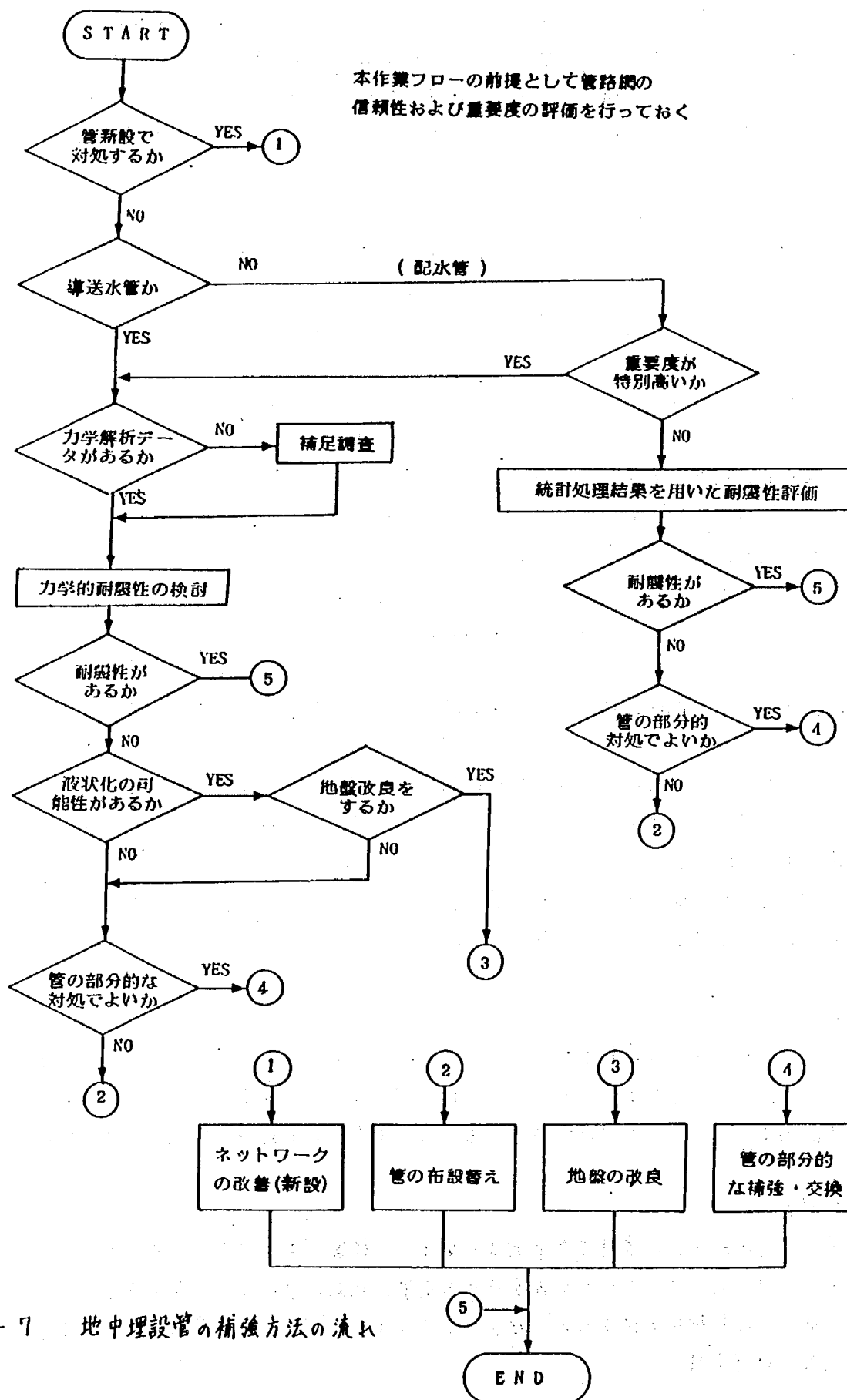


図-7 地中埋設管の補強方法の流れ

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 室長 岩崎 敏男

研究員 加方 尚巳

後藤 勝志

加納 尚史

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、さらに1983年日本海中部地震などにおいて被害を受けている。下水道管路施設は大部分が地中構造物であるため、被災箇所の把握が極めて困難であり、復旧に長時間を要する場合が多いのが実状である。このため下水道管路の計画および設計にあたっては、適切な対策を講じ、耐震性向上を図る必要がある。これまでの調査より下水道管路の地震被害は地盤急変部やマンホール近傍に多いことが明らかになった。そこで今年度はマンホール近傍の管路を対象に、地震時挙動・耐震計算法について検討した。

2. 調査目的

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の把握し、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と目的とする。

3. 調査方法

マンホール近傍の下水道管路施設を中心に、以下の項目について調査を行った。

- 1) 既往地震におけるマンホール近傍での被害特性
- 2) マンホール近傍での実地盤における地震応答解析
- 3) マンホール近傍でのモデル地盤における耐震性検討
- 4) 地盤急変部における耐震性検討

4. 調査結果

4.1 既往地震におけるマンホール近傍での被害特性

下水道管路のマンホール近傍における一般的な被害形態は図-1に示すように、No.1;人孔周辺埋戻部の沈下陥没・人孔蓋突出、No.2;鉄蓋受枠ズレ、No.3;調整用レンガ部ズレ・亀裂・損壊、No.4;斜壁・直壁(本体および目地)のズレ・亀裂・損壊・漏水、No.5;壁立上り部(現場打無筋

コンクリート)亀裂・損壊・漏水, 16.6; 管体(HP)および管継手部(A型・B型・C型)亀裂・損壊・漏水, などが上げられる。以下に, 1978年宮城県沖地震および日本海中部地震での被害特性の整理結果を示す。

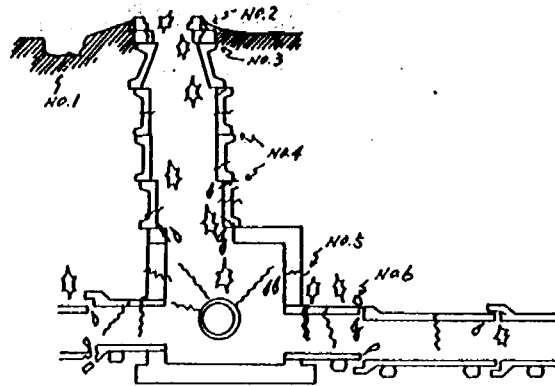


図-1 管渠・人孔の被害状況

1) 1978年宮城県沖地震

本地震では, 仙台公共下水道の名取川左岸幹線・七北田右岸幹線の被害が特に大きく, 図-2はマンホールからの離れと管路被害の度数分布で示したものである。ここでの被害はほとんどが目地部であるが, 円周方向のヒビ割れ等も含んでおり, 全体的にマンホールから離れるに従って被害の減少していることがわかる。また, 全被害の50%がマンホールより10mの範囲で発生している。

2) 日本海中部地震

下水道施設の被害は, 表-1に示すように管渠・マンホールの被害が大半であるが, ポンプ場・処理場の一部にも被害が生じ, これらの被害の大部分は地盤の液状化により生じたものと考えられる。

秋田市における管路被害の主なものは図-3に示す。被害は, 管路の目地破損, 管路の蛇行・沈下, 人孔接続部の管路目地破損, 人孔内への突出, 人孔直壁のズレ・破損, 人孔室の亀裂, 等であった。

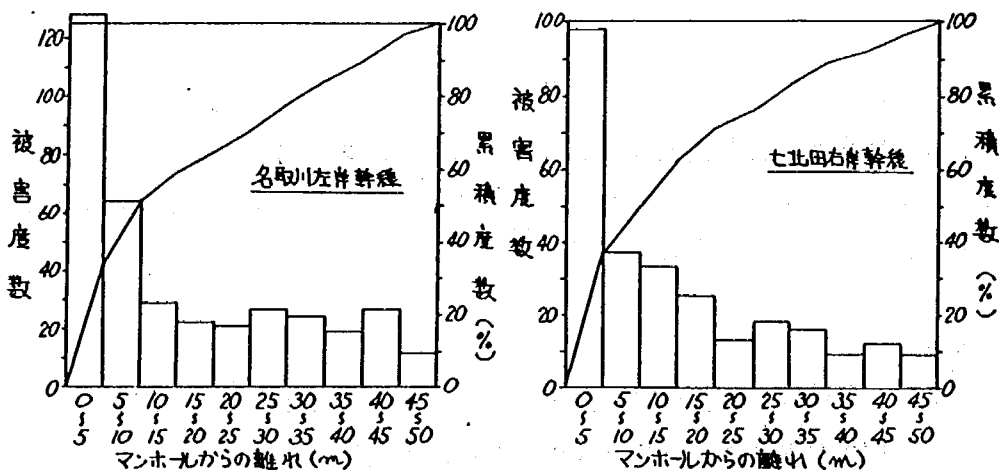


図-2 管路被害の度数分布

以上の被害のうち管

路の目地破損, 人孔直壁のズレ・破損が多いが, これらは地盤の変形が大きか, ために生じたもので, 特に管路の目地破損や蛇行の激しい箇所には噴砂がみられることから, これらは地盤の液状化によるものである。

4.2 マンホール近傍での実地盤における地震応答解析

マンホール近傍の管路に生じているクラック・目地破損は, 地震時のマンホールのロッキング, または周辺地盤の液状化等が主な原因と考えられる。そこでこ

表-1 下水道施設被害

単位: 百万円

施設名 下水道区分・幹線名	管 渠		処 理 場		ポ ン プ 場	
	箇所数	金額	箇所数	金額	箇所数	金額
茨城下水道	秋田県	—	—	1	3.3	—
公共下水道	秋田市	36	284.3	1	5.6	2
	能代市	54	591.7	1	7.8	—
	その他	5	60.0	—	—	—
	小 計	95	942.0	2	13.4	2
国市下水路	3	9.1	—	—	—	—
国市排水施設	13	61.4	—	—	—	—
合 計	111	1,012.5	3	16.7	2	61.7

ここではマンホールのロッキングによる管路被害に着目し、1978年宮城県沖地震で被害を受けた仙台市内の下水道管路を対象に、地盤の異なる3種類のマンホールについて地震応答解析を行うことにより被害特性を検討した。

1) 解析方法

マンホールの慣性力は無視し、上部の側塊部は剛性一様な弾性床上の梁、下部は剛体として応答変位法により解析した。また、地盤はせん断1次振動のみを考慮した。マンホール部は一樣成層地盤中にあるものとし、検討ケースは、管路がマンホール側壁から半無限に埋設されているものと考えて半無限長の弾性床上の梁とした場合と、継手部の剛性を0と考慮管路を無視した場合について計算を行った。

2) 解析結果

以上の解析結果を表-2、図-4に示す。これらの図から次のことが言える。

- ・ 継手部を剛結とした場合、曲げモーメントと軸力による管路の最大縁応力は、No.17のマンホールで 30 kg/cm^2 程になり(表-2)、マンホール接続部付近の管路にクラックが生じる可能性のある応力が発生する。この応力は、その95%以上がマンホールの回転により生じる曲げモーメントであり、軸力による応力は5%未満である。また、図-4からわかるように、これらの応力は

表-2 解析結果一覧

諸値	ケース	No.8マンホール		No.15マンホール		No.17マンホール	
		継手剛結	継手自由	継手剛結	継手自由	継手剛結	継手自由
地盤	1/4周期T	0.227 sec		0.324 sec		0.351 sec	
	刺激係数Q	1.325		1.551		1.656	
	変位レベル	0.16 cm		0.39 cm		0.48 cm	
	地盤変位(cm)	0.50 cm		1.43 cm		1.88 cm	
地表変位(1mm)	マンホール回転角	7.668×10^{-3}	4.690×10^{-3}	5.448×10^{-3}	5.000×10^{-3}	5.936×10^{-3}	5.045×10^{-3}
	管路とマンホール相対変位	0	0.0278	0	0.018	0	0.092
	管路Nmax	27°	0	7.3	0	7.2	0
	・ Mmax	81.1°	0	49.9	0	51.9	0
	・ Smax	28.0°	0	15.6	0	15.4	0
	マンホール回転角	3.934×10^{-3}	2.345×10^{-3}	7.748×10^{-3}	7.150×10^{-3}	1.116×10^{-3}	9.185×10^{-3}
地表変位(0.1mm)	管路とマンホール相対変位	0	0.0139	0	0.026	0	0.173
	管路Nmax	1.4	0	10.4	0	13.5	0
	・ Mmax	40.6	0	71.4	0	97.6	0
	・ Smax	14.0	0	22.3	0	29.0	0
	・ Gmax	0.17°	0	1.23	0	1.59	0
	・ Gmax	11.50	0	20.12	0	27.50	0
最大値	θ ₁ +θ ₂	11.67	0	21.35	0	29.09	0

(入力は宮城県沖地震時の仙台市での記録を基盤(150gal LLI=)

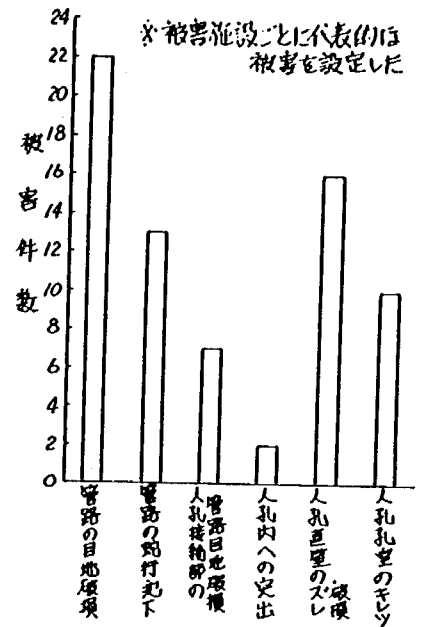


図-3 被害項目と件数

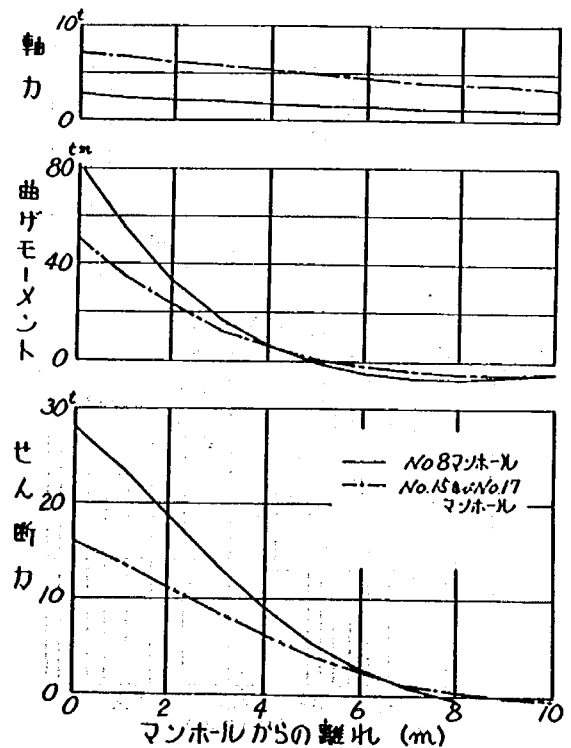


図-4 管路の応力状況

マンホールから離れるに従い、減少し、6～8m付近で0となる。この傾向は、4.1で述べた1978年宮城県沖地震での下水道管路被害の度数分布とよく似ている。

- ・ 継手部を自由にした場合でも剛結の場合と同様にマンホールが回転しやすくなり、剛結の6～10倍の回転角となる。一方、管路とマンホールの相対変位は非常に小さい。

4.3 マンホール近傍でのモデル地盤における耐震性検討

前項までの調査から、マンホール近傍で被害が多い要因の一つとして、管路がマンホールと剛結されていることから、マンホールのロッキング振動により接続部の管路に生じる大きな曲げモーメントが上げられる。従って、この対策の一つとして、管路が自由に回転できるように接続部で余裕をもたせることが考えられる。そこで、この回転余裕量(θ)が標準的な鉄筋コンクリート管の管種・地盤状態(V_s)・表層地盤厚(H)、土被り(ℓ)などにより、どのように変化するか、モデル地盤を用いてパラメータ解析を行った。

1) 解析方法

4.2とほぼ同様であるが、地盤を均一地盤とし、解析は数種類の鉄筋コンクリート管の径に応じた大きさの標準マンホールについて行った。また、地盤の V_s 、 H 、 ℓ などは実用的な範囲とした。

2) 解析結果

地表変位はすべて1cmとし、この場合の回転角を基準回転角とした解析結果を図-5、6、7に示す。これらの図から次の事が言える。

- ・ 図-5によれば、管種やマンホール種により、基準回転角が異なる。また、地盤が硬いほど基準回転角は小さく、これは V_s が大きくなるに従ってマンホールを拘束する力が大きくなるため

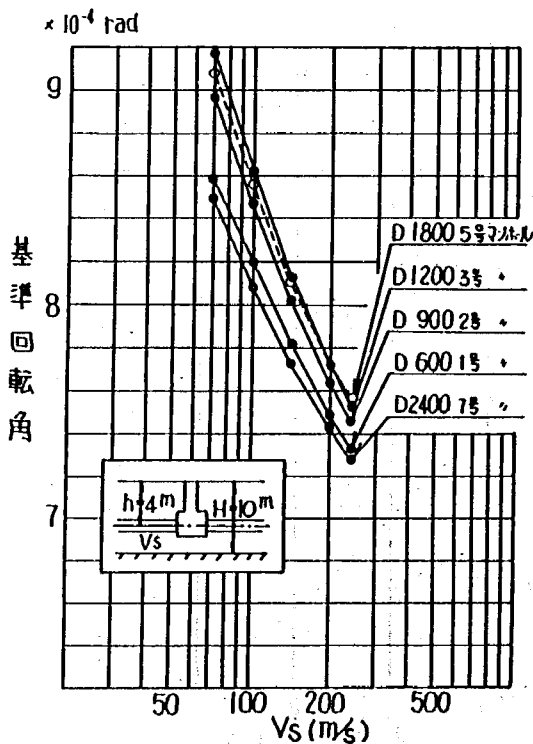


図-5 基準回転角と V_s の関係

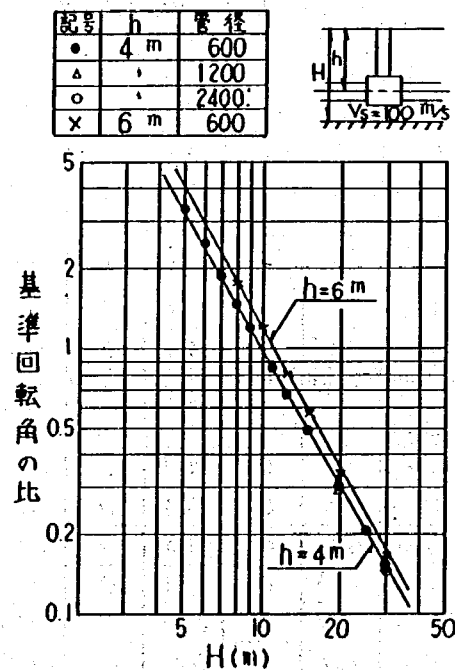


図-6 基準回転角と H の関係

あるが、この減少率は管種によらずほぼ一定である。

- ・ 土被りが一定の場合、表層地盤厚 H が厚いほど基準回転角は小さくなる(図-6)。これは H が大きくなると、マンホール上端と下端との地盤変位の差が小さくなり、マンホールを回転させる力が小さくなるためである。また、この減少率は管種によらず一定であり、土被りの影響も小さい。
- ・ 表層地盤厚が一定の場合、土被りが深くなると基準回転角は大きくなる(図-4)。これは r が大きくなると土被り一定の場合とは逆に、マンホール上端と下端との地盤変位の差が大きくなるためである。この増加率は土被りが少ないところでバラツキはあるが、全体的に管種・表層地盤厚によらずほぼ一定である。

以上の結果から、マンホールの基準回転角は管種、地盤の V_s ・ H ・ r などにより変化することが得られた。そこで、この変化率は各々、他のパラメータとは独立した形で表すことができると考え、実際の地震時において任意のマンホールの回転角 θ を求める近似式を考案してみた。しかし、解析ケース数が充分でないため αV_s ・ αH ・ αr などの一般解を求めるまで致し、おらず、さらに吟味する必要がある。

$$\theta = \theta_0 \times \alpha V_s \times \alpha H \times \alpha r \times \alpha s$$

θ_0 : $V_s = 100 \text{ m/s}$, $H = 10 \text{ m}$, $r = 4 \text{ m}$ のときの基準回転角

αV_s ; $V_s = 100 \text{ m/s}$ に対する補正係数

αH ; $H = 10 \text{ m}$

αr ; $r = 4 \text{ m}$

αs ; 地震時の地表変位 (cm)

4.4 地盤急変部における耐震性検討

前年度の調査で地盤急変部に被害が多く、また解析でも管路応力が地盤急変部で大きくなることが得られた。その中で、地盤急変の度合によって変化する管路応力(または歪など)の指標(地盤急変度)として地盤急変前後の地盤の固有周期 T_1 、 T_2 の差($T_1 - T_2$)を提案した。この指標から、全体的に固有周期差が大きくなると管路の換算ひずみが大きくなる傾向があり、両者に高い相関がみられた。しかし、同じ固有周期差でも換算ひずみはケースによってバラツキが見られ、特に地震波の種類によって大きく異なる特性を持っている。そこで、今年度は固有周期差の他に地震波の影響を取り入れ、精度の高い地盤急変度の指標を提案した。

検討方法は、前年度と同様に地盤急変部における管路の地震応答解析を用いて行った。

リ 地盤急変度の指標

地震波によって異なるのは応答スペクトルの形状であり、埋設管のような地盤変位に強制変形さ

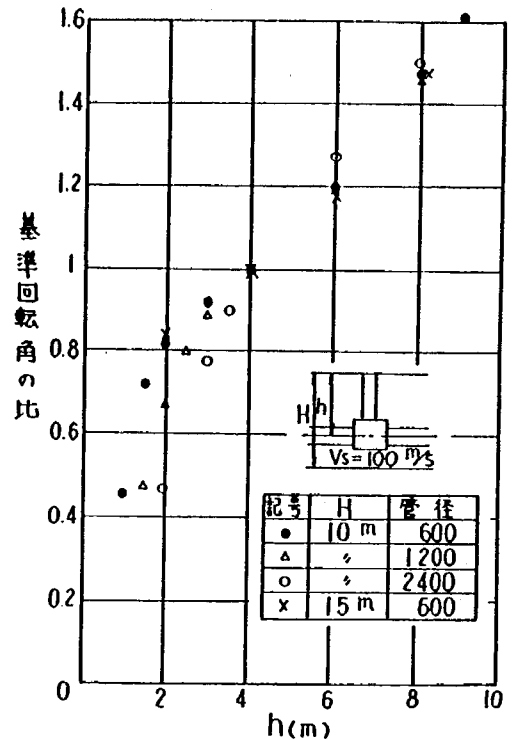


図-7 基準回転角と h の関係

せられる構造物では変位スペクトルが重要である。そこで、各々の固有周期 (T_1, T_2) に対応する変位 (D_1, D_2) の差 ($D_1 - D_2$) に着目し、この変位差と固有周期差の積 ($D_1 - D_2$) $\times$ ($T_1 - T_2$) と埋設管ひずみの関係をみてみた (図-8)。前年度の ($T_1 - T_2$) の関係に比べ相関はかなり良くなっており、地盤急変度は、表層地盤の固有周期差と応答変位差の積によって評価可能と考えられる。また、この ($D_1 - D_2$) $\times$ ($T_1 - T_2$) は図-9に示すように応答変位スペクトルの面積の半分にほぼ等しく、これはスペクトル強度を表している。

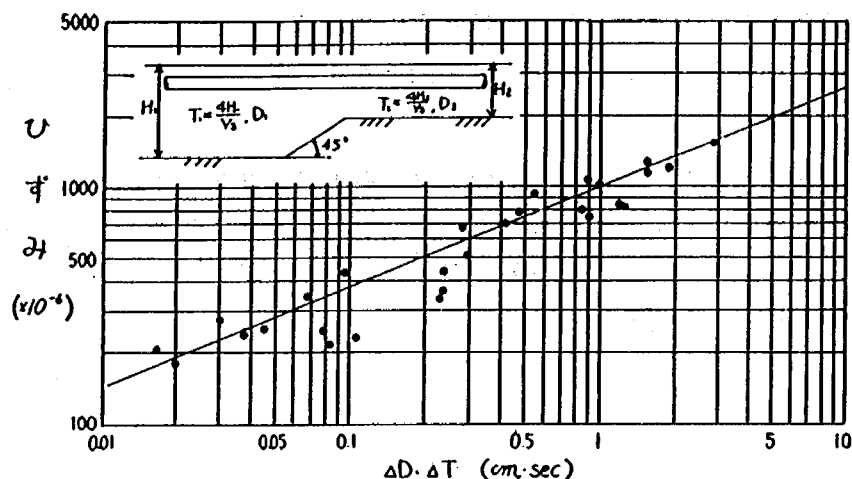


図-8 $\Delta D \cdot \Delta T$ と埋設管ひずみの関係

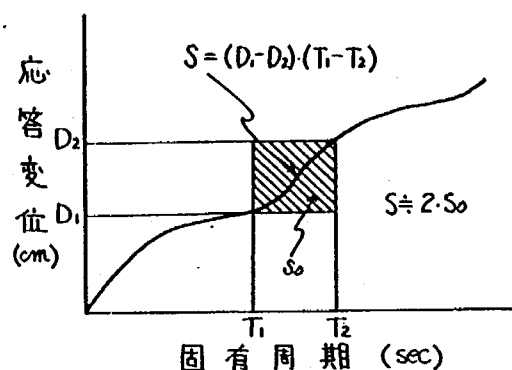


図-9 応答変位スペクトル

5. まとめ

以上の調査結果より、次の事がまとめられる。

- 1) マンホール近隣の管路の被害特性は、マンホール接続部のクラック・目地破損、およびマンホール内への管路の突出し等が主である。被害箇所はマンホールから10m以内に集中し、解析結果においても被害例と同様の地点に管路の応力が集中している。
- 2) マンホール接続部の管路の耐震性において重要な因子であるマンホールの基準回転角をモデル地盤ではあるが近似式にて把握可能となった。
- 3) 地盤急変部の埋設管ひずみは、表層地盤の固有周期差と応答変位差の積で表示される地盤急変度の関数で求められる。

6. 今後の問題点

今後は、マンホール近隣および地盤急変部の耐震性評価方法を取りまとめるべく、液状化による管路施設の被害についても検討していく必要がある。さらに、管路のみならずポンプ場・処理場等の拠点施設における耐震性検討へと発展させていくことが重要である。

参考文献

- 1) 社団法人日本水道協会「水道施設耐震工法指針解説」1979年版
- 2) 岩崎・中島・後藤・水庭「下水道管路施設の耐震性に関する調査」土研資料第2004号 1983.6

11. 道路及び沿道施設の地震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
 研究員 萩原 良二
 研究員 長谷川 金二
 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主な要因としては、道路本体の被害ほらびに沿道施設の被害があげられる。本調査では、道路橋について鉄筋コンクリート橋脚の設計年代、地盤条件および構造特性と地震時の破壊に対する安全性に関する調査を行った。また、沿道施設に関しては、各種沿道施設ごとに、適切に被害予測手法を調査した。

2. 研究目的

地震後の道路機能の確保対策を検討するために必要となる、道路および沿道施設の地震被害予測手法を確立することを目的とする。

3. 研究方法

3.1. RC橋脚の地震時の破壊に対する安全性

道路橋RC橋脚の設計規定における材料強度、構造細目等の設計規定の変遷を考慮して設計年代を4区分に分類し、各年代ごとに構造特性、橋梁規模等を表-1に示すように想定した。これらの橋脚諸元について、道路橋示方書・V耐震設計編(昭和55年5月)に示されている方法に準じて地震時変形性能を地盤種別ごとに算定し、さらにこの結果にもとづいて、RC橋脚の設計年代および構造特性とその安全性の関係を調査した。

なお、上部工死荷重反力は幅員7.0mの単純合成桁標準設計の値とし、橋脚は幅7.0mの小判型壁式橋脚とした。

3.2. 沿道施設の地震時被害危険度推定法

表-1 想定橋脚および年代区分

橋脚 形状	柱高 H(m)	柱厚 D(m)	せん断支間比 (θ/a)
	5.0	1.0	5.0
		0.83	6.0
		0.7	7.1
	10.0	2.0	5.0
		1.4	7.1
		1.11	9.0
	15.0	3.0	5.0
		2.1	7.1
		1.67	9.0
橋梁 規模	20.0	4.0	5.0
		2.8	7.1
		2.22	9.0
設計 年代	支間長 l(m)		上部工死荷重反力 R(t)
	20.0		130
	30.0		260
	40.0		360
年代	年代	σ _{ca} (kg/cm ²)	σ _{sa} (kg/cm ²)
	I T15~S13	45	1,200
	II S14~S30	60	1,400
	III S31~S54	70	1,800
	IV S55~	70	1,800

注) 年代Ⅱ~Ⅳについては軸方向鉄筋段落しを考慮した。

地震災害を受けた場合に、地震後の道路交通機能に影響を及ぼすような沿道施設について、地震被害危険度推定法の調査を行った。ここでは、既存の地震被害推定法について、それぞれの目的変数、説明変数等を整理し、その手法の精度ならびに適用性を検討し、必要に応じて修正を施した。また、被害危険度推定法が策定されていない施設については、過去の被災例、他の施設の推定法などを参考として、簡易な地震被害危険度推定法を設定した。

4. 研究結果

4.1. RC橋脚の地震時の破壊に対する安全性

- (1) ひびわれ荷重 P_c と降伏荷重 P_y となる一般的RC橋脚の場合、せん断支間比(l/d)が大きい(柱厚に対する柱高の比が大きい)ほど、また引張鉄筋比(ρ)が小さいほど安全性が高い。ただし、鉄筋量が極端に少ないと $P_c > P_y$ となり、破壊危険度が高くなる。
- (2) 軟弱な地盤に支持されたRC橋脚は、破壊危険度が高くなる傾向がある。特に4種地盤の場合は他の地盤に比べて破壊危険度が高い。
- (3) $P_c < P_y$ で軸方向鉄筋の段落しがない場合、設計年代が古いRC橋脚ほど危険性が高くなる傾向がある。軸方向鉄筋の段落しがある場合、年代Ⅱ以前(昭和54年以前)のRC橋脚は鉄筋定着長が十分であるため破壊危険度が高い。

以上のことより、軸方向鉄筋量が極端に少なく、 $P_c > P_y$ となる場合および設計年代が昭和54年以前で軸方向鉄筋段落しがある場合は破壊危険度が高い可能性があり、今後地震時の破壊に対する安全性を検討する際に注意を要する。また、支持地盤が4種地盤であり、かつせん断支間比が特に小さい場合ならびに引張鉄筋比が特に大きい場合についても破壊危険度が高くなる傾向があり、安全性の検討の際に注意が必要である。

4.2. 沿道施設の地震時被害危険度推定法

表-2に沿道施設ごとの地震時被害予測に関する目的変数、説明変数を示している。この内、斜面、地下埋設物、立木、信号機・標識、横断歩道橋については、既存の推定法をそのまゝ、もしくは若干の修正を加えたものを採用した。また、木造・RC造建築物、ブロック塀については、既存の推定法はあるものの、適用性に欠けることなどから、既往の被害例を参考として、新たに推定法を設定した。その他の沿道施設については、既存の推定法がないため、既往の被害例をもとづいて、今回推定法を設定した。

表-2 沿道施設の被害予測のための変数

沿道施設等	目的変数	説明変数
斜面	被害ランク	形状、土質、異常・変状
擁壁	被害ランク	種類、形状、異常・変状
木造建築物	被害率	地盤条件、建設年代
RC造建築物	被害ランク	地盤条件、設計年代
ブロック塀	被害ランク	配筋、根入れ、型壁、異常・変状、地盤斜度
地下埋設物	被害率	地盤条件、管種
危険物貯蔵・配送施設	被害率	施設の種別
煙突	被害ランク	老朽度、異常・変状、断面変化、高さ
落下物(ガラス)	被害率	建築物の有無
立木	被害ランク	枯損
電柱	被害ランク	異常・変状、地盤条件、立地条件
信号機・標識	被害ランク	異常・変状
横断歩道橋	被害ランク	設置年代、橋脚防上工、異常・変状
その他		門柱、看板、広告塔

5. 今後の問題点

道路橋RC橋脚の地震時の破壊に対する安全性に関しては、柱式橋脚についても検討する必要がある。沿道施設に関しては、その被害が道路交通機能に及ぼす影響度について調査する必要がある。

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
研究員 大田尚巳
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認するために、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、これまでに検討した震後交通確保の評価手法を基に、本年度は、さらに復旧資機材の制約、重点確保路線の評価等について検討し、静岡県をモデルにケーススタディーを行い、道路交通機能確保の予測モデルについて検討を行った。

2. 調査目的

地震後の必要交通機能・交通需要を把握し、震後の交通機能確保予測モデルについて検討して、道路の計画・管理の資料とする。

3. 調査方法

震後の交通機能確保における、以下の項目について調査を行った。

- 1) 復旧日数・復旧資機材に着目した評価
- 2) 重点確保路線の選定に着目した評価
- 3) ケーススタディー(図-1にシステムフローを示す)

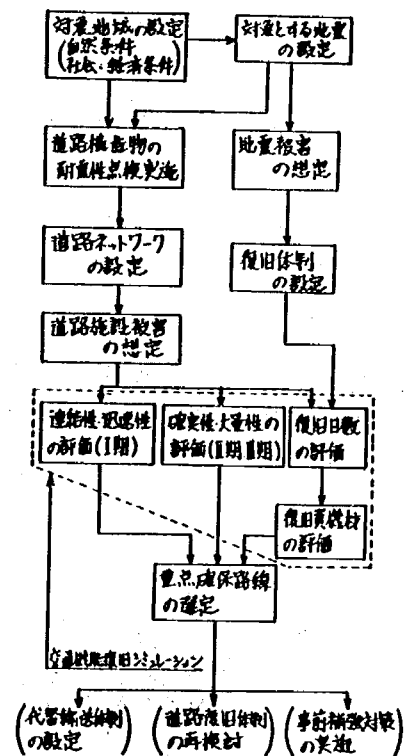
4. 調査結果

4.1 復旧日数・復旧資機材に着目した評価

交通機能の復旧シミュレーションにおいて、復旧日数および復旧資機材量を評価することは重要であり、被害パターン別に復旧原単位を決めて復旧所要日数・資機材量を評価するとともに、復旧資機材の制約がある場合の復旧待ち日数についても評価した。また、復旧方策では、ルート片側からの復旧、両側からの復旧、各被害箇所同時復旧の3案を設定した。

4.2 重点確保路線の選定に着目した評価

本評価は、路線の重要性および路線の確保容易性の観点より、①各リンクが各市町村と拠点都市の連結性に寄与している割合、②確実性・大量性の評価による各リンクの交通量、③確保の容易性としての各リンクの啓開所要日数などの項目を設定して評価した。



4.3 ケーススタディー

ケーススタディーは、1)静岡県、2)東海地震、3)1次・2次・3次の緊急輸送路を基本とした道路、4)浜松・静岡・沼津・下田の防災拠点都市で分けた生活圏域、を対象として行、た。

図-2は道路の被災箇所を評価したもので、伊豆半島西部での被害が多い。図-3は地域間の迅速性を評価したもので、拠点都市と各市町村間の導通確率をその距離で除した評価値であり、箱根越えのルートでの被災が多いことから、熱海と沼津の連結は修善寺を経由する結果となった。図-4は大量性の確保という観点から一般交通に対する道路機能を評価したもので、震後の交通障害を考慮したQV条件での平常時に対する交通量の増加率を各リンクごとに示している。この結果から、総走行台時間は平常時の1.27倍となっており、大きな時間損失が生じている。図-5は重点確保路線を迅速性/被災箇所数で評価したもので、事前補強効果の高いリンクを示している。

5. まとめ

以上の検討より、震後における道路の交通機能確保の予測モデル(図-1参照)について概略ではあるが提案ができた。本手法を用いることにより、道路網の事前補強、復旧準備などの道路計画や道路管理の有効な資料が得られる。今後は、本手法をよりきめ細かいものにしていくために、道路網・道路システムとしての耐震性の検討が重要であり、さらに交通機能障害軽減の事前対策へと発展させていく必要がある。

参考文献

- 1) 「既往地震における震後の交通確保に関する調査」土研資料第1854号 1982.7
- 2) 「道路の震害対策に関する調査報告(四)道路被害予測に関する研究-日本道路協会-道路震害対策委員会 1977.9
- 3) 「震後交通の評価方法の検討」大田方、名高、後藤、土木学会関東支部第11回年次研究発表会講演集 1982.1

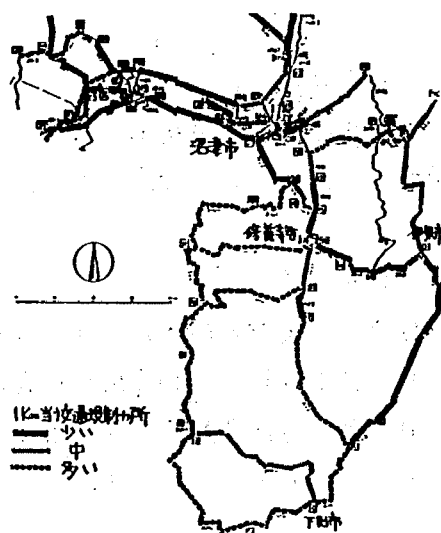


図-2 道路の被災箇所の評価

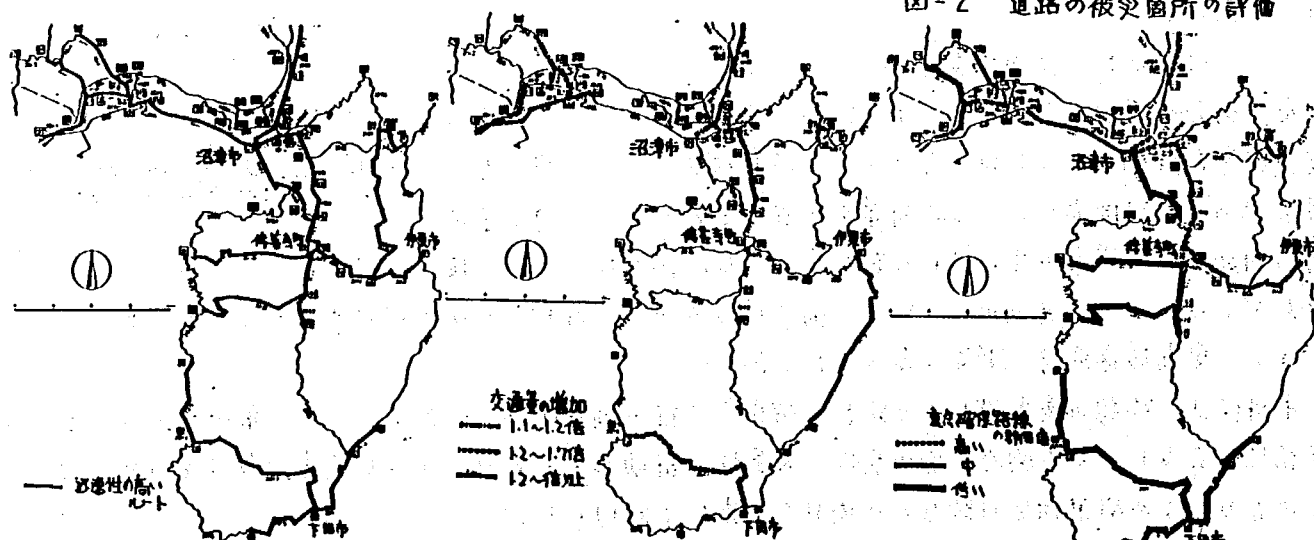


図-3 地域間の迅速性によるリンクの評価

図-4 地域間での大量性の評価

図-5 重点確保路線の評価

13. 連続桁橋の耐震設計法に関する試験調査
(道路事業調査費、試験調査)

耐震研究室 室長 岩崎 敏男
研究員 萩原 良二
研究員 長谷川 金二
小山 達彦
吉田 武史

1. まえがき

橋の設計において連続桁形式を採用することが多くなったが、現行の耐震設計基準においては、連続桁橋固有の動的応答特性を考慮した設計を導くための規定内容に不十分な点がある。当該年度は連続桁橋の下部構造の橋軸直角方向の耐震設計法に関する調査を行う。橋の下部構造の耐震設計においては上部構造の慣性力を考慮しなければならない。橋軸直角方向の水平慣性力としては、各支承部に作用する死荷重反力に設計水平震度を乗じた値を用いている。したがって、連続桁橋においては上部構造の水平慣性力を死荷重反力比により各下部構造へ配分して設計を行うことになる。しかし、地震時に上部構造から各下部構造へ伝達される橋軸直角方向の慣性力の配分が、現行設計による配分とは異なっているために、一部の下部構造に顕著な被害が生じた例が見られる。

2. 調査目的

本調査の目的は地震時に上部構造から各下部構造へ伝達される慣性力の分布を調査すること、および動的な応答特性を考慮した橋軸直角方向の連続桁橋の下部構造の設計荷重について検討することである。

3. 調査方法

3.1. 調査対象橋

過去の地震で何らかの被害を受けた連続形式の橋から静内橋、伊達橋、開北橋、新飯野川橋、新江合橋、および男鹿大橋の6橋を選び出し調査を行った。

3.2. 動的解析による慣性力の分布調査

静内橋、伊達橋、および開北橋については動的解析を既に行っている。新飯野川橋、新江合橋および男鹿大橋については土の非線形性を考慮した解析プログラム「NONINT」を使用して動的解析を行う。それらの結果を用いて上部構造から下部構造へ伝達される慣性力の最大値の分布を調査する。

3.3. 現行設計法による慣性力の分布調査

現行の道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に従って慣性力を算定し、その分布を調査する。

3.4. 動的応答特性を考慮した設計荷重の検討

現行の示方書に従って設計する場合には下部構造の剛性を考慮していない。ここでは、連続桁橋の動的応答特性を考慮するために下部構造の剛性を考慮して慣性力を算定し、その分布を調査する。

4. 調査結果

調査結果の一例として静内橋における慣性力の分布状況を図1に示す。耐震設計上の地盤種別が第2種および第3種に相当する地盤に設置された固定支承を有する橋脚 P_2 および P_5 への現行設計法による慣性力の配分は、動的解析の結果に比べて小さい。現行設計法によれば、連続桁の端部に位置する橋脚 P_3 および P_6 への慣性力の配分は他の橋脚に比べて小さいが、動的解析によると必ずしもその傾向は見られない。以上に示したように固定支承を有する橋脚および連続桁端部の橋脚における、連続桁橋固有の動的応答特性によると考えられる慣性力の分布状況は、下部構造の剛性を考慮するとある程度忠実に再現できる。

5. 今後の問題点

連続桁橋の下部構造の耐震設計法に関して実験などによる詳細な調査、支承部ならびに落橋防止構造の耐震設計法に関する調査を行う必要がある。

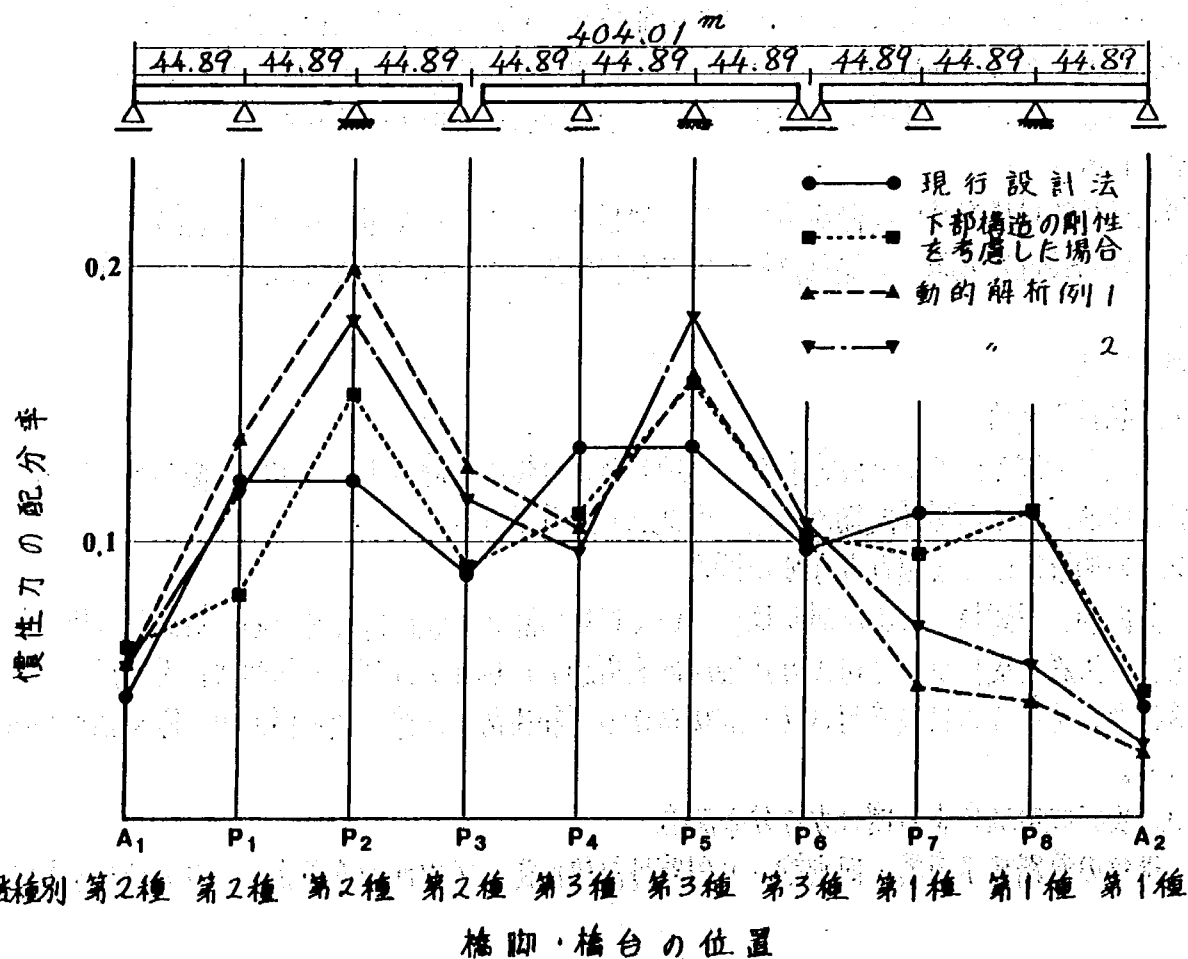


図1 静内橋における慣性力の配分状況

14. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する試験調査——橋に関する試験調査——
(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 萩原 良二
研究員 長谷川 金二
小山 達彦
吉田 武史

1. まえがき

鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚と呼ぶ)の合理的な耐震設計法を導くためには、様々な構造特性により影響を受けるRC橋脚の動的耐力を明らかにする必要がある。前年度は主鉄筋比に着目したが、当該年度は帯鉄筋の配置ならびに主鉄筋の段落しに着目してRC橋脚模型の正負交番動的載荷実験を行った。

2. 調査目的

当該年度の調査目的は、帯鉄筋の配置ならびに主鉄筋の段落しがRC橋脚の動的耐力に及ぼす影響を調査することである。

3. 調査方法

実験概要を図1に示す。供試体の全体一般図、柱部断面図をそれぞれ図2、3に示す。また、各供試体の構造特性を表1に示す。載荷方法は、柱下端における引張側外縁の主鉄筋が降伏するときの変位(δ_y)の整数倍($n\delta_y$)の変位振幅で10回繰り返し、 n を1から順次大きくして行く方法を採用した。入力波形は正弦波で、速度振幅を25cm/sec一定とした。

4. 調査結果

標準的な供試体A、帯鉄筋を最も密に配置した供試体D、段落し部での定着長を取っていない供試体E、および定着長を50cm(=柱幅)取った供試体Gの荷重変位履歴曲線を図4に示す。また、各供試

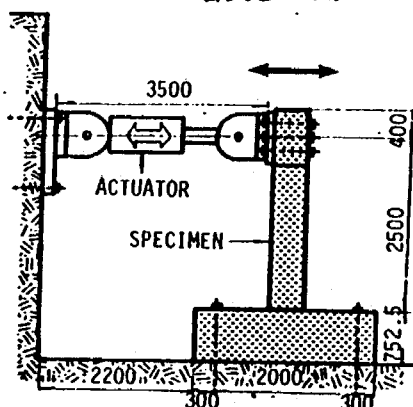


図1 実験概要

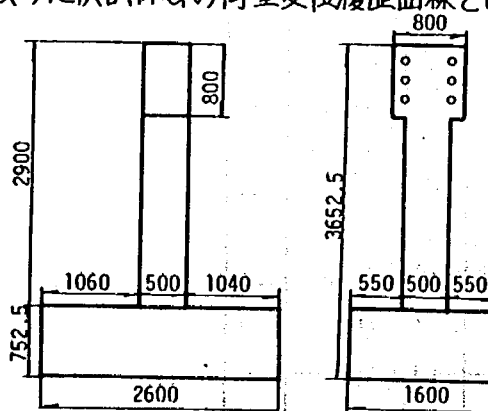


図2 供試体全体一般図

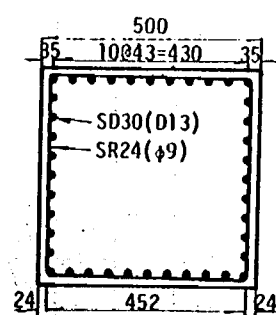


図3 柱部断面図
(段落し前)

体のじん性率を含む耐震性能を表2に示す。これらの図表から、帯鉄筋を密に配置するほどじん性率は改善されること、段落し部での定着長を柱幅程度取れば十分なじん性は確保できることがわかった。

5. 今後の問題点

RC橋脚の合理的な耐震設計法を導くためには、さらに各種構造形式のRC橋脚について動的載荷実験を行い、動的実験データを集める必要がある。

表1 構造特性一覧表

供試体	構造特性
A	段落なし、帯鉄筋間隔25cm
B	段落なし、柱下端より50cmまで、帯鉄筋間隔12.5cm
C	段落なし、柱下端より100cmまで、帯鉄筋間隔12.5cm
D	段落なし、柱下端より50cmまで、帯鉄筋間隔8.3cm
E	柱下端より100cmで、段落し(定着長0cm)、帯鉄筋間隔25cm
F	柱下端より135cmで、段落し(定着長25cm)、帯鉄筋間隔25cm
G	柱下端より160cmで、段落し(定着長50cm)、帯鉄筋間隔25cm

表2 耐震性能一覧表

SPECIMEN	A	B	C	D	E	F	G
YIELD LOAD P_y (ton)	13.9	13.2	13.2	12.2	12.0	12.9	12.7
MAXIMUM LOAD P_u (ton)	17.0	16.8	16.9	16.0	15.1	16.4	16.9
P_u/P_y	1.22	1.27	1.28	1.31	1.26	1.27	1.33
YIELD DISPLACEMENT D_y (mm)	15.4	14.8	14.7	15.0	16.2	17.9	15.6
ULTIMATE DISPLACEMENT D_u (mm)	74.1	78.4	77.6	88.3	70.6	83.5	80.0
DUCTILITY FACTOR D_u/D_y	4.81	5.30	5.28	5.89	4.36	4.66	5.13

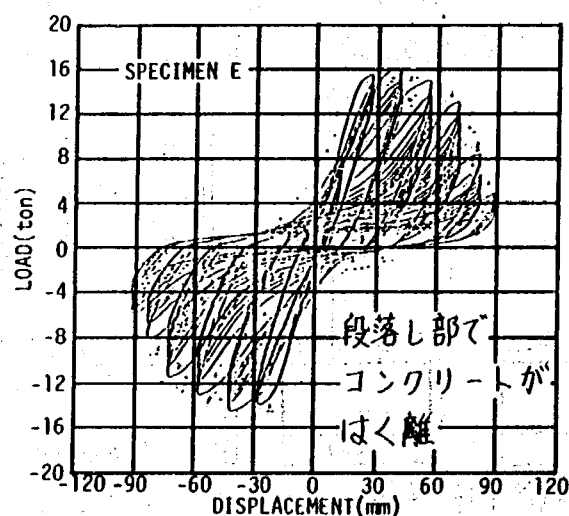
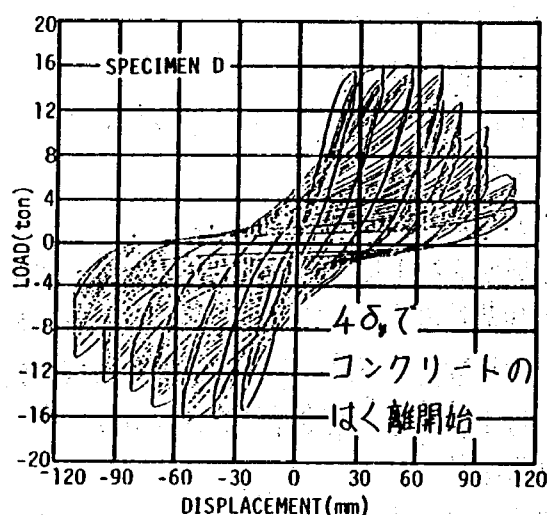
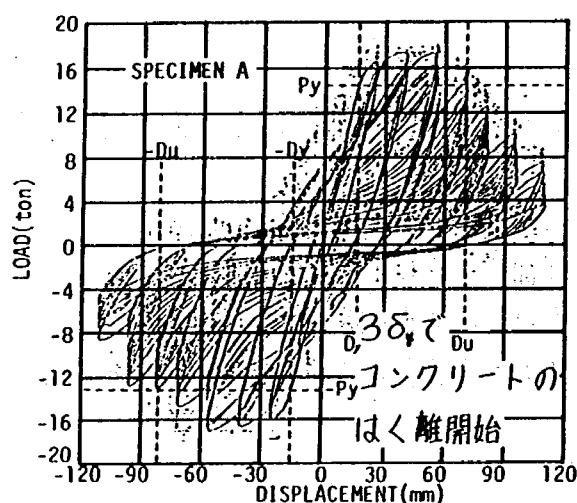


図4 荷重変位曲線

15. 都市トンネルの耐震調査——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 大日方尚己
加納 尚史

1. まえがき

都市トンネルは、既設構造物に近接して計画されることが多いため、その地震時相互作用を調査して耐震性を確認する必要がある。本年度は以下に示す2つの課題について調査を行った。

1) 堤防とトンネルの地震時相互作用の解析

多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、動的解析結果を基に、堤体の全体的なすべり安定性の変化を調査した。

2) 並設トンネルの模型振動実験

既設沈埋トンネルに並設して沈埋トンネルが設置された場合における既設沈埋トンネルの地震時振動性状の変化を模型振動実験により調査した。

なお、トンネルの地震応答解析システム(DAST)は、同様のプログラムが多いなど使用方法・システム管理が煩雑であったため、プログラムの統合化を行い、利用の便をはかった。

2. 調査目的

本調査は、大規模特殊事業における道路網上のトンネルが都市内において既設構造物に近接して計画される場合の地震時相互作用を評価し、合理的な道路計画・設計に資することを目的とする。

3. 調査方法および結果

3.1 堤防とトンネルの地震時相互作用の解析

本調査は図-1に示す多摩川堤防を対象に、図-2に示す解析手法を用い、トンネルの有無および過剰間隙水圧考慮の有無の計4ケースを対象とし、堤内地側と堤外地側の斜面のすべり安定性を検討した。本解析はFEMによる動的解析結果より求める堤体内各要素のせん断応力と各要素のせん断抵抗応力の比をすべり面に沿って加算するものである。なお、せん断抵

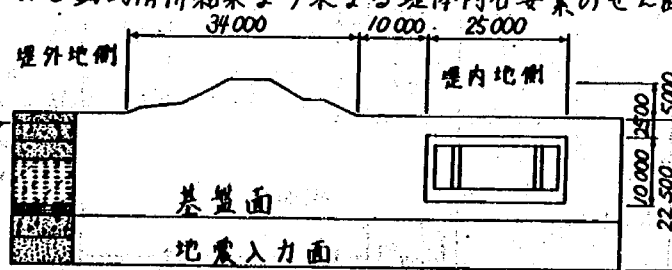


図-1 調査位置横断面図

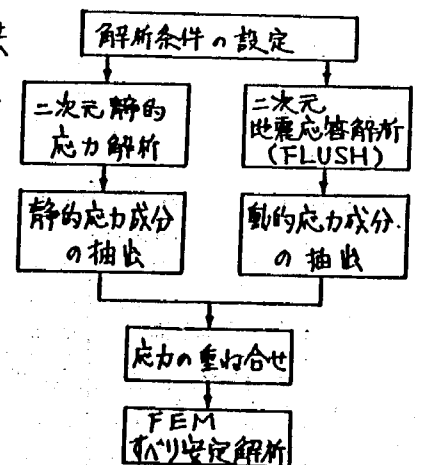


図-2 解析手法の流れ

抵抗力の算出には過剰間隙水圧を考慮した低減を行った。

表-1に堤体のすべり安全率を示す。調査結果は、① 過剰間隙水圧を考慮することによりトンネルの有無にかかわらずすべり安全率は減少する、② トンネルを設置することにより堤内地側のすべり安全率は増加する、③ 堤外地側のすべり安全率は過剰間隙水圧考慮の有無により増減の傾向が異なる、などであった。

	トンネルの有無	堤外地側の安全率	堤内地側の安全率
過剰間隙水圧考慮せず	トンネルなし	1.28 ($R=24^m$)	1.41 ($R=30^m$)
	トンネルあり	1.17 ($R=25^m$)	2.06 ($R=18^m$)
過剰間隙水圧考慮	トンネルなし	0.94 ($R=27^m$)	1.40 ($R=30^m$)
	トンネルあり	1.03 ($R=27^m$)	1.75 ($R=27^m$)

表-1 すべり安全率

3.2 並設トンネルの模型振動実験

図-3に実験概要を示す。加振には大型振動台(6m×8m)を使用し、トンネルの有無、トンネル並設位置の違いに着目した4ケースについて模型振動実験を行い、既設トンネルの応答加速度及び応答曲げモーメントの変化を調査した。

結果の一例として図-4にランダム波入力時の最大応答値の分布を示す。トンネルを並設した場合、既設トンネルの加速度応答は減少し、曲げモーメント応答最大値も減少(ただし中央部では応答が多少増加)した。トンネル並設距離が離れた場合、加速度・曲げモーメントともあまり変化はないが、多少既設トンネルのみの応答に近づく。地震波を入力した実験でも同様の結果となった。

4. 今後の課題

トンネル近接に伴う堤体の耐震性については本年度までの調査結果を基にした耐震性評価手法の取りまとめ、並設トンネルの動的挙動の調査については解析的な手法による検討および本年度実験対象としていなか、1軸方向加振時の検討を行う必要がある。

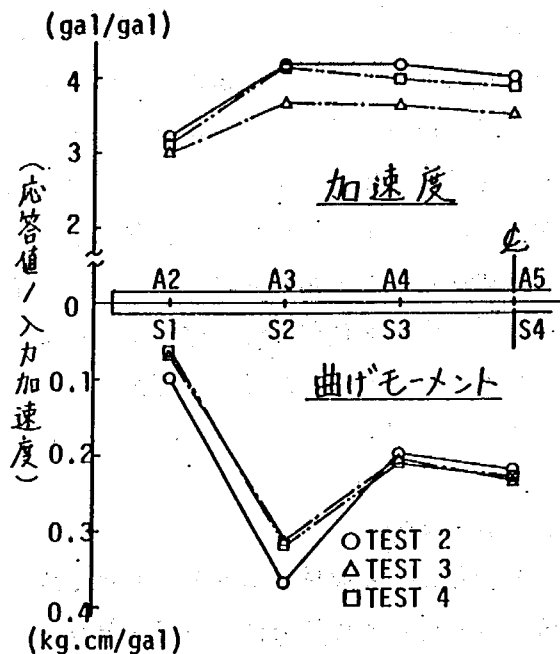


図-4 最大応答値分布(ランダム波入力時)

原型	模型材料	要素	相似律 (原型/模型)
地盤	アクリルアミド系グラウト剤	長さ	1/5.0
トンネル	アクリルとゴムによる合成断面	密度	1/5
		時間	1/0
No.	実験ケース	入力波	特性
TEST 1	地盤のみ	ランダム波	振動数成分 1~20 Hz
TEST 2	既設トンネルのみ	ランダム波	振動数成分 1~20 Hz
TEST 3	トンネル並設距離 6.9m	地震波1	6 Hz付近にピーク
TEST 4	トンネル並設距離 10.3m	地震波2	12Hz付近にピーク

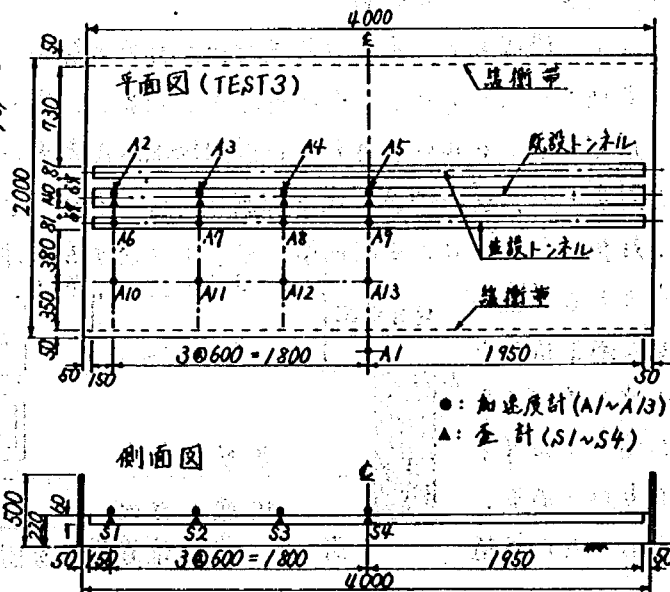


図-3 実験概要

16. 道路橋橋脚の動的耐力に関する共同研究
(首都高速道路公団)

耐震研究室	室長	岩崎敏男
	研究員	萩原良二
	研究員	長谷川金二
		小山達彦
		吉田武史

首都高速道路公団

工務部設計技術課	課長	矢作 桓
		秋元泰輔
		中島 拓
		長谷川和夫
		桜井 順

1. ま え が き

耐震設計規定の整備などにより道路橋の地震被害は減少傾向にあるが、震度法による静的設計で考慮している荷重を上回るような大きな地震荷重が作用して橋脚等が破損し、道路の機能が長期にわたって阻害された例が最近の地震において見られる。とくに橋脚躯体の破損は地震後の交通規制の第一要因となっていることから、橋脚躯体の地震時の耐力、変形性能(耐力が著しく低下することなく変形に追随し得る能力)等を調査し、大地震時においても橋の著しい機能低下につながるような被害を防止するための耐震設計法について検討する必要がある。

ここでは、鉄筋コンクリート橋脚(RC橋脚)および鋼製橋脚を対象に、模型正負交番載荷実験を行い、その地震時挙動を調査した。

2. 研究目的

鉄筋コンクリート橋脚および鋼製橋脚の地震時挙動を解明し、耐震性向上のための知見を得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および鋼製橋脚の模型正負交番載荷実験を建設省土木研究所の部材耐震強度実験施設を用いて行い、耐力、変形性能等を調査した。載荷には最大加振力125t、最大変位振幅125mm、載荷最大速度1m/secの加振機を用いた。

3.1 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する調査(担当:建設省土木研究所)

帯鉄筋の配置方法および軸方向鉄筋の段落し方法を変えたRC橋脚模型(表-1、表-2)を用いて載荷実験を行い、RC橋脚の耐力、変形性能等を調査した。実験の概要および模型の諸元を図-1、

図-2, 図-3 に示す。帯鉄筋配置については、帯鉄筋を $D/2$ 間隔(帯鉄筋比 $P_W = 0.1\%$, D は躯体幅)に配置したものを基本(模型A)として、損傷の集中が考えられる躯体下端部において帯鉄筋を下端から D 区間で $D/4$ 間隔としたもの(模型B), $2D$ 区間で $D/4$ 間隔としたもの(模型C), D 区間で $D/6$ 間隔としたもの(模型D)を考え、帯鉄筋を密に配置することによる効果について調査した。軸方向鉄筋の段落しについては、既往の地震において段落し位置が適切でなかったことからぜい性的な破壊に至った例があるため、段落しのないものを基本(模型A)として、計算上躯体下端と段落し位置で軸方向鉄筋が同時に降伏する位置で段落しして鉄筋の定着長を考えなかったもの(模型E), その位置から $D/2$ 上で段落しして定着長を $D/2$ としたもの(模型F), その位置から D 上で段落しして定着長を D としたもの(模型G)を考え、軸方向鉄筋の段落し位置がRC橋脚の耐力, 変形性能等に

表-1 RC橋脚模型(帯鉄筋配置を変えた場合)

模型	帯鉄筋配置
A	$\phi 9$ $D/2$ 間隔(全区間 $P_W = 0.1\%$)
B	$\phi 9$ $D/4$ 間隔(躯体下端から D 区間 $P_W = 0.2\%$) $\phi 9$ $D/2$ 間隔(他区間 $P_W = 0.1\%$)
C	$\phi 9$ $D/4$ 間隔(躯体下端から $2D$ 区間 $P_W = 0.2\%$) $\phi 9$ $D/2$ 間隔(他区間 $P_W = 0.1\%$)
D	$\phi 9$ $D/6$ 間隔(躯体下端から D 区間 $P_W = 0.3\%$) $\phi 9$ $D/2$ 間隔(他区間 $P_W = 0.1\%$)

注: D は躯体幅(50cm)

表-2 RC橋脚模型(軸方向鉄筋段落し位置を変えた場合)

模型	軸方向鉄筋段落し位置
A	段落しなし
E	躯体下端から 1.10m の位置で鉄筋半減(定着長 0)
F	躯体下端から 1.35m の位置で鉄筋半減(定着長 D)
G	躯体下端から 1.60m の位置で鉄筋半減(定着長 D)

注: D は躯体幅(50cm)

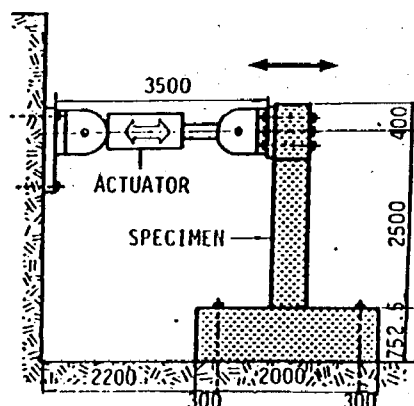


図-1 RC橋脚模型載荷実験の概要

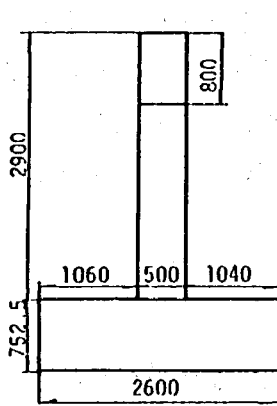


図-2 RC橋脚模型一般図

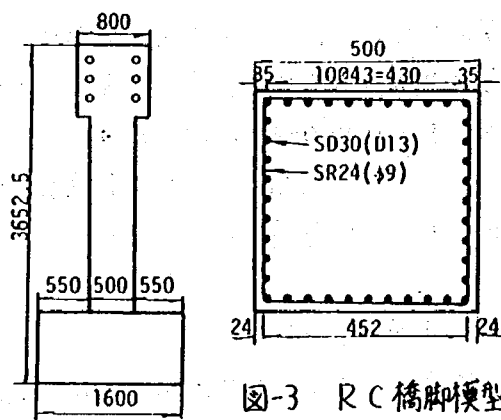


図-3 RC橋脚模型
躯体下端断面図

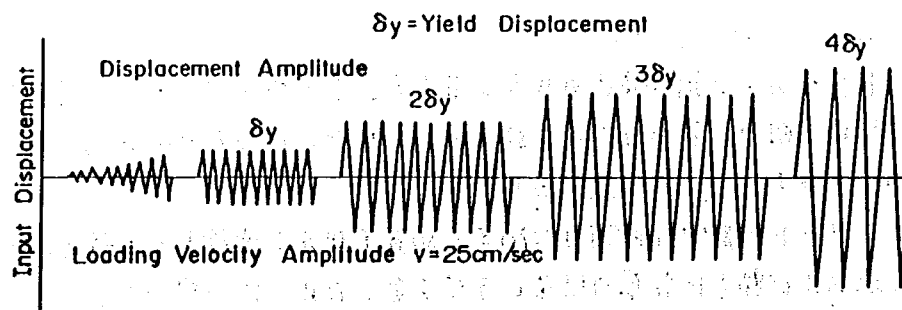


図-4 RC橋脚模型載荷実験載荷履歴

及ぼす影響について調査した。実験における載荷履歴は図-4のとおりであり、降伏後は降伏変位の整数倍の変位振幅で10回繰返し載荷とし、入力波形は速度振幅が 25cm/sec の正弦波とした。計測は荷重、躯体の水平変位、躯体下端での回転角、軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみを測定した。また、ひびわれの分布、性状についても記録した。

3.2 鋼製橋脚の動的耐力に関する調査(担当:首都高速道路公団)

鋼製橋脚模型の静的および動的正負交番載荷実験を行って、鋼製橋脚の耐力、変形性能等を調査した。実験の概要および模型の諸元を図-5、図-6、図-7に示す。実験においてはS E E E ケーブルを用いて上部構造死荷重反力に相当する荷重を導入し、軸力についても考慮した。模型は同一のものを2体製作し、図-8のような載荷履歴で静的および動的載荷実験(入力波形は周波数 1Hz の正弦波)を行った。ここで、鋼製橋脚模型については降伏変位が大きくなることから、RC橋脚模型に対する載荷履歴とは異なり、入力変位振幅を降伏変位の $1/10$ ずつ増加させた載荷履歴とした。計測は荷重、躯体の水平変位、躯体下端での回転角、鋼板パネル(ウェブ、フランジ)のひずみを測定した。また、躯体の変形状況についても記録した。

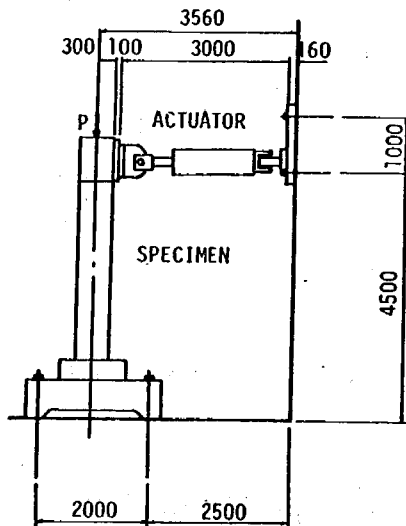


図-5 鋼製橋脚模型載荷実験の概要

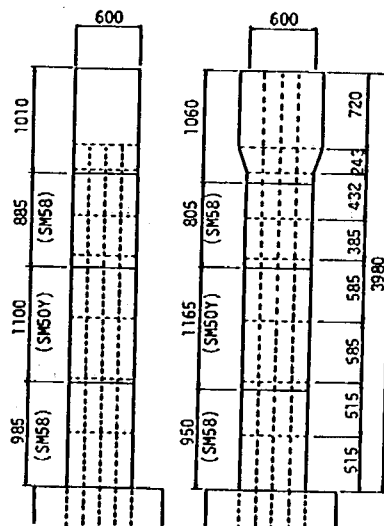


図-6 鋼製橋脚模型一般図

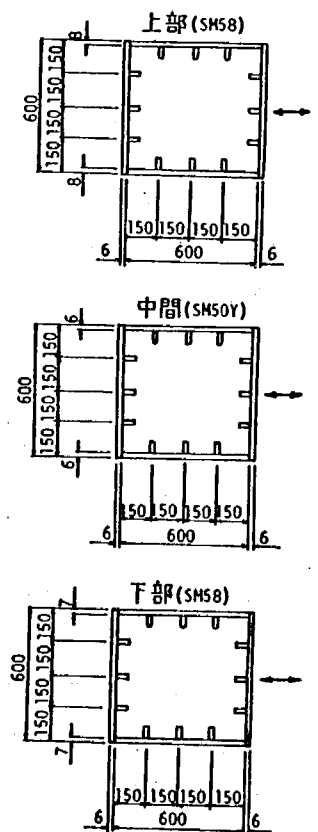


図-7 鋼製橋脚模型断面図

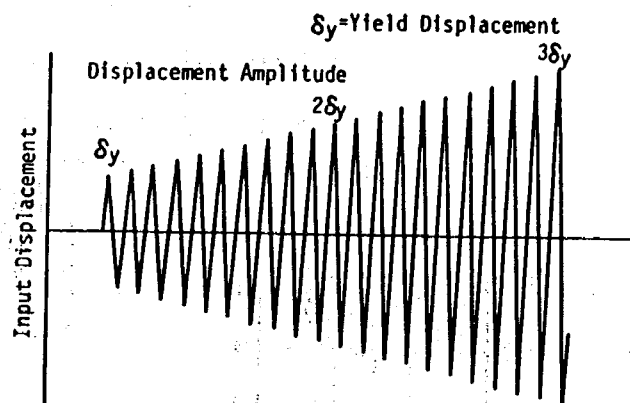


図-8 鋼製橋脚模型載荷実験載荷履歴

4. 研究結果

4.1 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力

RC橋脚模型載荷実験により、得られた各模型の荷重-変位包絡線を図-9、図-10に、耐力、変形性能を表-3、表-4に示す。帯鉄筋の配置を変えた場合は、各供試体とも水平ひびわれ発生後、躯体下端部において軸方向鉄筋の降伏、斜めひびわれ、かぶりコンクリートはく離、軸方向鉄筋のはらみ出し・破断と損傷が進行した。耐力はかぶりコンクリートがはく離するまでは安定した値を保持しているが、はく離後顕著に低下し始め、軸方向鉄筋が大きくはらみ出して降伏耐力以下に低下し、鉄筋破断に至っている。帯鉄筋の配置方法による耐力、変形性能の差はほとんどなく、じん性率は各模型とも5程度であった。したがって、帯鉄筋の配置に関しては、D/2 間隔の配置（帯鉄筋比 $\rho_w=0.1\%$ ）を基準に考えるとその2～3倍密に帯鉄筋を配置しても、耐力、変形性能を向上させる効果は小さいものと考えられる。

軸方向鉄筋段落し位置を変えた場合は、定着長をDとした模型Gは段落しない模型Aと同じ損傷モードであった。定着長をとらなかった模型Eは段落し部で損傷が進行し、他に比べて耐力の低下が早く、ぜい性的な破壊となった。定着長をD/2とした模型Fは、段落し部と下端ではほぼ同時に軸方向鉄筋が降伏し、段落し部において斜めひびわれが進展したが、最終的には下端でかぶりコンクリートのはく離、軸方向鉄筋のはらみ出し・破断に至った。じん性率を比較すると、軸方向鉄筋段落し部で破壊した模型Eは4.4であり、躯体下端で破壊した他の模型（じん性率5程度）に比べて小さな値となっている。したがって、軸方向鉄筋段落し部で損傷が進行するとぜい性的な破壊となることから、軸方向鉄筋を段落しする場合には、定着長をD程度以上とすることが望ましいものと考えられる。

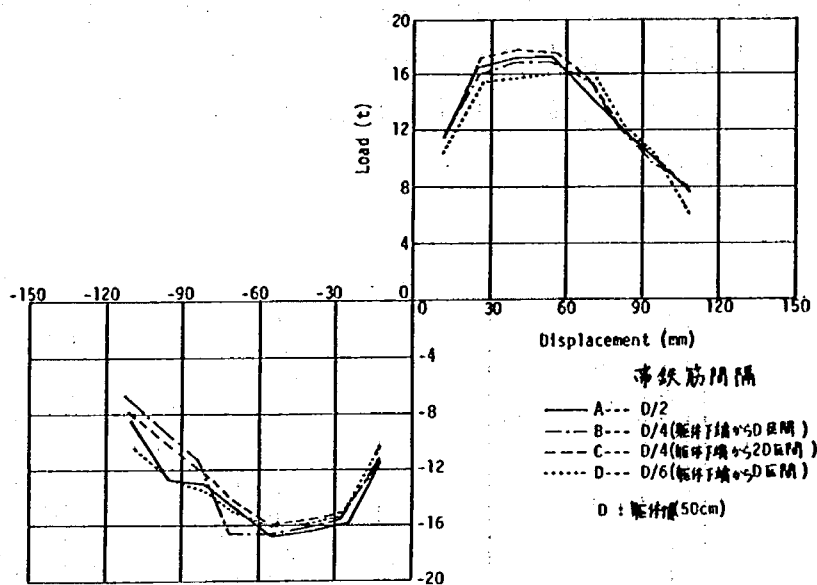


図-9 RC橋脚模型荷重-変位包絡線（帯鉄筋配置を変えた場合）

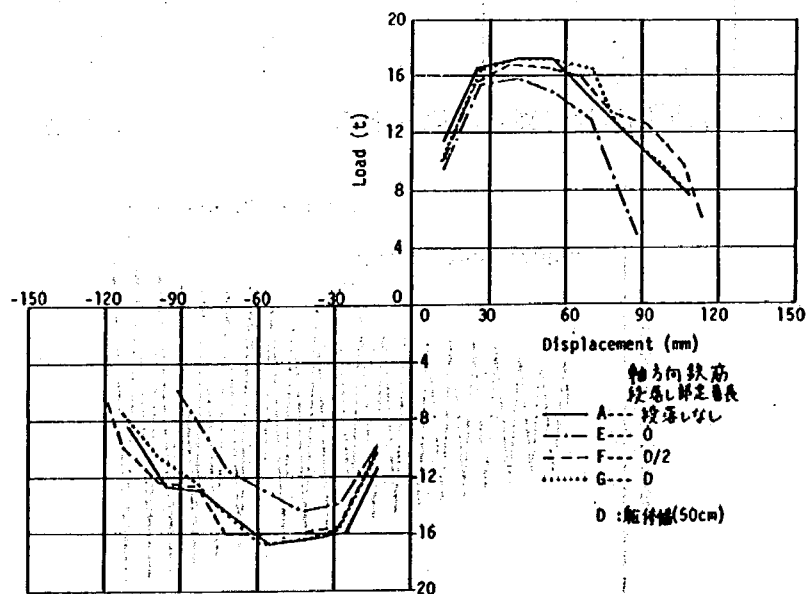


図-10 RC橋脚模型荷重-変位包絡線（軸方向鉄筋段落し位置を変えた場合）

表-3 R C 橋脚模型の耐力，変形性能
(帯鉄筋配置を変えた場合)

供試体	A	B	C	D
帯鉄筋間隔	D/2 [*] (全區間)	D/4 (下端45%区間)	D/4 (下端45%区間)	D/8 (下端45%区間)
降伏耐力 $P_y(t)$	13.9	13.2	13.2	12.2
終局耐力 $P_u(t)$	17.0	16.8	16.9	16.0
P_u/P_y	1.22	1.27	1.28	1.31
降伏変位 $\Delta y(mm)$	15.4	14.8	14.7	15.0
終局変位 $\Delta u(mm)$	74.1	78.4	77.6	88.3
じん性率 $\Delta u/\Delta y$	4.81	5.30	5.28	5.89

注: * Dは躯体幅 (50cm)

** 終局耐力 P_u は実験時の最大荷重

*** 終局変位 Δu は耐力が降伏耐力まで低下する時の変位

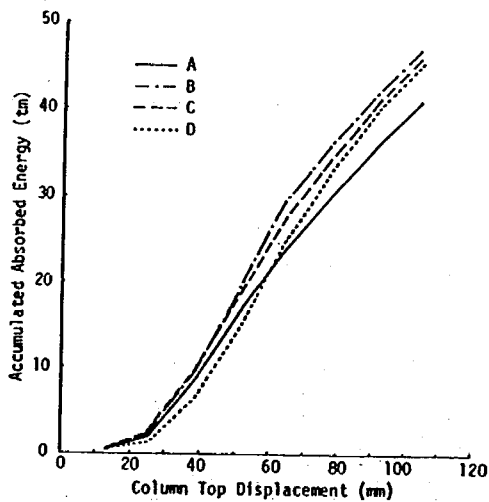


図-11 R C 橋脚模型の累積吸収エネルギー
(帯鉄筋配置を変えた場合)

表-4 R C 橋脚模型の耐力，変形性能
(軸方向鉄筋段落し位置を変えた場合)

供試体	A	E	F	G
軸方向鉄筋 段落し部定長さ	段落しなし	0	D/2 [*]	D
降伏耐力 $P_y(t)$	13.9	12.0	12.9	12.7
終局耐力 $P_u(t)$	17.0	15.1	16.4	16.9
P_u/P_y	1.22	1.26	1.27	1.33
降伏変位 $\Delta y(mm)$	15.4	16.2	12.9	15.6
終局変位 $\Delta u(mm)$	74.1	70.6	83.5	80.0
じん性率 $\Delta u/\Delta y$	4.81	4.36	4.66	5.13

注: * Dは躯体幅 (50cm)

** 終局耐力 P_u は実験時の最大荷重

*** 終局変位 Δu は耐力が降伏耐力まで低下する時の変位

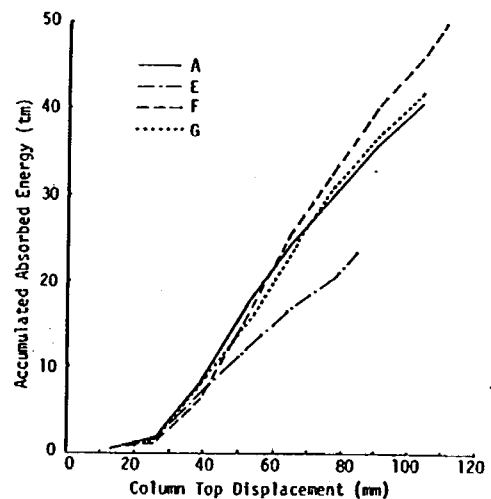


図-12 R C 橋脚模型の累積吸収エネルギー
(軸方向鉄筋段落し位置を変えた場合)

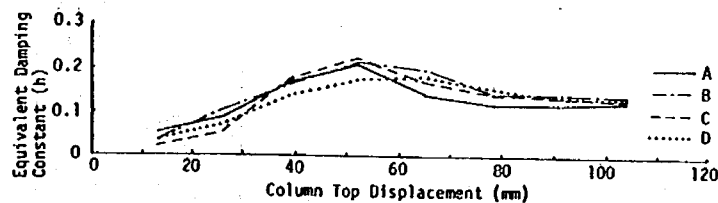


図-13 R C 橋脚模型の荷重-変位履歴曲線から求めた等価減衰定数(帯鉄筋配置を変えた場合)

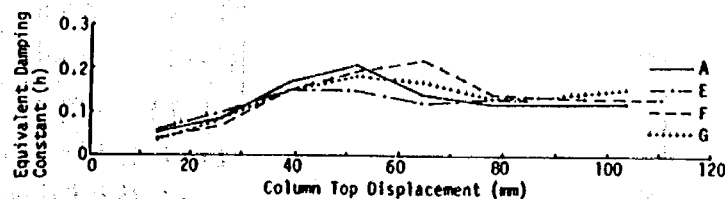


図-14 R C 橋脚模型の荷重-変位履歴曲線から求めた等価減衰定数(軸方向鉄筋段落し位置を変えた場合)

図-11, 図-12は各模型の累積吸収エネルギーを比較したものである。帯鉄筋を密に配置すると吸収エネルギーがやや増加する傾向が見られるが、その傾向はあまり顕著でない。軸方向鉄筋段落し位置で破壊した模型Eの吸収エネルギーは他に比べて著しく小さく、破壊がぜい性的であることを示している。図-13, 図-14は荷重-変位履歴曲線から求めた等価減衰定数を比較したものであるが、降伏後の等価減衰定数は0.1~0.2程度であり、模型Eは他に比べてその値が小さくなっている。

4.2 鋼製橋脚の動的耐力

鋼製橋脚模型載荷実験により、得られた荷重-変位包絡線を図-15に、耐力、変形性能を表-5, 表-6に示す。ここで、耐力、変形性能に関しては、模型製作時の残留ひずみ(500 μ)を加算したひずみが材料試験で得られた降伏ひずみに達した時点以降を降伏点とした場合(表-5)と、残留ひずみに相当する弾性ひずみを生じさせる水平荷重(16t)および水平変位(9mm)をその降伏荷重、変位に加算して残留ひずみがなかった場合の降伏点を推定した場合(表-6)について整理した。静的および動的載荷実験ともに、躯体中間部(SM50Y部)下端で降伏、座屈、溶接部破断と損傷が進行し、載荷速度による耐力、変形性能の差はほとんど見られなかった。座屈、溶接部破断後の耐力の低下は急激であり、じん性率は2~3程度であった。

表-5 鋼製橋脚模型の耐力、変形性能
(残留ひずみを考慮した場合)

	静的載荷	動的載荷
降伏耐力 $P_y(t)$	41	41
終局耐力 $P_u(t)$	69	72
P_u/P_y	1.7	1.8
降伏変位 $\delta_y(mm)$	30	30
終局変位 $\delta_u(mm)$	87	90
じん性率 δ_u/δ_y	2.9	3.0

注: * 終局耐力 P_u は実験時の最大荷重
 ** 終局変位 δ_u は耐力が降伏耐力まで低下する時の変位

表-6 鋼製橋脚模型の耐力、変形性能
(残留ひずみがなかったものとした場合)

	静的載荷	動的載荷
降伏耐力 $P_y(t)$	57	57
終局耐力 $P_u(t)$	69	72
P_u/P_y	1.2	1.3
降伏変位 $\delta_y(mm)$	39	39
終局変位 $\delta_u(mm)$	81	82
じん性率 δ_u/δ_y	2.1	2.1

注: * 終局耐力 P_u は実験時の最大荷重
 ** 終局変位 δ_u は耐力が降伏耐力まで低下する時の変位

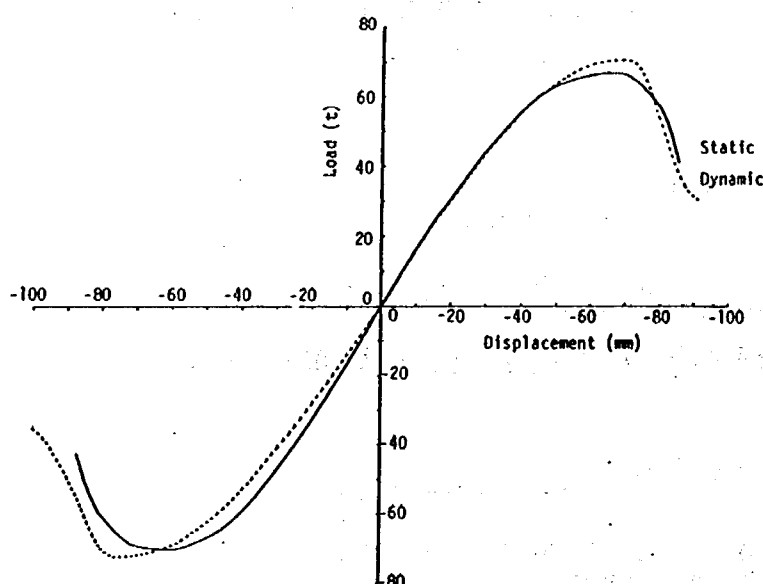


図-15 鋼製橋脚模型荷重-変位包絡線

昭和58年度調査試験研究成果
概要報告書

土研資料第2142号
昭和59年3月(1984)

耐震研究室 岩崎敏男

本資料は、昭和58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 行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 45

No. 45

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2142号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印