

土 木 研 究 所 資 料

昭和56年度調査試験研究成果概要報告書

昭和57年 7 月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © 57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56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の地震災害の防除に関する調査、試験、研究および技術の指導を行っている。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56年度には、

土木研究所試験研究費によるもの	1 課題
受託研究費によるもの	4 課題
建設技術研究開発費（総プロ）によるもの	2 課題
科学技術振興調整費によるもの	1 課題
災害対策総合推進調整費によるもの	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	3 課題

合計15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 57 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. 長大橋の耐震性に関する調査試験……………	7
(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)	
3. 東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する調査試験……………	13
(日本道路公団受託)	
4. 地震時の屋外通信施設の振動特性に関する調査……………	19
(日本電信電話公社受託)	
5. 給水管システムの耐震性に関する調査試験……………	25
(東京都水道局受託)	
6. 交通施設等による延焼遮断効果に関する研究……………	31
(都市防災対策手法の開発, 建設技術研究開発費(総プロ))	
7. 被災判定手法の開発 — 橋等構造物 — ……………	37
(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))	
8. 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)	
9. 地震災害予測のための地盤種判定等調査……………	45
—— 木造住宅の被害率減衰式の検討 ——	
(災害対策総合推進調整費)	
10. 下水道管路施設の耐震性に関する調査……………	51
(下水道事業調査費)	
11. 地震後の交通確保に関する試験調査……………	57
(道路事業調査費, 試験調査)	
12. 道路および沿道施設の地震被害予測に関する試験調査……………	59
(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)……………	61
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
14. 支承部の耐震性に関する調査(橋に関する試験調査)……………	63
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
15. 耐震調査(トンネルに関する試験調査)……………	65
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	

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 中島威夫
柴田松雄

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、その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ている。

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、新たな対策によって、どのような被害軽減が期待できるかについて評価検討しようとするものであり、本年度は事例研究を中心に検討を進めた。

2. 研究目的

現在の地震災害軽減対策の水準を明らかにするため、昭和56年度においては、既往地震による被害事例の収集、想定される被害に対応する対策について検討した。

3. 研究方法

3.1 既往地震被害事例の検討

既往の地震のうち関東地震以降、地域社会に大きな被害を及ぼした7つの地震(表-1)をとりあげ、被害状況調査を行ない、被害パターンの概略を把握し、被害項目の分類を行った。さらに、被害項目ごとの被害内容について、詳細に検討し、各地震の特徴を明らかにした。

3.2 現在の災害軽減対策の把握

想定される地震災害に対して、考えられる対策を検討し、現行法規におけるそれぞれの対応を明らかにした。また、震災対策のうち構造物の耐震基準をとりあげ、各基準の比較を行った。

4. 研究結果

4.1 被害の分類

表-1 調査対象地震一覧

NO	地震名称	発生日.時刻	M ^{マグニチュード}	震央位置	備考
1	関東地震	1923 9/1 11:58	7.9	関東南部	
2	鳥取地震	1943 2/10 17:32	7.4	鳥取附近	
3	南海地震	1946 12/1 4:19	8.1	南海道沖	
4	福井地震	1948 6/28 16:13	7.3	福井平野	
5	新潟地震	1964 5/16 13:01	7.5	新潟県沖	
6	1968年 十勝沖地震	1968 5/16 9:49	7.9	青森県東方沖	
7	宮城沖地震	1978 5/12 17:14	7.4	金華山沖	

地震に伴う被害を直接被害と間接被害に大別し、さらに直接被害を人的被害と物的被害に、間接被害を経済的被害と社会的被害に分類する。地震被害の分類を表2に示す。

表-2 地震被害の分類

地震による被害	直接被害		人的被害	死者、行方不明者、負傷者
	物的被害	一次被害	地震動そのものによる建造物の倒壊等、津波による建造物の倒壊等	
		二次被害	一次被害により生じた火災、爆発により焼失、浸水等	
間接被害			経済的被害	産業の停滞、工業出荷額の低下、所得の低下、税収の低下、災害関連の非常支出
			社会的被害	社会サービス機能の低下、生活物資の不足、保健衛生の悪化、地域イメージのダウン

表-3 直接被害の分類

分類	被害項目	内 容	備考
人的被害	死者及び不明者	圧死、焼死、シロツ死等	二次被害合計
	負傷者	重傷、軽傷等	
物的被害	住家	地震動による全壊半壊の仲	
	河川	破壊状況	
	道路		
	橋梁		
	港湾		
	鉄道・その他交通機関		運輸・運輸等
	電力	地震動による破壊状況	
	水道		上水道(含む)含む 下水道(含む)
	ガス		ガス供給の中心
	通信(電報電話)		
その他	上記以外の公共施設	官公庁、学校、病院、福祉施設等の被害状況	建築物中心
	商工業関係	商業、工業(コンビナート)の被害状況	製造業の被害(含む) 卸売業(含む)
	農林水産業関係	農業、林業、水産業関係の被害状況	農産物の被害(含む) 水産物の被害(含む)
	その他	上記以外の被害状況	
	津波による被害	津波による被害(津波による被害)	
合計	火災・爆発	火災・爆発による被害状況	
	浸水	河川・水道管、下水道、二次的に河川に被害状況	
	その他	上記以外の被害状況	
被害項目の合計			被害地域(市の被害)の中心

4.2 既往地震における直接被害

既往地震における直接被害の特徴を把握するために、表3に示した被害項目に着目して、被害の概要、被害金額について調査を行った。この結果を表4に示す。

表-4 既往地震における被害の特徴

地震名	*人的被害	*家屋被害	被害の特徴
関東地震 1923.9.1 M7.9	死者 99,331人 行方不明 43,476 (負傷者 103,733)	全壊 128,266戸 半壊 126,233 焼失 447,128 流失 868	- 二次災害として火災が発生し被害が拡大した。 - 沖積層の厚い地域で木造家屋倒壊率が高く、洪積台地で土造被害が多いなど地盤による被害の差が表れた。 - 耐震設計が行われておらず施工技術が未熟であったため建造物(橋梁建築物等)の被害が多かった。 - 土木施工の被害の中では当時の鉄道網の発達を反映して、鉄道被害の占める比率が大きかった。 - 流言蜚語による社会的混乱が問題となった。 - 水道被害は、施工破壊と水質汚濁が問題となった。
鳥取地震 1943.9.10 M7.4	死者 1,083人 行方不明 26 (負傷者 6,610)	全壊 7,485戸 半壊 6,158 全焼 159 半焼 4	- 住家被害の全体被害に占める割合が高かった。 - 沖積層の厚い地域での木造家屋倒壊率が高かった。 - 国道18号の道路本体、橋梁の被害が甚だしかった。 - 消火活動により大規模な延焼はまねかれた。 - 死者の大部分は家屋の倒壊によるものであった。
南海地震 1946.12.21 M8.1	死者 1,330人 行方不明 102 (負傷者 2,632)	全壊 11,591戸 半壊 23,487 焼失 2,598 流失 1,451 浸水 33,093	- 被害は長崎から静岡に至る2府23県にまたがった。 - 大被害は河川および海岸入江に沿う沖積地に多発した。 - 津波被害が大きな影響を及ぼした。(4m~6m) - 高地、地盤と住家被害が特に多かった。 - 和歌山で焼失(2,399戸)、浸水(14,102戸)の被害があった。

地震名	* 人的被害	* 家屋被害	被害の特徴
福井地震 1948. 6. 28 M 7.3	死者 3,895人	全壊 35,420戸 半壊 11,449 焼失 3,691	・住家全壊率100%の地区が7町村あり、福井市でも80%と極めて高い倒壊率を示した。 ・沖積層地盤の地域での被害が高く、山岳地での被害は軽微であった。 ・福井市他5町で火災が発生した。 ・商工業被害額が被害額合計の23.5%を占めた。 ・死者の大部分は家屋の倒壊によるものであった。
新潟地震 1964. 6. 16 M 7.5	死者 26人 (負傷者 447)	全壊 1,960戸 半壊 6,640 浸水 15,297 (焼失 290)	・地盤の液状化により、橋梁、RC建築物、盛土、地中管路、盛土等に大きな被害を与えた。 ・堤防決壊により広域にわたり浸水した。 ・石油コンビナート火災が発生した。 ・商工業被害額が被害額合計の25.1%を占めた。 ・上水道の送配水管の被害が大きかった(新潟市で68%)
1968年 ・十勝沖地震 1968. 5. 16 M 7.9	死者 49人 (行方不明 3) 負傷者 330	全壊 673戸 半壊 3,004 (浸水 527)	・泥炭層をはさむ谷地形での被害が顕著であった。 ・前日の降雨により道路、鉄道の盛土被害が多かった。 ・RC建築物のせん断破壊による被害が多発した。 ・鉄道被害額が被害額合計の45%を占めた。 ・農業施設被害額が被害額合計の13.8%を占めた。
宮城県沖地震 1978. 6. 12 M 7.4	死者 28人 負傷者 11,028	全壊 1,383戸 半壊 6,238 浸水 5	・沖積層の厚い地域での木造家屋倒壊率が高かった。 ・宅造地の盛土被害が多発した。 ・供給処理施設の被害が震後の市民生活に大きな影響を及ぼした。 ・石油コンビナート災害が発生し、重油が流出した。 ・ブロック塀、石塀の倒壊により、16名が死亡した。 ・商工業被害が被害額合計の35.6%を占めた。

* 理科年表による、() 書はその他資料による。

表4の被害の概要から、直接被害は、時代、社会構造、対策の水準によって変化がみられることがわかる。既往地震における直接被害の特徴を以下に示す。

- ① 全地震を通じ、沖積地盤上などの軟弱地盤上での被害率が高い。特に南海地震では、震央から約300km離れた岡山、岐阜などでも沖積地盤上で被害がみられた。
- ② 福井地震以前は家屋全壊に代表される破壊的な被害が多発している。これは、関東地震以前の構造物は耐震設計がなされていなかったこと、第二次世界大戦中に構造物の更新がされず、老朽化したものが多かったことによる。
- ③ 関東地震、南海地震など、火災、津波を伴う場合に被害規模が大きくなっている。
- ④ 福井地震以降、商工業被害が表面化してきた。
- ⑤ 新潟地震で、液状化による構造物被害が着目されるようになった。また、コンビナート火災により産業施設の地震対策が問題となった。
- ⑥ 十勝沖地震で、RC建築物の被害が発生した。また、前日の降雨により斜面崩壊、盛土被害が多発した。

⑦ 宮城県沖地震では、供給処理施設の被害が市民生活に及ぼす影響が問題となった。また、ブロック塀の倒壊、宅造地の盛土被害が新たな被害として注目された。

4.3 既往地震による間接被害

地震被害の全貌を把握するためには、4.1に示したように直接被害そのものの把握に加えて、これが社会経済に及ぼす影響を間接被害として把握することが必要である。しかしながら、既往の文献には間接被害に関する記述は見あたらない。従って、間接被害がどのような面に現われるかについて推定し、当時の経済指標などを吟味することから始めなくてはならない。

地震が産業活動の停滞を引き起こすときは、最終的には県民純生産、あるいは国民純生産の減少というような形で、その影響が表われると推定できる。この推論に従って関東地震における間接被害を把握した。

関東地震当時は、国民経済計算という概念がなかったため、後年になってからの推計値であるが、当時の国民総支出の変化は図-1のようであった。大正12年当時は、第1次世界大戦後の好況期から大恐慌への推移時期であったが、その中にあって国民総支出は大きく落ちこんでいる。また、当時の租税収入、課税対象者の所得金額の推移は、図-2に示したとおりであり、東京府の事業所の被害により所得金額が減少し、これが全国の所得金額の減少にも影響し、結果的には租税収入の減少にもつながったことがわかる。さらに、輸出入の推移をみると大正12年、13年において6億円前後の輸入超過となっていることがわかる。これらのことからわかるとおり、関東地震は1～2年にわたり、国民経済に大きな影響を及ぼしていたと考えられる。

関東地震は、マクロ経済指標にその影響が現われた例であるが、一般には震後の復旧に伴う

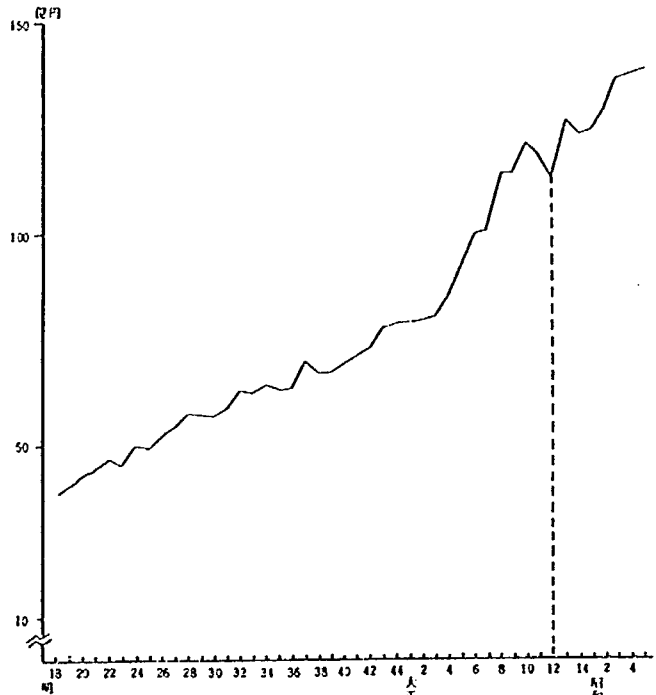


図-1. 国民総支出額の推移 資料「国民所得公報（財務省発行）」

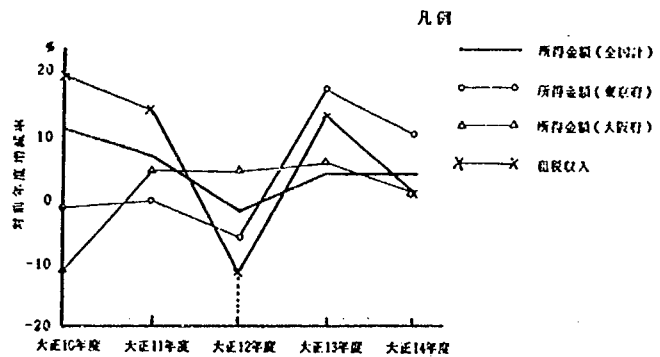


図-2 関東大震災における経済指標の変化率

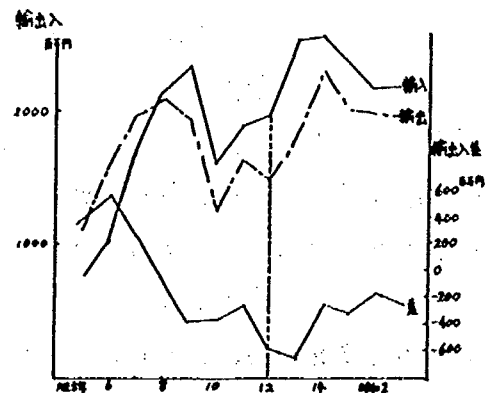


図-3 輸出入額の推移

新たな需要といった経済的な被害に対する抵抗力が働くために、必ずしも間接被害の影響が統計上現われてこない。宮城県沖地震においても、県民総生産で見る限り、地震の影響は見られなかった。このため、月別の経済指標に対して、地震の影響がどのように影響を及ぼしているか検討することとし、鉱工業生産指数の変動を調査した。鉱工業生産指数は品目別生産数量を付加価値額でウェイト付けしており、間接被害を適切に反映していると考えられるためである。新潟地震、宮城県沖地震の影響を鉱工業生産指数に見てみると、

図4、5に示すとおりである。新潟地震では3ヶ月間、宮城県沖地震では4ヶ月間の落ち込みがみられる。さらに、この二つの地震では、

ともに石油コンビナートの被害が見られているので、石油・石炭製品工業の指数の変化をみると、約半年間の落ち込みがみられている(図6)

表1に示した7つの地震からは、1つの間接被害の例として伊豆大島近海地震における

下田市の観光客の減少を図7に示す。下田市では直接被害自体は小さかったものの、交通網の被害により観光客が激減し、交通が確保された後も地域のイメージダウンのため、観光客数の伸び悩みが続いた。その影響は半年から1年間に及んでいる。

以上のように、地震災害による間接被害は、地震規模、時代背景、地域特性により、影響を及ぼす期間、及ぼす範囲が大きく変化する。関東地震は国家経済に年単位の間接被害を及ぼしたも

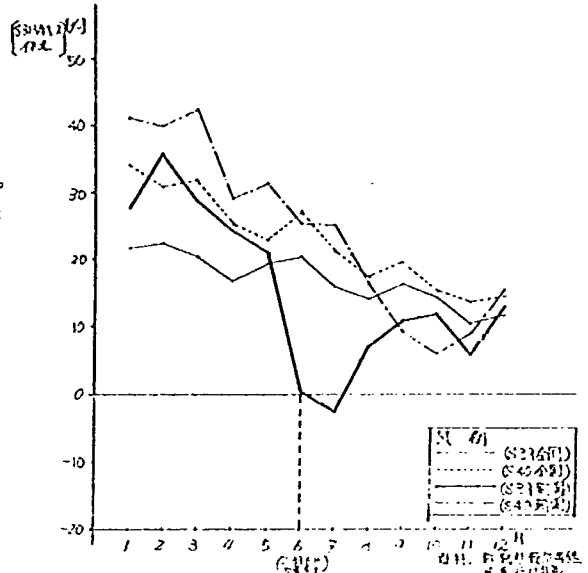


図4 (新潟地震) 鉱工業生産指数の変化 (S58年とベースに14.4倍)

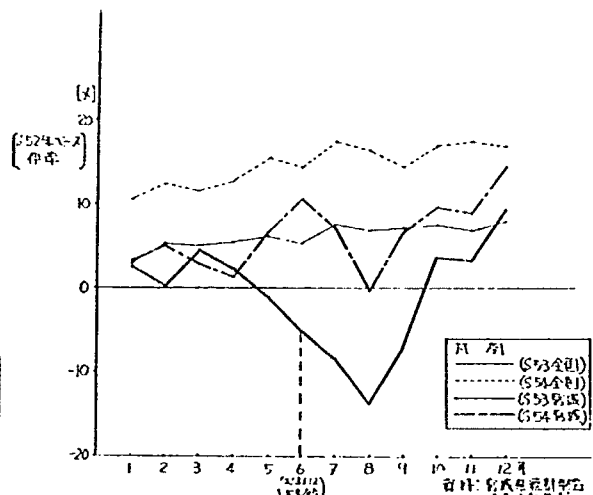


図5 (宮城県沖地震) 鉱工業生産指数の変化 (S52年とベースに14.4倍)

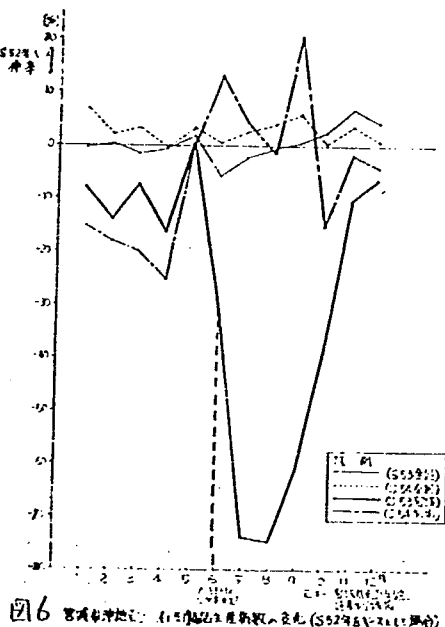


図6 (宮城県沖地震) 鉱工業生産指数の変化 (S52年とベースに14.4倍)

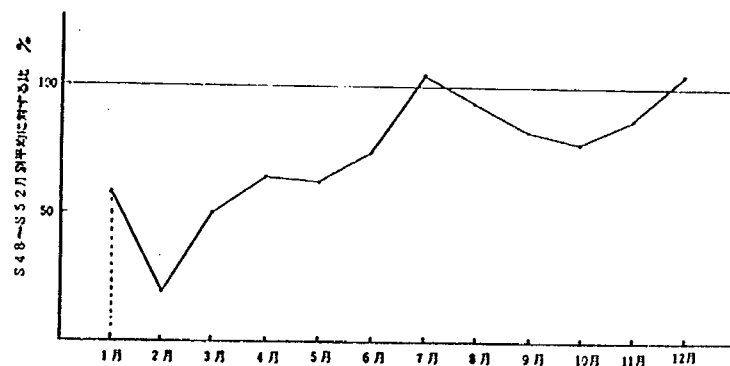


図-7 昭和53年度 下田市内旅館宿泊者数 (S48~S52月別)

のであり、新潟地震、宮城県沖地震は県経済に数ヶ月の単位で間接被害を及ぼしたものであることがわかった。また具体的な間接被害額については統計上把握することは困難であるので、直接被害額と同様に積み上げ計算をすることが必要であると考えられた。

4.4 災害軽減対策の現況

地震による直接被害に対する対策は、過去の災害の経験を生かし、各種関連法令に基づいて表5に示すようにとられている。これとは別に、地震予知を前提とした大規模地震対策特別措置法による対策も進められている。通常、法令では概念規定がなされており、具体的な内容については政省令あるいは通達、示方書、基準のような形で定められている場合が多い。

構造物に関する現行の耐震関連基準をとりまとめたものが表6である。各基準とも耐震設計の基本的な考え方として震度法を取り入れており、標準設計震度に地域条件、地盤条件等を加味して設計震度を決めることとなっている。これらの基準の中で、間接被害の波及については、重要度係数で配慮されていると見ることができる。

耐震設計の歴史は、関東地震までさかのぼることができる。建築物では大正13年市街地建築物法に水平震度0.1の規定が盛り込まれたのが最初であり、橋梁では大正14年道路構造に関する細則案に当該地方の最大地震力を設計に用いる旨記述されたのが最初である。

表-5 想定しうる地震災害の軽減に因連法令

被害項目	被害の形態	想定しうる被害	関連法令
直接被害 人的被害	圧死・焼死・急転倒等	・啓蒙指導 ・住民避難 ・消防活動 ・救助活動	・災害防衛法 ・消防法 ・災害救助法
物的被害 建築物 住宅 非住宅	全壊・半壊・流失・焼失	・建築物の耐震強さを向上させるための措置 ・建築物の倒壊による人命・財産の被害の防止 ・建築物の倒壊による火災の発生防止	・建築基準法 ・国土利用・都市計画法 ・都市計画法
構造物 河川	堤防・護岸等の破壊	・河川の洪水氾濫の防止 ・河川の航行の確保 ・河川の治水の確保	・河川法 ・治水法 ・水防法
道路	3級・陸上道路	同上	・道路法
橋梁	鉄鋼・コンクリート	同上	・同上
港湾	防波堤・護岸	同上	・港湾法
鉄道	線路・駅舎	同上	・鉄道法
電力	送電線・変電所	同上	・電力法
水道	取水設備・配水管	同上	・水道法・下水道法
ガス	高圧ガス・ガス配管	同上	・高圧ガス取締法 ・ガス法
通信	電線・電柱	同上	・電線法 ・電柱法

5. 今後の問題点

各地震災害対策の内容の比較検討および歴史的変遷について、吟味検討し、現在の水準を把握するとともに、間接被害の構造について検討を加える。

表-6 施設毎の耐震関連基準の比較表

基準名	道路橋示方書	建築基準法	港湾基準	国鉄指針	水道指針	下水道指針	高圧ガス基準
標準設計 水平震度 k_0	0.2	0.2以上	(地域別震度) 0.15	0.2	0.2	0.2	0.15
地域係数 k_1	1.0 0.85 0.7	1.0 0.8 0.7	(地域別震度) 0.15 0.10 0.05	1.0 0.75	1.0 0.85 0.7	1.0 0.8~0.9 0.7~0.8	1.0 0.8 0.6
地盤係数 k_2	1.0 1.1 1.2	1.0 1.1 1.2	1.0 1.1 1.2	1.0 0.8	1.0 1.1 1.2	1.0 1.1 1.2	1.0 1.1 1.2
重要度係数 k_3	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5
補正係数	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5	1.0 1.2 1.5
高さの考慮	15m以上 特設係数	高さ方向の全長 も考慮係数(1) (A) 2.10	高さ方向の全長 も考慮係数(1) (A) 2.10	1.0 0.8	1.0 0.8	1.0 0.8	1.0 0.8
設計水平 震度 k_h	0.24~0.10	0.27~0.02	0.27~0.02	0.2~0.12	0.24~0.13 (補正係数考慮) 0.12~0.10	0.24~0.13 (補正係数考慮) 0.12~0.10	0.3~0.04
設計地震 震度 k_{max}	原則として 考慮しない	原則として 考慮しない	原則として 考慮しない	1/2	原則として 考慮しない	原則として 考慮しない	1/2
最終改訂	1980	1981	1979	1979	1977	1981	1982

2. 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

小山 達彦

1. まえがき

大規模なケーソン基礎に支持された長大橋の耐震性を調査する場合には、地盤とケーソンの動的相互作用について検討することが重要である。長大橋の耐震性を動的解析によって調査す

る場合の地盤-ケーソン基礎系モデルとしては、図-1のモデル1、モデル2のようなモデルがよく用いられるが、これらのモデルでは地盤とケーソンの間の動的相互作用を評価しがたいと言える。これに対して、波動論や有限要素法にもとづく解析では地盤とケーソンの動的相互作用をより正確に把握することが可能であるが、計算が煩雑となることから橋全体の動的解析への適用は困難である。そこで、橋全体系の解析モデルとして集中質点系モデルを用い

ることを前提として、地盤-ケーソン基礎系モデルとして地盤を1列の質点に置き換えた地盤1列モデル(モデル2)と、地盤をケーソンの影響を受ける領域と地盤独自の運動をする領域に分けて、2列の質点に置き換えた地盤2列モデル(モデル3)を考え、地盤とケーソンの動的相互作用を考

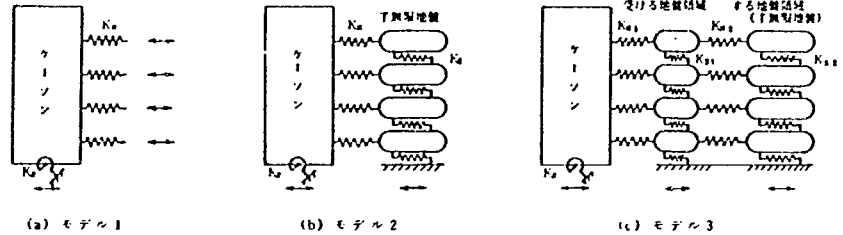


図-1 地盤-ケーソン基礎系の動的解析モデル

表-1 地盤-ケーソン基礎系模型の諸元

地盤寸法	200cm×400cm×24cm
地盤密度 ρ	$1.0 \times 10^{-3} \text{ kg/cd}$
地盤弾性係数 E_0	0.8 kg/cd
地盤せん断弾性係数 G	0.267 kg/cd
ケーソン寸法	36cm×30cm×39.1cm
ケーソン重量 W	50kg
ケーソン重心での回転慣性 J_G	$1.2 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cd}$
ケーソン下端回転ばね係数 K_R	$1.04 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm/rad}$

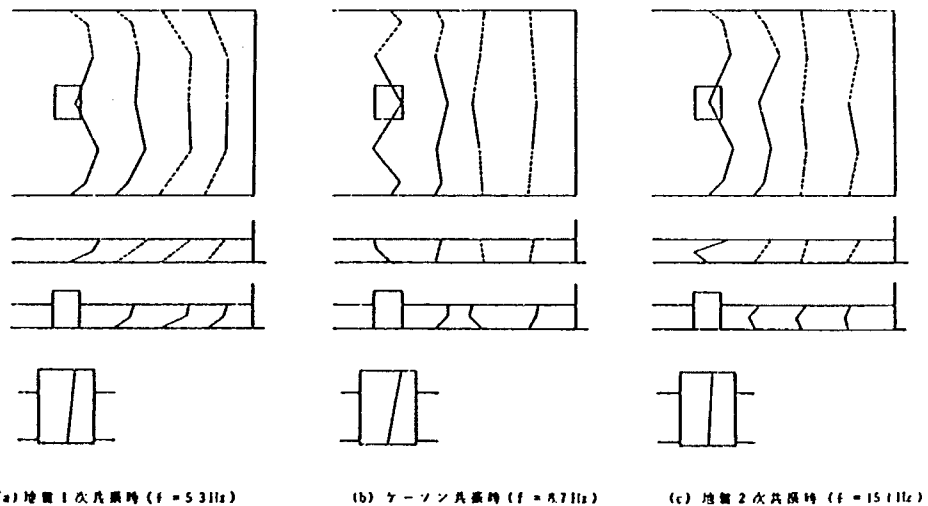


図-2 模型振動実験による応答加速度の分布

慮に入れたモデル化の方法について検討した。

2. 研究目的

ケーソン基礎に支持された長大橋の合理的な動的解析モデルを導くことを目的とする。

3. 研究方法

既往の地盤-ケーソン基礎模型振動実験の模型(表-1)を対象に、地盤1列モデルおよび地盤2列モデルによる動的解析を行い、特に地盤2列モデルにおけるケーソンの影響を受ける地盤領域を変化させて、地盤とケーソンの動的相互作用とその評価方法について検討した。なお、模型振動実験においては図-2に示したように、ケーソン近傍の地盤はケーソンの影響を受けた振動をしていることが確認されている。

解析モデルの概要を図-3に示している。モデルⅠは、ケーソンが無い場合の地盤を対象としたものである。モデルⅡは地盤を1列の質点に置き換えたモデルであり、モデルⅢは地盤をケーソンの影響を受ける領域(1列目)と地盤独自の運動をする領域(2列目)に分けて、2列の質点に置き換えたモデルであって、地盤-ケーソン基礎系を対象にモデル化している。

モデルⅠ、Ⅱの地盤およびモデルⅢの2列目地盤は

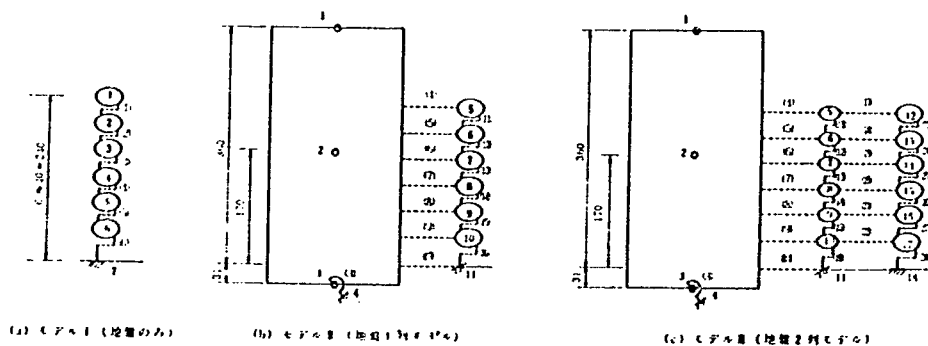


図-3 動的解析モデル

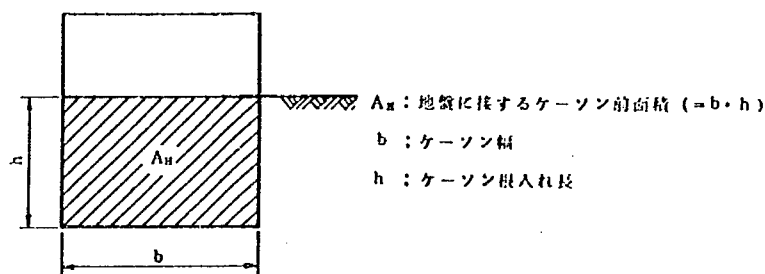


図-4 地盤に接するケーソン前面積

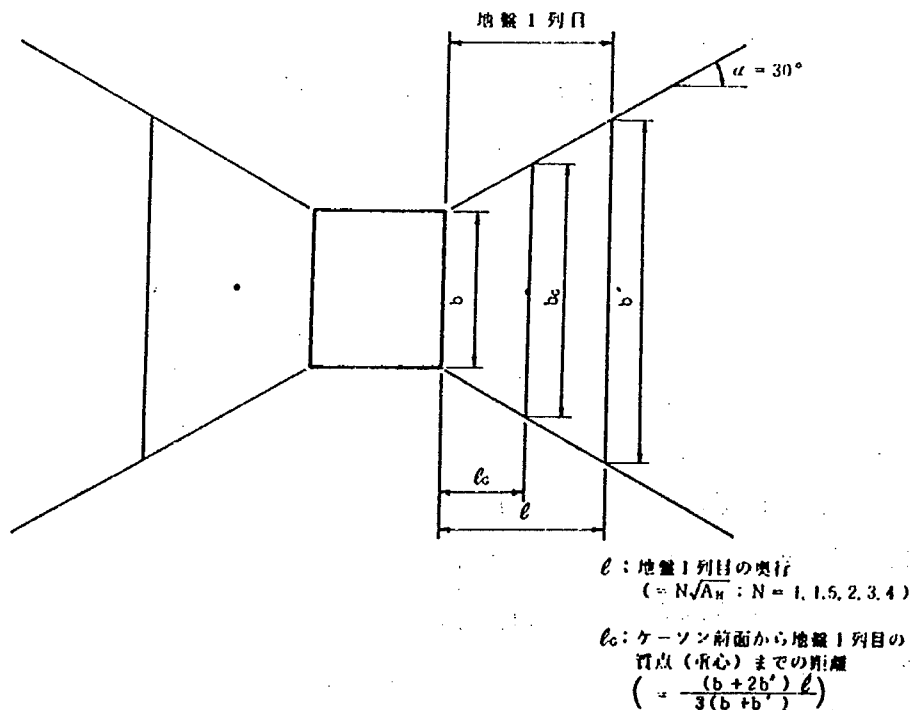


図-5 地盤1列目の広がり、奥行、および質点位置

模型地盤全体をモデル化している。モデルⅢにおける1列目地盤については、ケーソン前面からの広がり角度 30° の範囲の地盤を考慮している。これは、広がり角度を3通り(30° 、 45° 、 54°)に変えたF.E.M.解析と静的載荷実験によって得られたケーソンの回転ばね係数を比較して決めたものである。また、1列目地盤の奥行については、地盤に接するケーソン前面積の平方根をパラメータとして5通りの奥行を考えて、1列目の地盤領域を変化させている(図-4、図-5、表-2)。

表-2 地盤1列目の領域の大きさと質点重量、せん断ばね係数

地盤1列目の領域の大きさ		N=1	N=1.5	N=2	N=3	N=4
質点重量(kg)	上端の質点	6.2	10.8	16.4	30.6	48.9
	その他の質点	12.4	21.6	32.9	61.2	97.8
せん断ばね係数(kg/cm)		207.8	361.8	549.1	1,023.2	1,631.2

表-3 モデルⅡによる減衰定数と応答倍率の関係

減 衰 定 数		ケーソン天端応答倍率		地盤地表面 応 答 倍 率
ケーソン	地 盤	地盤1次共振時	ケーソン共振時	地盤1次共振時
0.02	0.02	8.14	23.3	29.7
0.03	0.03	5.74	15.6	20.5
0.04	0.04	4.49	11.7	15.6
0.05	0.03	6.28	9.36	20.5
0.05	0.04	4.95	9.37	15.6
0.06	0.03	6.28	7.81	20.5
0.06	0.04	4.95	7.82	15.6
実 験 値		4.5	7.8	15.3 20.4

注) *上段は5.2Hz、下段は5.9Hzにおける応答倍率を示している。

ばね係数は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編に従って算出している。ただし、地盤模型の特性を考慮して圧縮側とともに引張側の両面におけるばね効果を考慮している。また、モデルⅢにおける水平方向ばね係数の算出にあたっては式(1)の関係を仮定した。

$$\frac{1}{\sum_i K_{Hi}} = \frac{1}{\sum_i K_{HiL}} + \frac{1}{\sum_i K_{HiR}} \quad \text{----- (1)}$$

ここに、

K_{Hi} : モデルⅢにおける水平方向ばね係数 (kg/cm)

K_{HiL} : ケーソン-地盤1列目間の水平方向ばね係数 (kg/cm) で、式(2)によって算出した。

$$K_{HiL} = \frac{2E_0A_{Hi}}{l_G} \quad \text{----- (2)}$$

K_{HiR} : 地盤1列目-地盤2列目間の水平方向ばね係数 (kg/cm)

E_0 : 地盤の弾性係数 (kg/cm²)

A_{Hi} : 各層の載荷面積 (cm²)

l_G : ケーソン前面から地盤1列目質点(重心)までの距離 (cm)

ここで、式(2)における係数2は両面ばねを考慮していることによるものである。地盤1列目の質量および地盤せん断ばね係数は地盤1列目の領域の大きさに応じて表-2のように変化させているが、ケーソン-地盤1列目間の水平方向ばね係数 K_{HiL} は地盤1列目の領域の大きさに拘らず、地盤奥行 l_G が $2\sqrt{A_H}$ の場合($N=2$ の場合)の値を式(2)から算出して用いている。

減衰定数は、モデルⅢによって試行錯誤的に減衰定数を変化させてケーソンおよび地盤の応答倍率を算出し、特にケーソン天端での応答倍率に着目して実験値との比較を行い、ケーソンは $\gamma = 0.06$ 、地盤は $\gamma = 0.04$ と仮定した(表-3)。

4 研究結果

地盤-ケーソン基礎系の模型振動実験によって得られたケーソン天端と地盤地表面の応答曲線(伝達関数)は図-6のとおりである。ケーソン天端の応答曲線における5.2 Hzのピークは地盤の共振によるもので、8.7 Hzのピークはケーソンの共振によるものである。これらの応答曲線には地盤のせん断振動とともに、模型周辺の境界の影響を受けた振動が含まれており、複雑な形状を示している。

図-3に示した各モデルによる解析結果を図-7~10、表-4、5に示す。

地盤だけの場合のモデルⅠによる応答曲線には、地盤の1次と2次のせん断振動によるピークが現れている。地盤1列モデル(モデルⅡ)によるケーソン天端の応答曲線には、地盤の1次のせん断振動とケーソンの共振によるピークが現れており、地盤地表面の応答曲線には地盤の1次と2次のせん断振動によるピークが現れている。

実験結果と地盤1列モデルによる解析結果を比較した場合、実験における模型地盤の境界の影響を除外してケーソン天端の応答に着目すれば地盤1列モデルによって実験結果がよく表現されている。これは地盤1列モデルにおける減衰定数を実験結果(ケーソン天端の応答)に合うように設定したことによるもので、

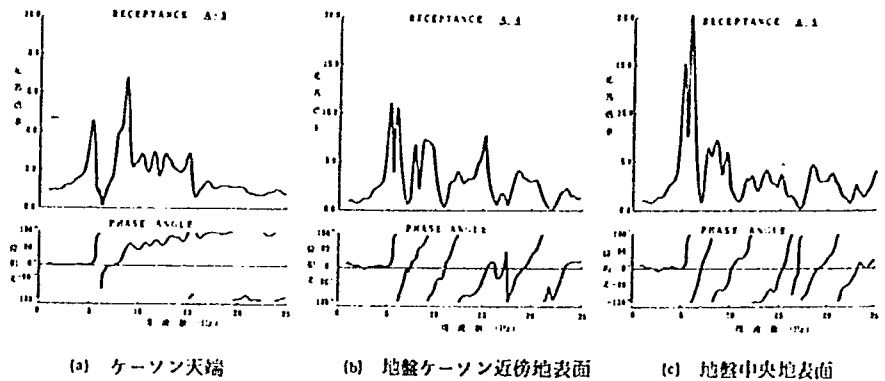


図-6 実験結果

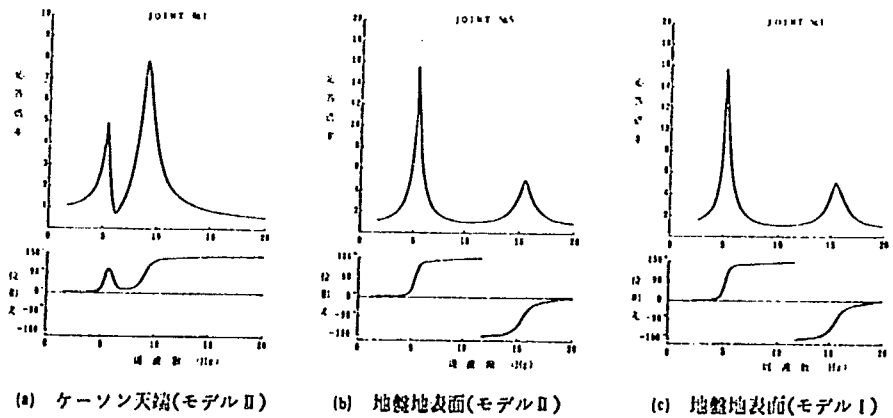


図-7 モデルⅠ(地盤のみ)、モデルⅡ(地盤1列モデル)による解析結果

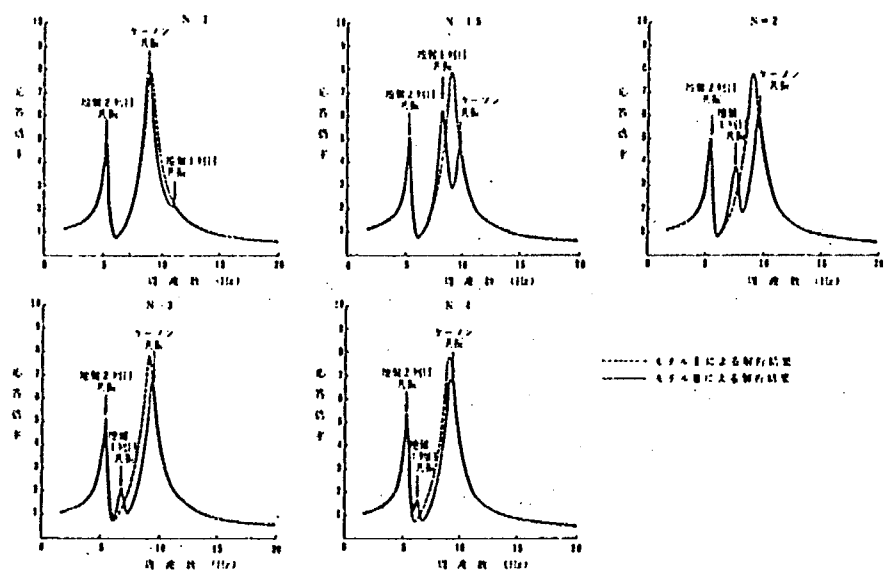


図-8 地盤1列目(ケーソンの影響を受ける領域)のとり方とケーソン天端の応答曲線(伝達関数)の関係(モデルⅡ)

地盤1列モデルでは地盤-ケーソン基礎系全体の応答を正確に把握することは困難であるが、着目する部分(ケーソン天端)の応答を地盤とケーソンの動的相互作用による効果を減衰定数に反映させることによって推定することは可能であると考えられる。

表-4. 固有振動数の解析結果 (単位: Hz)

モデル 固有振動部分	モデルⅠ (地盤のみ)	モデルⅡ (地盤1列モデル)	モデルⅢ (地盤2列モデル)					実験値
			N=1	N=1.5	N=2	N=3	N=4	
ケーソン	—	9.60	8.79	9.64	9.36	9.24	9.21	8.7
地盤1列目	—	—	10.93	8.29	7.60	6.76	6.32	—
地盤2列目	5.31	5.36	5.36	5.36	5.36	5.36	5.35	5.2

地盤2列モデル(モデルⅢ)によるケーソン天端の応答曲線には、ケーソン、地盤1列目および2列目の共振によるピークが現れている。

表-5. 応答倍率の解析結果

モデル 応答部分		モデルⅠ (地盤のみ)	モデルⅡ (地盤1列 モデル)	モデルⅢ (地盤2列モデル)					実験値
				N=1	N=1.5	N=2	N=3	N=4	
ケーソン 天端	地盤2列目 共振時	—	5.0	5.0	5.1	5.1	5.2	5.4	4.5
	地盤1列目 共振時	—	—	2.1	6.2	3.8	2.2	1.6	—
	ケーソン 共振時	—	7.8	8.0	4.6	5.9	6.6	6.8	7.8
地盤1列目 地表面	地盤2列目 共振時	—	—	12.4	12.6	12.8	13.1	13.6	11.0 [*] 10.6
	地盤1列目 共振時	—	—	1.6	4.8	4.6	4.3	4.5	—
	ケーソン 共振時	—	—	3.1	2.1	1.9	1.4	1.2	—
地盤2列目 地表面	地盤2列目 共振時	15.8	15.6	15.7	15.7	15.8	15.9	16.0	15.3 [*] 20.4

注) * 上段は 5.2 Hz, 下段は 5.9 Hz の共振時の応答倍率を示す。

地盤2列モデルにおいて、ケーソンの固有振動数は地盤1列目の固有振動数との位置関係によって変化している。すなわち、地盤1列目の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも高振動数側にある場合($N=1$)は、ケーソンの固有振動数は低振動数側に移り、地盤1列目の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも低振動数側にある場合($N=1.5, 2, 3, 4$)は、ケーソンの固有振動数は高振動数側に移っている。また、そのケーソンの固有振動数の変化は、両者

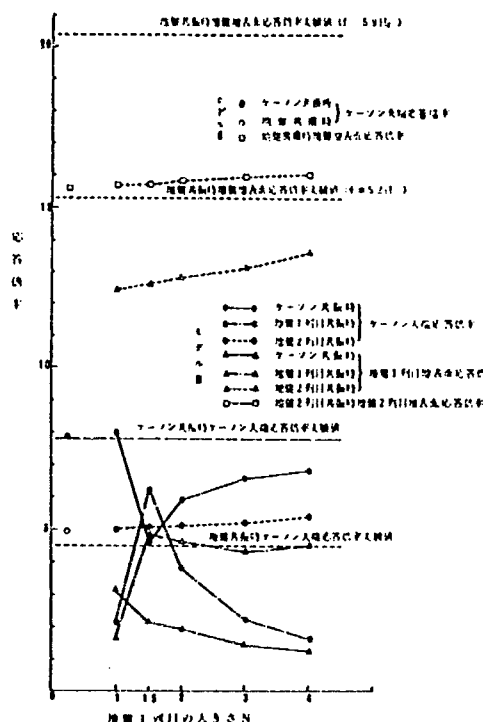
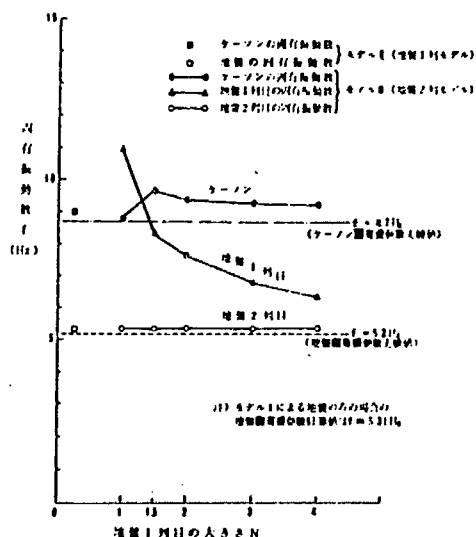


図-9 地盤1列目(ケーソンの影響を受ける領域)のとり方と固有振動数の関係 図-10 地盤1列目(ケーソンの影響を受ける領域)のとり方と応答倍率の関係

の固有振動数が近接しているほど大きくなる傾向がある。ケーソン天端の応答に着目すると、地盤1列目の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも高振動数側にある場合($N=1$)は、地盤1列目がケーソンの応答に与える影響は小さくなっている。一方、地盤1列目の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも低振動数側にある場合($N=1.5, 2, 3, 4$)は、ケーソンの応答は地盤1列目の影響を受けて、地盤1列目の共振時には振動を励起されて応答が大きくなり、一方ケーソン自身の共振時には地盤1列目によって振動を抑制されて応答が小さくなっている(モデルⅡによるケーソン天端の応答倍率に対して、 $N=1.5$ の場合は59%、 $N=2$ の場合は76%、 $N=3$ の場合は85%、 $N=4$ の場合は87%の値となっている)。このような地盤1列目の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも低振動数側にある場合の動的相互作用がケーソン天端の応答に与える影響は、ケーソンと地盤1列目の固有振動数が近接しているほど顕著に現れている。

実験結果と地盤2列モデルによる解析結果を比較した場合、地盤2列モデルでは地盤1列モデルにおけるケーソンと地盤の中間に1列の地盤質点を置くことにより、ケーソンと近傍地盤の動的相互作用の効果を傾向的に検討できるが、連続的に変化する近傍地盤の特性を1列の質点とばねに凝縮しているために、近傍地盤の共振状態を極端に評価している(実験においては観測されないような応答のピークを与えている)。また、ケーソンと地盤1列目および地盤1列目と2列目を結ぶばねのばね係数の合理的な設定方法に関する検討など、問題が残されている。

以上の検討結果から、ケーソン基礎に支持された長大橋全体系の動的解析において地盤を1列の質点に置き換え、ばねを介してケーソンに連結した地盤1列モデルを用いるものとすれば、ケーソン近傍の地盤の固有振動数がケーソンの固有振動数よりも高振動数側にある場合は、ケーソンの応答に与えるケーソンと地盤の動的相互作用の影響が小さいことから、地盤1列モデルによる合理的な応答解析が可能であると言える。一方、ケーソン近傍の地盤が比較的軟質でその固有振動数がケーソンの固有振動数よりも低振動数側にある場合は、前述のようなケーソンと地盤の動的相互作用による影響がケーソンの応答に現れるため、地盤1列モデルではケーソン自身の共振時のケーソンの応答を過大に見積り、近傍地盤の共振時のケーソンの応答を過小に見積る傾向のあることを考慮して減衰定数を調整することによって、より正確な応答解析が可能であると考えられる。

5. 今後の問題点

集中質点系モデルによる長大橋の動的解析を行う場合、地盤-基礎系のばね係数および減衰定数は応答特性を支配する重要な要素であることから、それらの設定方法について詳細な検討が必要である。

参考文献

- 1) 土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会：明石海峡大橋の耐震設計に関する調査研究報告書、昭和50年3月、昭和51年3月、昭和53年3月
- 2) 栗林栄一、萩原良二、宮田忠明：ケーソン基礎の断面形状と動的特性、土木学会第34回年次学術講演会講演概要集第1部、昭和54年10月、pp. 392～393

3. 東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する調査試験 (日本道路公団受託)

耐震研究室 室長 岩崎 敏男
研究員 羽立 隆幸
千場 良信

1. まえがき

東京湾横断道路トンネルの耐震性に関する調査試験は、表-1に示すように昭和52年度より進められている。従来の沈埋トンネルの地震応答解析では表層地盤の変形モードは均質な一層地盤のせん断一次モードと仮定している。しかし、表層地盤が一層地盤より構成

表-1 研究経緯

調査年度	研究内容
52	沈埋トンネルの地震応答解析に用いる沈埋トンネル諸定数の設定法
53	周辺地盤定数の設定法
54	沈埋トンネル可塑性継手の断面力、継手の相対変位に及ぼす影響に関する解析
55	沈埋トンネル軸方向の継手剛性の推定に関する実験
56	沈埋トンネルの地震応答解析における換気塔モデルの改良

されていることは少く、大別して沖積層と洪積層より構成されている場合が多い。そのためその上下で剛性が大きく違いその変形モードもせん断一次モードとは違ったモードになる。

本年度は換気塔を含めた沈埋トンネルの地震応答解析において、特に換気塔部の解析精度を高めるため上記の点を考慮し、換気塔に杭を設けたモデルについて検討を行った。

2. 研究目的

今日、沈埋トンネルの軸方向の耐震性の検討によく用いられている解析プログラム DAST-M (建設省土木研究所) は、換気塔を含めたトンネル全体の振動を考慮することができるプログラムである。この検討は、トンネル部と地震時挙動の異なると考えられる換気塔の特性が、DAST-Mのモデルで十分表現されているか、改良の必要があるかどうかを調べるものである。

3. 換気塔モデルに関する検討

3.1 換気塔の地震応答に影響を与える要因

換気塔の地震応答(特に、換気塔・エレメント間継手の相対変位)に影響を与えると考えられる主な要因は次のとおりである。

- ① 杭基礎を表わすバネ
- ② 表層地盤の変形モード
- ③ 全体モデルにおける陸上部アプローチ部の有無
- ④ 計算に用いるモード次数の上限
- ⑤ 換気塔・エレメント間継手の剛性

既存の換気塔モデルにおいて検討が必要と考えられる①、②について以下に述べる。

3.2 杭基礎を表わすバネ

従来のバネ・マス系の地震応答解析において換気塔は図-1のようにモデル化され、杭は図中の水平バネ k_2 と回転バネ k_R とで表わされる。もう一つのバネ k_1 は換気塔側面の地盤のバネである。

検討モデル(杭モデル)は、図-2のように1本にまとめられた杭と地中部の換気塔を表わす剛棒に地盤の集中バネと杭基礎の回転に対する抵抗を表わす回転バネとを設けたものである。この地盤の水平バネを介して想定した地盤の変形モードに従う各位置での強性変位が静的に与えられるものとし(杭の応答を調べた。(地盤の加速度に対する動的応答は、通常小さいので無視した。))

表層地盤の変形モードを均質な弾性体の一次モードと仮定した場合の杭の変位を図-3(a)に示す。これによれば、杭基礎は、地盤の変形とほとんど同一の変形をし、換気塔部は、杭基礎の回転に抵抗するバネのために傾きが小さくなっている。しかし、図-3(b)のように、多層地盤として求めた地盤の変位モードに対しては、比較的浅い位置で杭基礎と地盤が異なる変形をする。

これらの変形モードに対して、従来用いられているバネ・マス系モデルと応答値を比較すると図-3のようになり、一層地盤とした場合は両者の応答値はほぼ等しいが、多層地盤とした場合では、杭のあるモデルに比べて換気塔がやや立っている。よって、換気塔のロックイン振動をよく表現しようとする時には、杭のあるモデルの方が適している。

3.3 表層地盤の変形モード

表層地盤の変形モードは、通常均質な一層地盤のせん断一次モードと仮定して $\cosine$ カーブを用いているが、実際の地盤のように沖積層と洪積層がある場合、その上下で剛性が大きく違うので多層地盤として変形モードを求めると $\cosine$ カーブとはかなり違ったモードが得られることが多い。杭モデルについて、一層地盤と多層地盤の場合のモードを求めると図-4のようになる。この図より多層地盤では洪積層での変形が小さく、したがって、地表付近のトンネル部分の地盤の変形モードは一層地盤とした $\cosine$ カーブのモードでも表わせるが、換気塔のように深さ方向に分布するものに対しては、多層地盤のモードを考えた方が適当である。

4. 換気塔モデルの解析結果

新しい換気塔モデルの動的挙動を従来のモデルと比較するため、以下の計算を行った。

4.1 計算条件

1) 換気塔モデル

換気塔モデルは、換気塔と両側のトンネルエレメントを2~3個連結したものをを用いトンネル軸方向の解析を行った。図-5にモデル図を示す。

ケース I : 従来モデル + 一層地盤

ケース II : 杭モデル + 多層地盤

2) 入力地震動

入力地震動としては、日向灘沖地震(1968.4.1, $M=7.5$)における板島橋(震央距離 100 km, 最大加速度 134 gal)を、基礎面で最大加速度 150 gal に正規化したものを用いた。

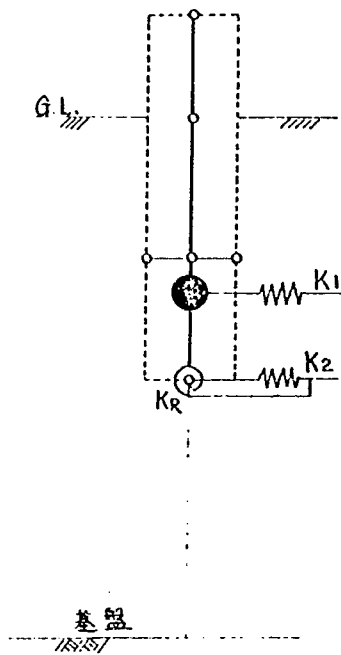


図-1 従来の換気塔モデル

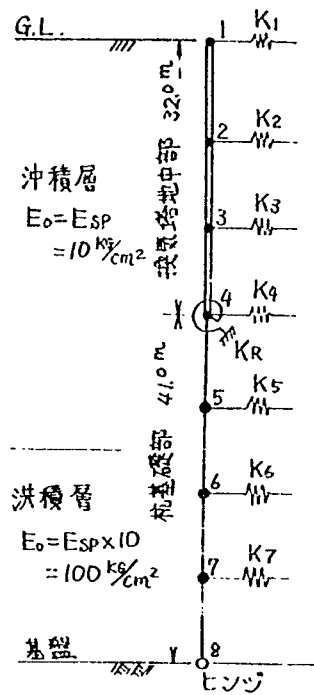


図-2 換気塔の検討モデル(杭モデル)

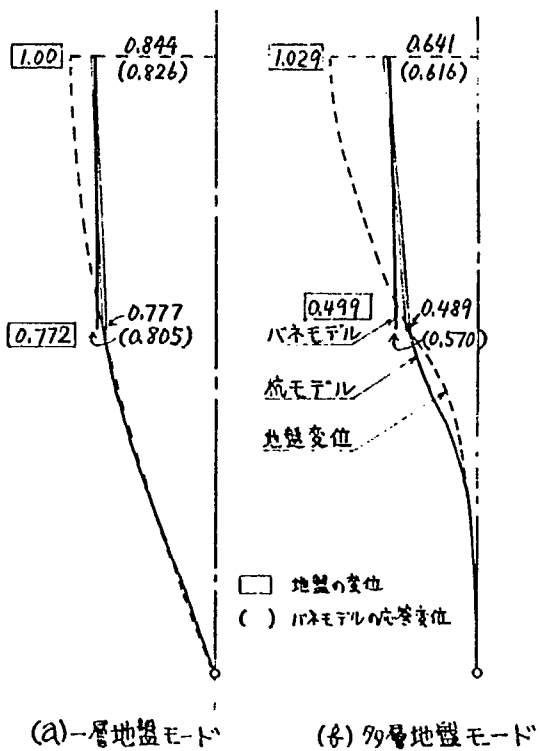


図-3 杭モデルと従来モデルの応答変位

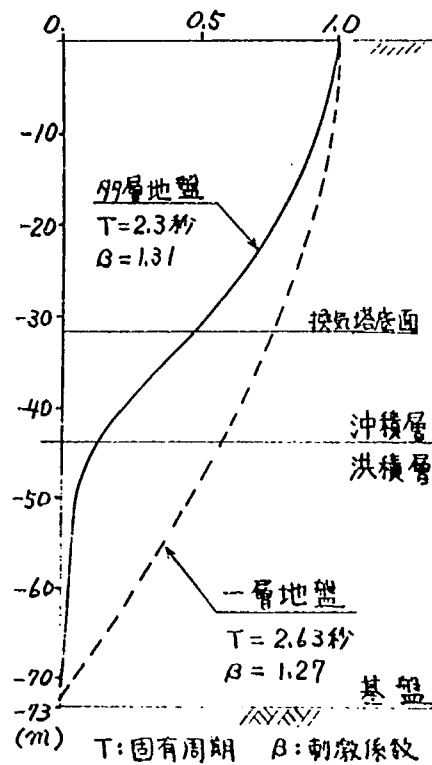


図-4 一層地盤と多層地盤のモード

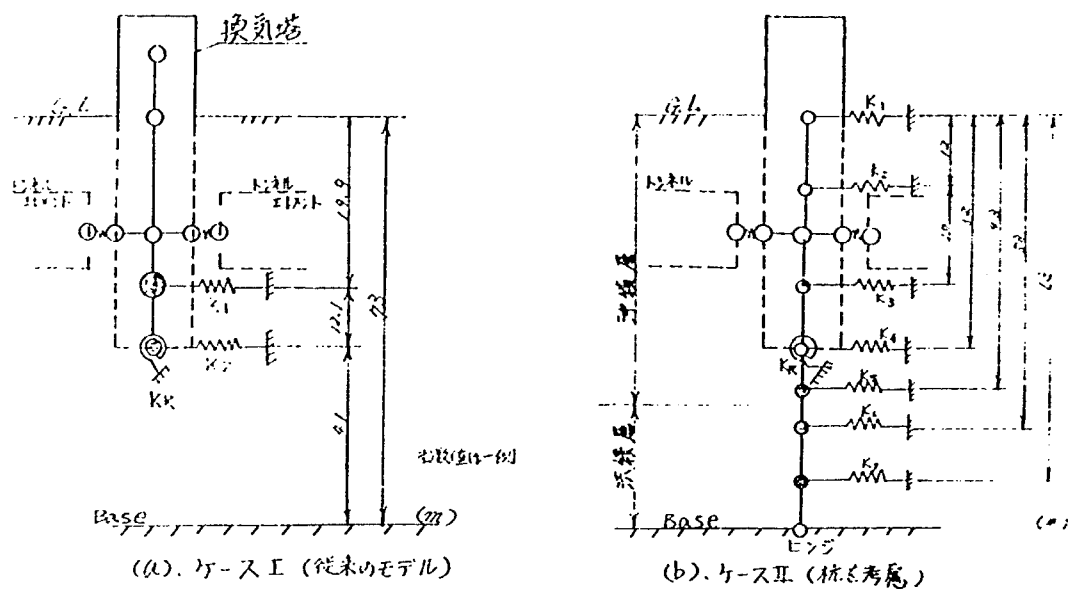


図-5 計算に用いた換気塔モデル

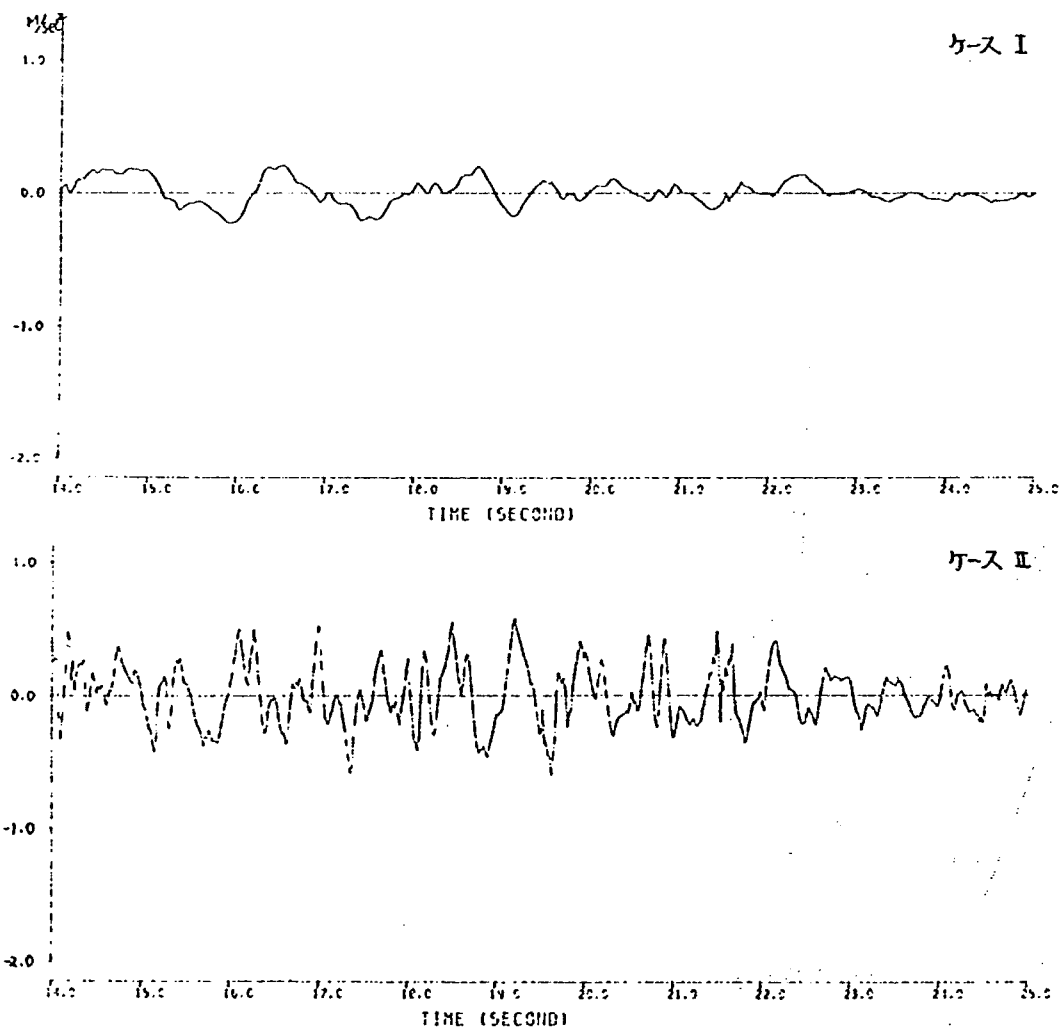


図-6 換気塔底面位置の地盤加速度

3) 地盤条件

地盤の減衰定数は20%、地盤・構造物間は10%とした。

4) 地盤のバネ

地盤と換気塔・杭を結ぶバネは、道路橋示方書IV下部構造編により算出した。

4.2 計算結果

地震応答計算を行った結果の最大応答値を表-2に示す。

表-2 主な最大応答値

応答値		ケース	ケース I (1次元モデル)	ケース II (杭モデル)
最大変位 (cm・rad)	換気塔頂部		4.54	3.31
	〃 底部		4.47	3.14
	〃 回転角		2.58×10^{-5}	4.77×10^{-5}
最大加速度 (m/sec ²)	換気塔頂部		136	73.1
	〃 底部		129	67.9
	〃 回転角		1.70×10^{-5}	3.80×10^{-5}
継手最大相対変位 (cm)			0.72 1.55	1.51 1.40
地盤最大変位 (cm)	地表面		3.71	3.77
	換気塔底部位置		2.80	1.67
換気塔位置の 地盤の固有周期 (sec)			2.63	2.33

図-6は、換気塔位置での地盤変位であり、ケースIIは、ケースIに比べて短周期の波形が目立っている。これは地盤の固有周期が短くなったことが原因と考えられる。図-7は、換気塔低面位置での地盤変位であり、ケースIIは多層地盤としたためケースIに比べて60%程度の変位である。また、変形波形は、ほぼ相似形となっている。図-8は、換気塔(底面)の変位である。ケースIに比べてケースIIは、換気塔の回転角が大きくなっているのが特徴である。図-9、10は、換気塔両側の継手の相対変位である。沈埋トンネル側は、両ケース共ほぼ同様な変位を生じているのに対して、アプローチ側は、ケースIに比べてケースIIの方が2倍程度の変位を生じている。

多層地盤のモードを考慮し杭部材を設けたケースIIは、ケースIより水平変位が小さく回転変位が大きくなり、沈埋トンネルエレメントとの継手の相対変位が大きくなる傾向がある。これらの結果は、基盤もしくは支持層に達する杭基礎を有したロッキング・スウェイ振動をする換気塔が、沈埋トンネルとの連成系の中でより適確に表現できるようになったことを意味するものと考えられる。

5. まとめ

本調査結果は次のようにまとめられる。

- 一層地盤と多層地盤では、図-4より多層地盤の方が表積層での変形が小さく、深い位置では一層地盤と多層地盤では大きな差がある。よって換気塔のように深さ方向に分布する構造物に対しては、多層地盤モードを考えた方が実際の挙動を良く表わす。
 - 換気塔に杭を設けたモデルの方が、換気塔の各質点の最大応答変位は小さい。
- 上記結果より、換気塔モデルとしては、杭および多層地盤を考慮したモデルが適当と考えられる。

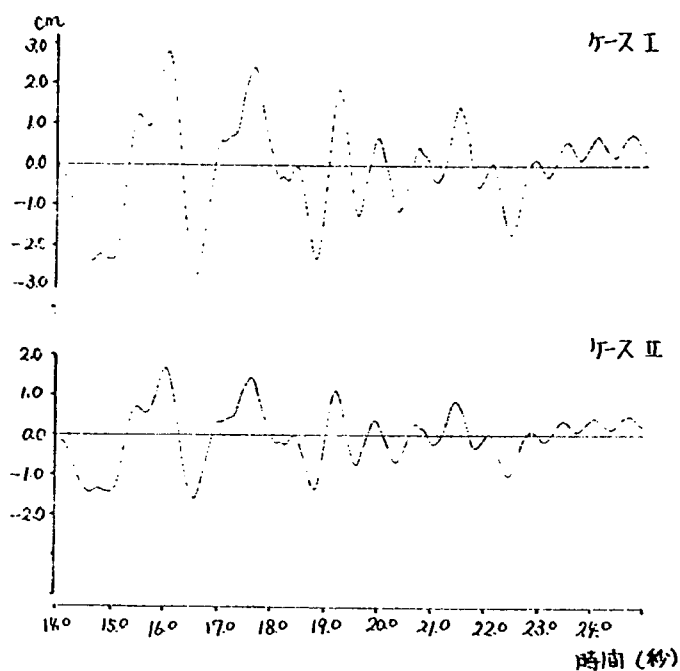


図-7 換気塔底面位置での地盤変位

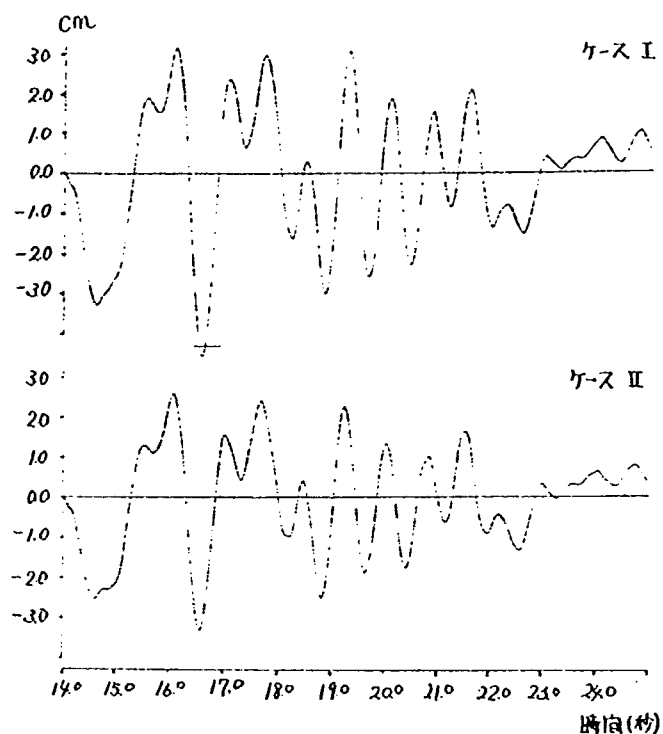


図-8 換気塔の変位(底面)

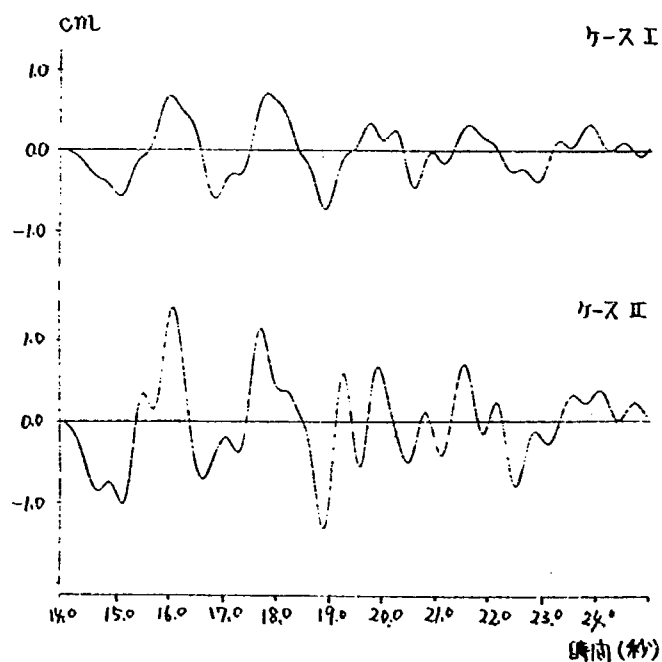


図-9 継手の相対変位(アプローチ側)

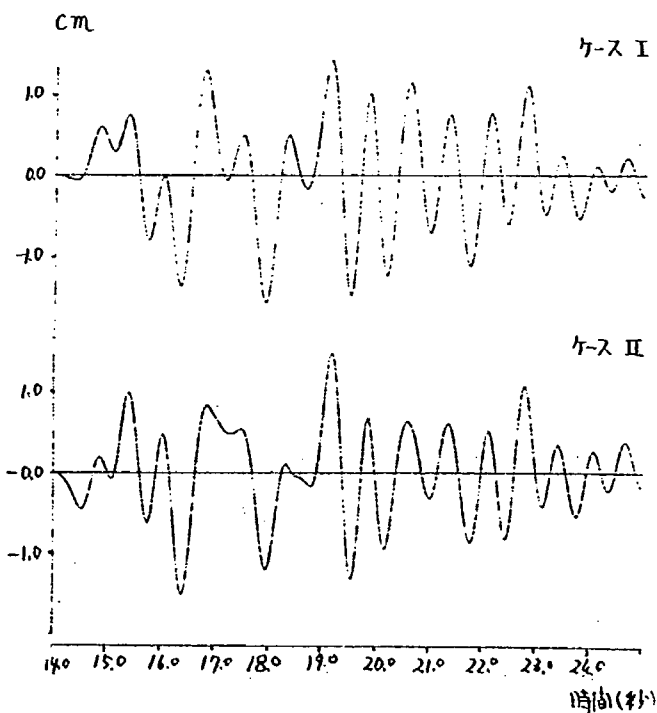


図-10 継手の相対変位(沈埋トンネル側)

4. 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 羽立 隆幸
干場 良信

1. まえがき

本課題は昭和54年度より開始され、初年度は「異種材料(砂、コンクリート、管路)から構成される地中管路の地震時の挙動に関する研究」、前年度は「地盤条件の違いによる地中管路の地震時の挙動に関する研究」を実施した。

今年度は地震時の屋外通信施設の振動特性に関する調査として電柱～地盤系等の振動実験を行った。

2. 調査目的

地震時における屋外通信施設の合理的な耐震設計法を導くために、架空線電柱などの振動特性に関する実大電柱を用いた電柱～地盤系等の振動実験を実施し、今後の屋外通信施設の耐震設計の基礎資料とする。

3. 調査方法

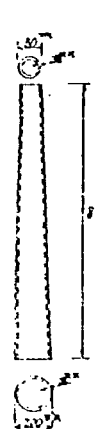
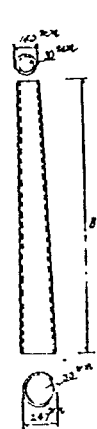
対象とした電柱は鋼管柱(以下SP柱)および鉄筋コンクリート柱(以下CP柱)を使用し、地盤模型は比較的軟らかい地盤を想定して粘土質からなる地盤モデル(以下A地盤)と普通地盤を想定して砂質土からなる地盤モデル(以下B地盤)の2種類について行った。表-1に電柱の諸元を示す。

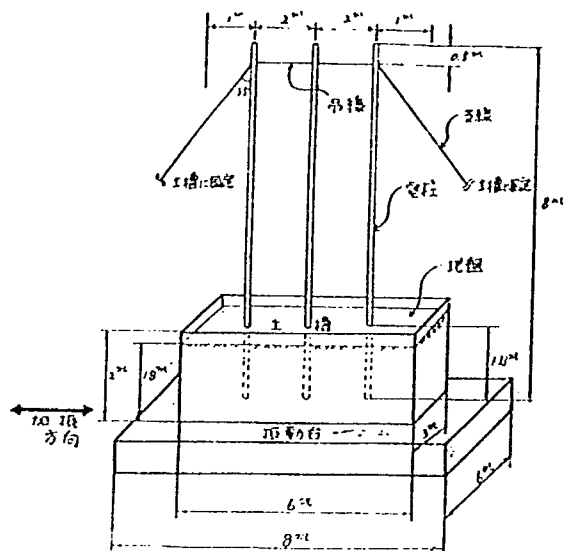
また地盤模型の寸法は振動台の大きさ等から図-1に示す値とした。図-1に実験概念図を示す。表-2はA地盤およびB地盤のN値から推定したせん断弾性波速度、せん断弾性定数、縦弾性定数を示す。

今回の実験は地盤～電柱系の基本的な動的特性を把握する観点から表-3に示すように、地盤のみのケース、電柱～地盤系でも支線～吊線がある場合とない場合について10ケースについて実施した。図-2は各センサー位置、図-3は振動実験施設の概要、表-4に振動台の諸元を示す。

入力波形は正弦波およびランダム波を用い、加速度レベルは正弦波で20gal、ランダム波の

表-1 電柱の諸元

電柱の諸元	
SP柱	CP柱
 諸元 材質: JIS G 3101 鋼管 構造: 単管 (断面形状: 円形) 重量: 8.2 t 断面二次モーメント: $I_x = 8.01 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (R.D) $I_y = 8.01 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (R.D) 慣性モーメント: $I_{xx} = 3.03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (R.D) $I_{yy} = 3.03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (R.D)	 諸元 材質: JIS A 5307 鉄筋コンクリート 構造: 単管 (断面形状: 円形) 重量: 3.07 t 断面二次モーメント: $I_x = 2.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (R.D) $I_y = 2.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (R.D) 慣性モーメント: $I_{xx} = 1.0 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (R.D) $I_{yy} = 1.0 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (R.D) 断面二次モーメント: $I_{xx} = 3.03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (R.D) $I_{yy} = 3.03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ (R.D)



圖一 實驗概念圖

[illegible]

表-3. 実験ケース一覧

概要	A 地盤での実験	B 地盤での実験
対称 のみ	A1 	B1
鋼柱柱 (CF)	A2 	B2
SP-2線 -吊線系	A3 	B3
鋼筋 コンクリート 柱 (CF)	A4 	B4
CP-2線 -吊線系	A5 	B5

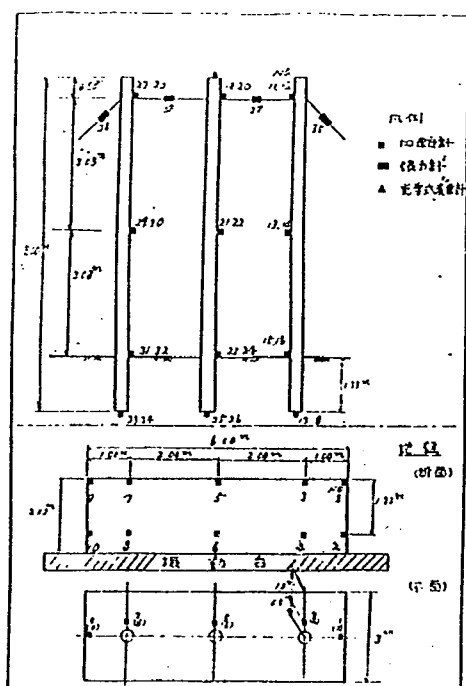
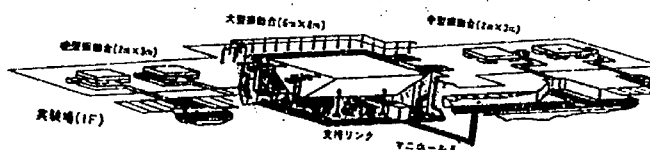


圖-2 各砂洲位置



图·3 实验场概况

表-4 振動台の諸元

機 体 寸 法	6m×8m:1基	全機幅員	2m×3m:4基
最大機身長	100m	25ton/基	
最大軽例モータント	150ton-m	37ton-m	
最大加 速 力	100ton(25ton×4台)	25ton/基	
最大電力張力		±75mm	
最大速度		±60cm/sec	
最大加 速 度		±700gal:最大張力時 ±2,500gal:無張力時	
加 速 方 式	水平1秒加減 (水平一上下3秒同時加減)	水平1秒加減	
駆 動 方 式	電気油圧サーボ方式		
制 御 方 式	アナログ制御・デジタル制御		
加 速 減 速	正弦波、三角波、矩形波、ワンダム波、地盤波		
同 機 能 自 動 引 込	實 験一定加減 過 渡一定加減 加速減一定加減		
同 機 能 電 源	DC-30Hz		DC-50Hz

主)実験は
大型振動台
を用いた。

の場合で最大加速度 250gal 程度を振動台に入力した。

支線～吊線系のモデルは 実験ケース A3, B3, A5, B5 で支線は図-1 に示すように土槽に固定し、できるだけ現実の吊線系を評価するために、実際に使用されているケーブル (0.4-100-CP) 相当のおもりを付加させた。また土槽の側壁は振動台の加振方向にある程度自由な構造となっており、電柱は現行設計条件で建柱を行った。

4. 調査結果

図-4 (A)～(E) は各実験ケースの加速度周波数応答を示す。図-4 (A) は実験ケース A1 および B1 の場合の加速度周波数応答結果で、これより A 地盤の卓越振動数は 9.0 Hz 付近、B 地盤の卓越振動数は 11.5 Hz 付近で起きている。図-4 (B)～(E) は電柱～地盤系の実験ケース A2～A5、B2～B5 の加速度周波数応答を示す。これより SP 柱の一次振動数は約 3.3 Hz、二次の振動数は約 15.7 Hz で起きている。

実験ケース A2 の図-4 (B) で 5.2 Hz 付近でピークが確認できるが、これは振動台のモニター等から、入力した加速度レベルが 20gal と小さく所定の周波数の正弦波が再現されず入力されたことより発生したものと思われる。よってこのピークを除くと SP 柱の場合では A 地盤および B 地盤で、電柱の一次振動数によるピーク、地盤の一次振動数によるピーク、電柱の二次振動数によるピークが良く確認できる。

CP 柱の場合を図-4 (D) と (E) に示す。これより A 地盤を用いた実験ケース A4 および A5 では、SP 柱と同様に 3 つのピークが確認でき、CP 柱の一次振動数は 2.7 Hz 付近、二次振動数は 13.5 ～ 15.5 Hz 付近と思われる。B 地盤では CP 柱の一次振動数 2.6 Hz 付近および二次振動数が 14 Hz 付近と確認できる。表-5 は実験ケース A1～A5 の場合の主な測点の卓越振動数を示す。表-6 は実験ケース B1～B5 の場合の主な測点の卓越振動数を示す。

図-5 は、実験ケース A2 でランダム波によるセンサー 5 番とセンサー 19 番と振動台を基準とした場合の伝達関数を示す。これからも A 地盤の卓越振動数が 9 Hz 付近および電柱の一次固有振動数が 3.3 Hz 付近であることが判る。

地盤および電柱の減衰定数を求めるために自由振動実験を実験ケース A1, A2, A3, A5, B1, B2, B4 の計 7 ケースの際に実施した。地盤については地盤地表面中央のセンサー 5 番の応答波形を用い、電柱については頭部のセンサー 27 番の応答波形より減衰定数を求めた。方法は図-6 に示すように各応答波形より全振幅を順に $x_1, x_2, \dots, x_n, x_{n+1}$ としその比である $x_1/x_2, x_2/x_3, \dots, x_n/x_{n+1}$ をプロットしその近似直線の傾き (θ) を求め下記の式より算出した。

$$R = \frac{\log \tan \theta}{\pi}$$

表-7 に得られた減衰定数を示す。これより A 地盤および B 地盤で $R = 0.03$ 、SP 柱で $R = 0.01 \sim 0.02$ CP 柱では $R = 0.02$ 程度の結果を得た。

図-7 および図-8 は一次固有振動時の地盤各点の応答加速度を実験ケース A1 と B1 の場合を示す。これより比較的軟らかい A 地盤では地盤中央の箇所でやや大きくなっているが B 地盤では逆に地盤中央の方が小さい傾向にある。

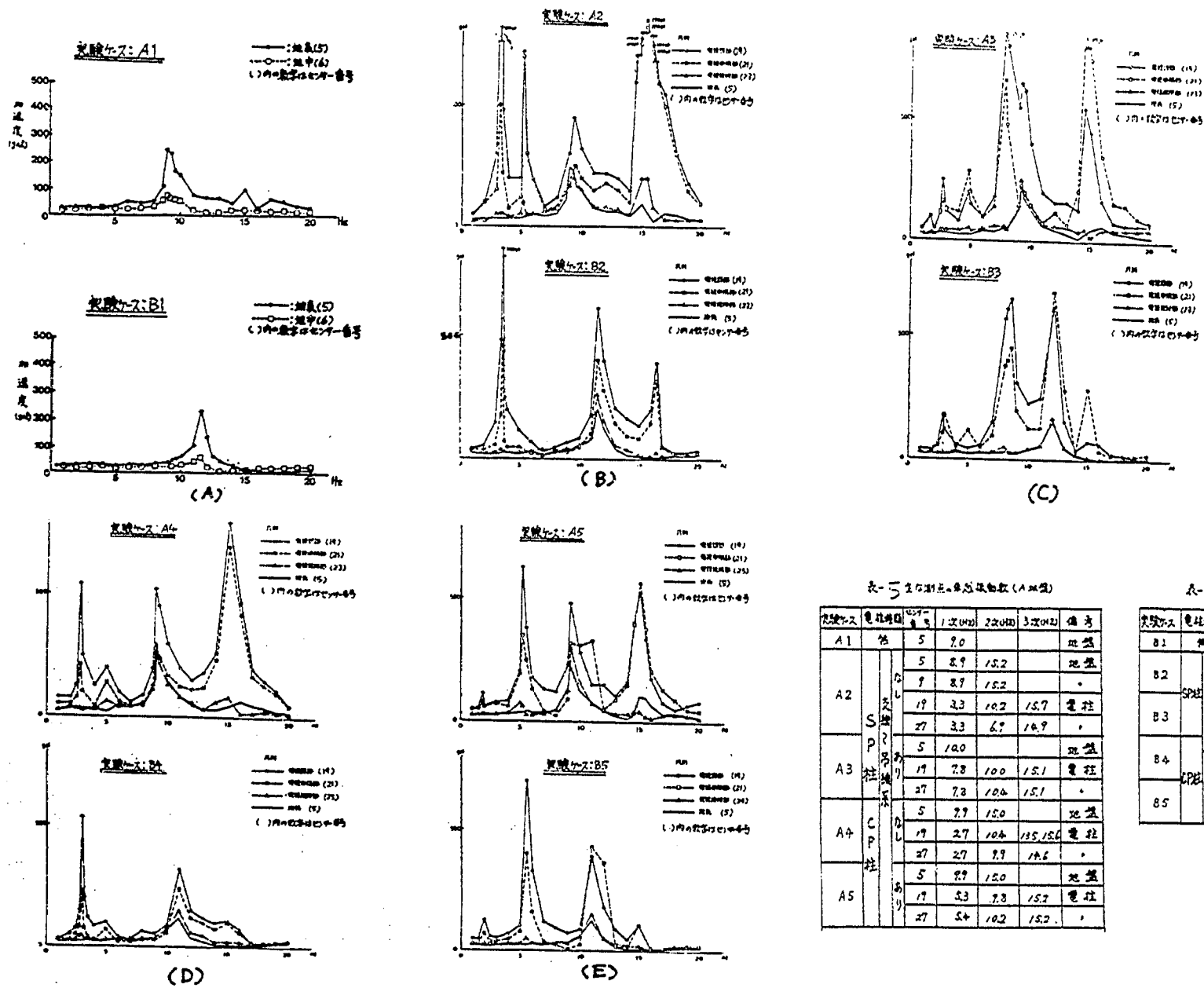


図-4 各実験ケースの加速度周波数応答

表-5 主要測定点の加速度係数 (A 型)

実験ケース	電圧増倍	1次 (Hz)	2次 (Hz)	3次 (Hz)	備考		
A1	倍	5	9.0		地盤		
A2	なし	5	8.9	15.2		地盤	
		9	8.9	15.2		・	
		19	3.3	10.2	15.7	電柱	
		27	3.3	6.7	10.9	・	
A3	あり	5	10.0			地盤	
		19	7.8	10.0	15.1		電柱
		27	7.8	10.0	15.1		・
A4	なし	5	9.9	15.0		地盤	
		19	2.7	10.0	15.1		電柱
		27	2.7	9.9	10.6		・
A5	あり	5	9.9	15.0		地盤	
		19	5.3	9.3	15.2		電柱
		27	5.4	10.2	15.2		・

表-6 主要測定点の加速度係数 (B 型)

実験ケース	電圧増倍	1次 (Hz)	2次 (Hz)	3次 (Hz)	備考
B1	あり	5	11.5		地盤
B2	あり	5	11.7		地盤
		17	3.2	11.8	15.7
B3	あり	9	12.1		地盤
		27	2.2	11.7	15.5
B4	あり	5	11.1		地盤
		27	2.6	11.2	10.1
B5	あり	9	10.9		地盤
		27	6.9	10.2	

図-9 は、実験ケースA2~A5およびB2~B5の変位モード図を示す。

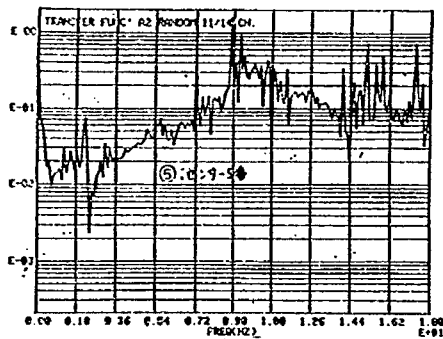
5. まとめ

今回の実験より地盤へ電柱系について下記のことを判明した。

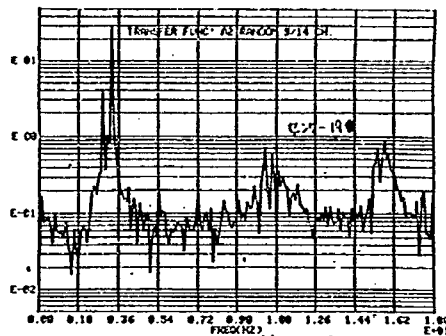
(1)地盤の一次固有振動数と電柱の一次および二次固有振動数が接近しているときは、地盤の一次固有振動数も考慮する必要がある。

(2)電柱は一次固有振動数だけでなく二次固有振動数も大きく応答倍率に影響を与える。

なお、地中埋設管路の振動実験も実施した。



(a) 5/振動台



(b) 19/振動台

図-5 実験ケースA2のランダム波による伝達関数

表-7 減衰定数

実験ケース	試験体概要	センサー番号	減衰定数 δ
A1	A地盤のみ	5	0.03
A2	SP柱	27	0.021
A3	電柱-支線(SP)	27	0.02
A4	CP柱	—	—
A5	電柱-支線(CP)	27	0.025
B1	B地盤のみ	5	0.03
B2	SP柱	27	0.01
B3	電柱-支線(SP)	—	—
B4	CP柱	27	0.02
B5	電柱-支線(CP)	—	—

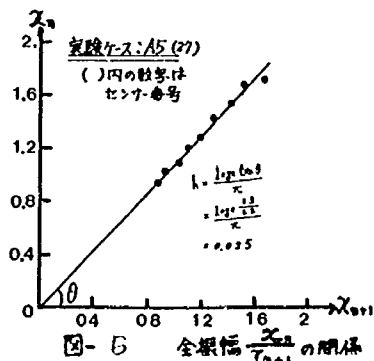


図-6 全振幅 $\frac{Z_n}{X_n}$ の関係

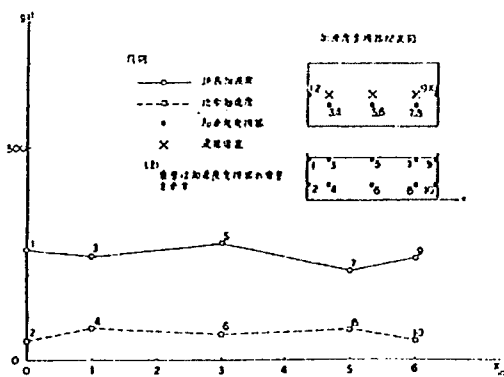


図-7 1次固有振動時の地盤変位と電柱の速度(1.24, 1.12, 1.12)

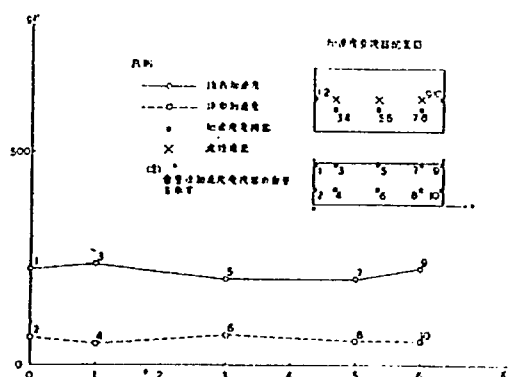


図-8 1次固有振動時の地盤変位と電柱の速度(1.24, 1.12, 1.12)

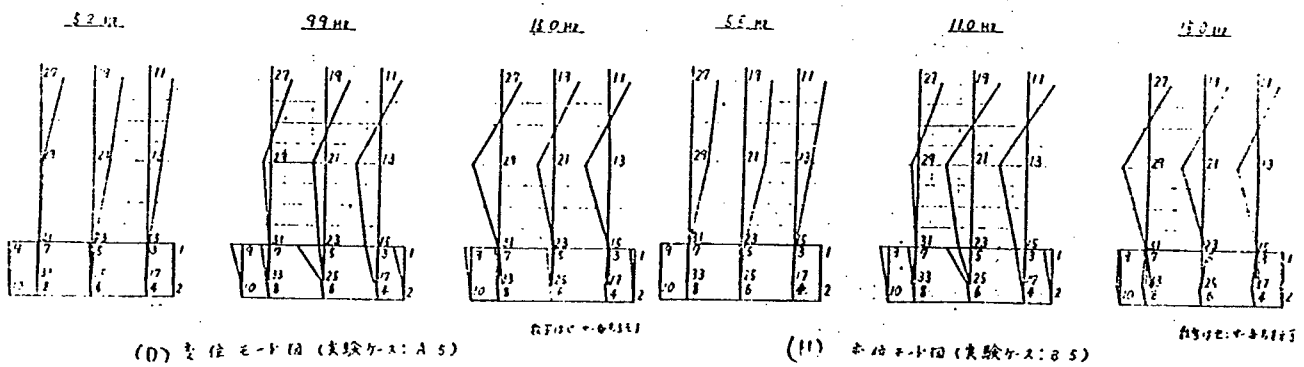
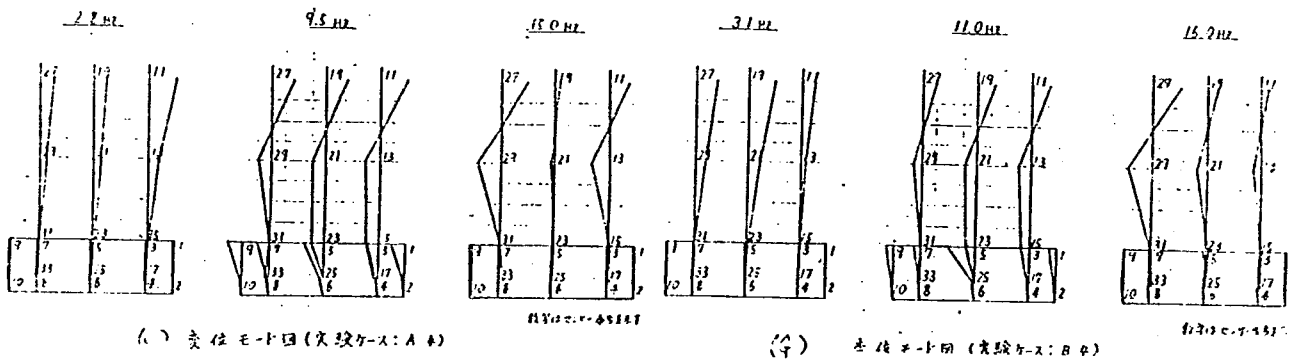
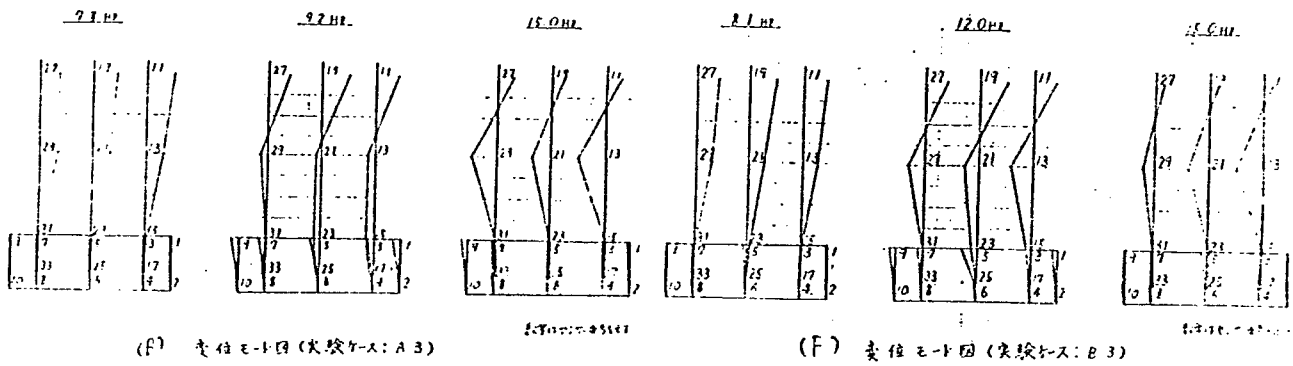
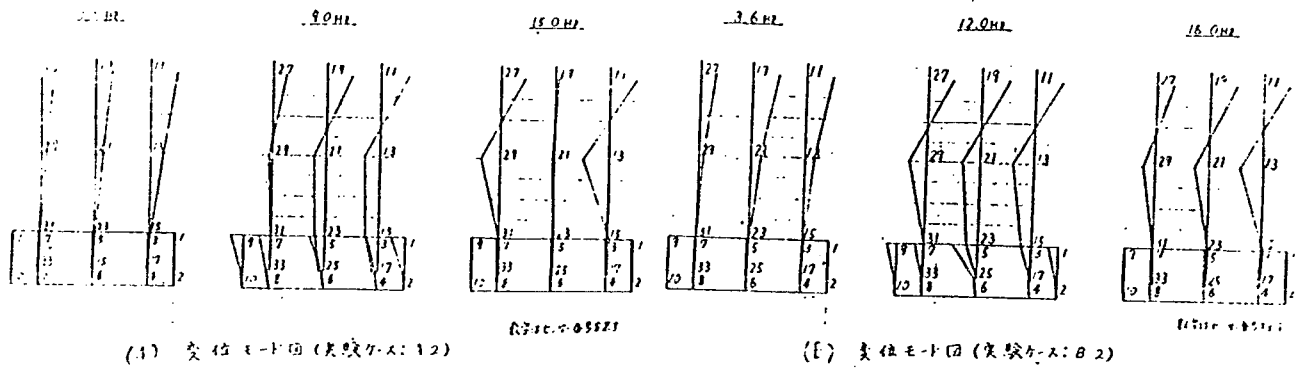


図-9 変位モード

5. 給水管システムの耐震性に関する調査試験 (東京都水道局受託)

耐震研究室 室長 岩崎 敏男
研究員 中島 威夫
柴田 松雄

1. まえがき

東京都では昭和55年5月より、道路部分の給水管の分岐配管に従来の鉛管に替ってステンレス鋼鋼管を用いている。これは、腐食や道路工事等による分岐配管の破損事故を最小限におさえ、漏水防止効果を高めることを目的としたものである。しかし、ステンレス鋼鋼管を用いた分岐配管システムでは、鉛管を用いた場合に比較して、配管システム全体での可能性が小さくなり、地震や地盤沈下等による地盤の変形に対する追従性は非常に悪くなると予想される。このため、分岐配管の各所にメカニカル継手を挿入して、分岐配管システム全体の可撓性を大きくすることが必要となる。本調査では、部材耐震強度実験施設を使用して、ステンレス鋼鋼管を用いた分岐配管システムの耐震性を実物模型実験により検討した。

2. 調査目的

水道管などの地下埋設物の地震時被害について既往の震害調査報告を検討してみると、地中埋設管の震害は、①振動現象によるもの、②地盤のすべりあるいは沈下などによる永久残留変位によるものに大別される。このうち本調査では①の振動現象による配管システムの破壊に対する安全性の検討を行なうために、ステンレス鋼鋼管を用いた給水管の分岐配管について、メカニカル継手を挿入した実用的な配管システムの実物模型を作成し、埋設状態での変形性能を動実験により調査する。なお、ここで示した変形性能とは、分岐配管の本来機能である漏水なしに配水可能な配管システムの変形量を示す。

3. 分岐配管システムの実物模型実験

3.1 供試体

図-1は実験に用いた分岐配管システムの見取り図である。図-1の本管側と表示されている部分は、道路部分に埋設されている給水本管を示しており、メーターマス側と表示されている部分は、需要者の使用水量の指示メータを示している。配管は $\phi 25\text{mm}$ のステンレス鋼鋼管であり、表-1に配管材料の規格を示しておく。継手には、直角方向の配管の接続に用いられるエルボーと、直管部の接続に用いられるソケットがある。また、給水管と分岐配管の接続部分には、サドル分水センとシモクが用いられるが、ここでは継手効果のあるシモクのみを実験模型に取り入れた。(a)に示した分岐配管システムは現在すでに使用実績のある標準タイプの分岐配管システムで

ある。(以下この配管システムをTYPE-1と呼ぶ)。(b)は経済性を考慮した分岐配管システムであり、継手が2個少ないタイプである。(以下この配管システムをTYPE-3と呼ぶ)。実験に用いた配管材料は、すべて東京都の基準を満足したものである。

3.2 動的実験に用いた入力

地震時の分岐配管の挙動を実験により再現するためには、地震時に周辺地盤に発生するひずみの大きさや、配管システムの両端から入力される強制変形の大きさを知っておく必要がある。しかし、それを正しく推定することは非常に難しい。このため、ここでは複雑な地震動記録は用いずに、図-2に示すような正弦波(振動数1Hz)を用いて実験を行うこととした。すなわち一定振幅の10波の前後に2波のテーパをかけた正弦波を接続したものである。入力波の振動数の決定は、①東京で得られた地震動記録の解析においてはその卓越振動数が1.2~2.5Hzであること、②日本各地の地震動記録の解析結果によれば、第3種地盤相当での固有周期は平均的に1.8~2.2Hzであること、③地震時の地中埋設管の被害は、第4種地盤において著しいこと、等を勘案した。実験では入力波の振幅を、0.5cm, 1.0cm, 2.0cm, 3.0cm, 10.0cmの6段階に変化させ、配管システムの軸方向に強制変位を入力した。

3.3 地盤模型の作成

埋設状態での分岐配管システムの耐震性を調べるために、実験土槽を用いて地盤模型を作成した。地盤模型の大きさは、幅2m, 長さ3.7m, 厚さ1.7mであり、分岐配管システムは、深さ約0.35m~1.30mの位置に埋設した。地盤模型に用いた土は、千葉県佐原付近の川砂であり、その土質試験結果を、図-3に示す。また、模型地盤の締め固め度合は、土研式簡易貫入試験材を用いた計測結果によれば、表層部分の40cmは $NC_5=10$ N/10cm, それ以上の深さでは、 $NC_5=28$ N/10cmであった。

3.4 動的実験の実施方法

実際の地震時の分岐配管システムでは、地震による周辺地盤の不均一な運動によってそこに埋設されている管の長手方向に相対的な変位の差が生ずると考えられるが、実験上は土を動かすことによってその相対的な変位の差を再現することは難しい。本実験においては直接、分岐配管の一端から強制変位を入力することとした。動的実験は2回に分けて実施しており、1回目は、図-1に示す配管システムの本管側を固定し、メータマス側から強制変位を入力した。2回目は、配管システムのメータマス側を固定し、本管側から動的な強制変位を入力した。1回目(メータマス側加振)、2回目(本管側加振)共に、TYPE-1とTYPE-3の配管システムは平行に、同一地盤模型内に埋設して実験を行なった。また、本管側加振においては、メータ側加振で用いた供試体及び地盤模型とは別に、新たなモデルを作成し、実験を行なった。参考のため、各々の実験における模型地盤の土質試験結果を表-2に示しておく。

3.5 計測対象

実験における計測対象は次の通りである。

- ① 配管システムの空気漏れ (上水の代りに1kg/cm²の圧縮空気を用い、各入力波に対し、配管システムの機能がどこまで維持されるかを調べる。)

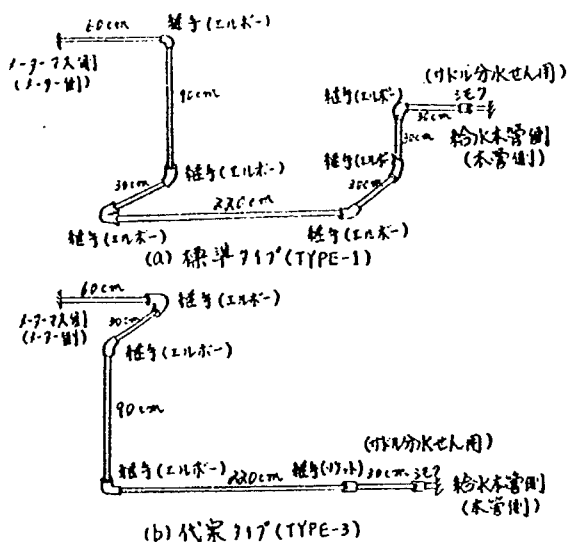


図-1 実験に用いた分岐配管システム

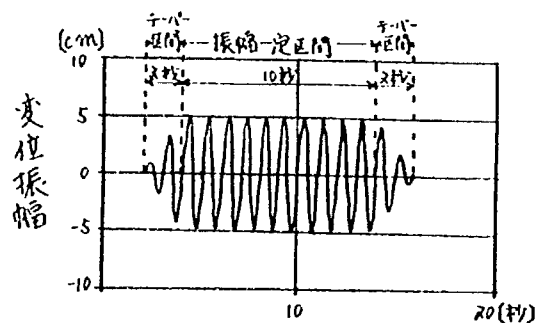


図-2 加振波形の一例 (振幅50mm)

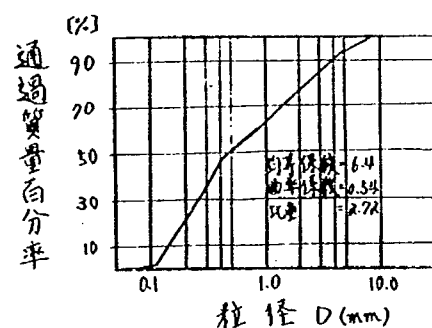


図-3 粒径加積曲線

表-1 配管材料の規格

品名	規格名		使用口径 (mm)	備考
	規格	名称		
ステンレス鋼管	東京都規格	SUS316水道用ステンレス鋼管	25	厚さ1.0mm $E=1.97 \times 10^{11} \text{ g/cm}^2$
継手	東京都規格	ステンレス鋼管用伸縮可とう性継手	25	1カ=カール継手 エルボ-とリブ-がある
サドル分水セン用シモフ	東京都規格	サドル分水セン用シモフ	25	継手効果がある

表-2 土質試験結果

項目	1-7-側 初振時	本管側 初振時
含水比 $w(\%)$	6.48	5.71
湿潤密度 $\rho_t (\text{g/cm}^3)$	1.81	1.83
乾燥密度 $\rho_d (\text{g/cm}^3)$	1.70	1.72
間隙比 e	0.6	0.58
間隙率 $n(\%)$	37.5	36.7
飽和度 $S(\%)$	28.4	26.8

- ② 配管システムの強制変位入力点の加速度
- ③ 配管システム要所の加速度
- ④ 配管システム各部のひずみ
- ⑤ 動的加振終了後の配管システムの破断、座屈及び継手部の抜け出し量の観察

4. 実験結果

TYPE-1 (メーターマス側加振), TYPE-3 (メーターマス側加振), TYPE-1 (本管側加振), TYPE-3 (本管側加振), 以上の4種類のいずれの加振においても、加振点に近い配管部分では入力波の前半部分で大きなひずみが発生し、後半部分で次第にひずみが小さくなってゆく傾向が認められた。これは入力波の波数に応じて分岐配管システム周囲の地盤が乱れてゆき、地盤の拘束力が徐々に低下してゆくためであると考えられる。この効果により、加振点から比較的遠い部分では入力波の後半部でひずみが大きくなる傾向が見られた。しかし、このような地盤の乱れは配管の方向が変化した点(エルボの挿入点)からそれ程遠くには及ばないことも、ひずみの観測結果により確認されている。

配管システム内部の空気圧は段階的に低下する傾向が見られた。これは、配管システムに挿入されている継手(エルボ)が、引っ張り方向に対しては容易に伸びるが、圧縮方向に対しては、追従しにくく座屈しやすいために、圧縮時に継手部からの漏れを生じた結果によると思われる。

各実験ケースごとの実験結果は以下に示すとおりである。

(1) TYPE-1メーター側加振

振幅±0.5cmの加振では引っ張り側で継手の伸びが生じたが、配管システム内部の空気圧は、変化しなかった。振幅±1.0cmの加振では空気圧が 1.0 kg/cm^2 から 0.9 kg/cm^2 に変化し、わずかに漏れが発生した。しかし、振動停止後は空気圧に変化は生じなかった。振幅±2.0cmの加振では、鉛直に配管された管の一部が座屈し、永久変形が生じたが空気圧の変化は無く 0.9 kg/cm^2 を保っていた。振幅±3.0cmの加振では空気圧 0.78 kg/cm^2 に低下し、つづく振幅±5.0cmの加振において空気圧は 0 kg/cm^2 となり、配管システムは完全に機能を失った。加振終了後の変状は図-4に示すとおりであり、加振側に最も近いエルボのそばで座屈及び破断が生じている。配管のエルボからの抜け出しは20mmであった。

(2) TYPE-3メーター側加振

振幅±0.5cm, ±1.0cm, ±2.0cm, ±3.0cmの加振では、継手に伸びが生じたが、配管システム内の空気圧には変化がなかった。振幅±5.0cmの加振では空気圧が 1.0 kg/cm^2 から 0.95 kg/cm^2 に変化し、わずかに漏れが発生した。また、この加振においては、模型地盤の表面に地割れが発生した。これにより地盤の拘束力が低下し、配管システム全体の変形は大きくなっている。振幅±10.0cmの加振では空気圧が 0 kg/cm^2 となり、配管システムは機能を失った。加振終了後の変形は図-5に示すとおりであり、加振側に最も近いエルボのそばで座屈及び破断が生じている。配管のエルボからの抜け出し量は加振方向で20mm鉛直方向で5mmであった。

(3) TYPE-1 本管側加振

振幅 $\pm 0.5\text{cm}$, $\pm 1.0\text{cm}$, $\pm 2.0\text{cm}$ の加振では継手に伸びが生じたが、配管システム内の空気圧には変化がなかった。振動 $\pm 3.0\text{cm}$ の加振では空気圧が 1.0kg/cm^2 から 0.5kg/cm^2 に低下した。この後に空気圧を 1.0kg/cm^2 に上げて $\pm 5.0\text{cm}$ の加振を行なった結果、空気圧は 0.6kg/cm^2 におちついた。 $\pm 10\text{cm}$ の加振では空気圧は 0kg/cm^2 となり、配管システムは機能を完全に失った。加振終了後の配管システムの変状は図-4に示すとおりであり、シモクが 5mm すべっており、加振点に近いエルボー付近に破断と座屈が生じている。抜け出し量は 18mm であった。

(4) TYPE-3 本管側加振

振幅 $\pm 0.5\text{cm}$ ではソケットの効果により、強制変形はこの部分でほとんど吸収された。振幅 $\pm 1.0\text{cm}$ 以上では強制変形がソケットを超えて伝達されるようになり、 $\pm 2.0\text{cm}$, $\pm 3.0\text{cm}$, 入力振幅が大きくなるにつれて配管システムに発生する応力は大きくなる傾向が見られた。一方、配管システム内の空気圧は $\pm 0.5\text{cm}$, $\pm 1.0\text{cm}$, $\pm 2.0\text{cm}$ の加振では変化しなかったが、振幅 $\pm 3.0\text{cm}$ の加振では空気圧が 1.0kg/cm^2 から 0.9kg/cm^2 に低下し、わずかに漏れが発生した。続く $\pm 5.0\text{cm}$ の加振では空気圧は 0kg/cm^2 となり、配管システムは完全に機能を失った。加振終了後の配管システムの変状は図-5に示すとおりである。シモクが完全に抜け出しており、更にソケットの抜け出しが右側 15mm 左側で 10mm 発生している。このため、他の実験ケースに比較して、エルボー等の抜け出しは小さくなっており、 10mm 程度に留まっている。

5. まとめ

以上の実験結果よりステンレス鋼網管を用いた給水管の分岐配管の変形性能について次の結論を得た。

- ① TYPE-1, TYPE-3のいずれの分岐配管システムの場合も $\pm 3\text{cm}$ までの入力に対しては、空気圧の低下がごくわずかであるか、または全く漏れを生じない。また、空気圧の低下が生じた場合でも、振動を止めれば空気の漏れは止まる。以上により、両タイプの配管システムは、 $\pm 3\text{cm}$ という大振幅に対して同程度の変形能力を有していると考えられる。
- ② TYPE-3の分岐配管システムのメーターマス側の配管のように、強制変形の入力点に近いエルボーは、非常に応力緩和効果が大きい。
- ③ 一般に、分岐配管システムの破壊は入力点に最も近いエルボーの近傍で発生し、入力点側で大きな応力が発生する。また、入力点側では 20mm 程度の管体の抜け出しが発生し、その近傍で座屈あるいは疲労破壊による破断が発生する。
- ④ 加振の繰り返しによる管体周辺の地盤の乱れと、エルボー部分の継手効果が分岐配管システム全体の変形能力を高めている。
- ⑤ TYPE-3の分岐配管システムの本管側に用いたソケットは小振幅時に応力緩和効果が大きい。

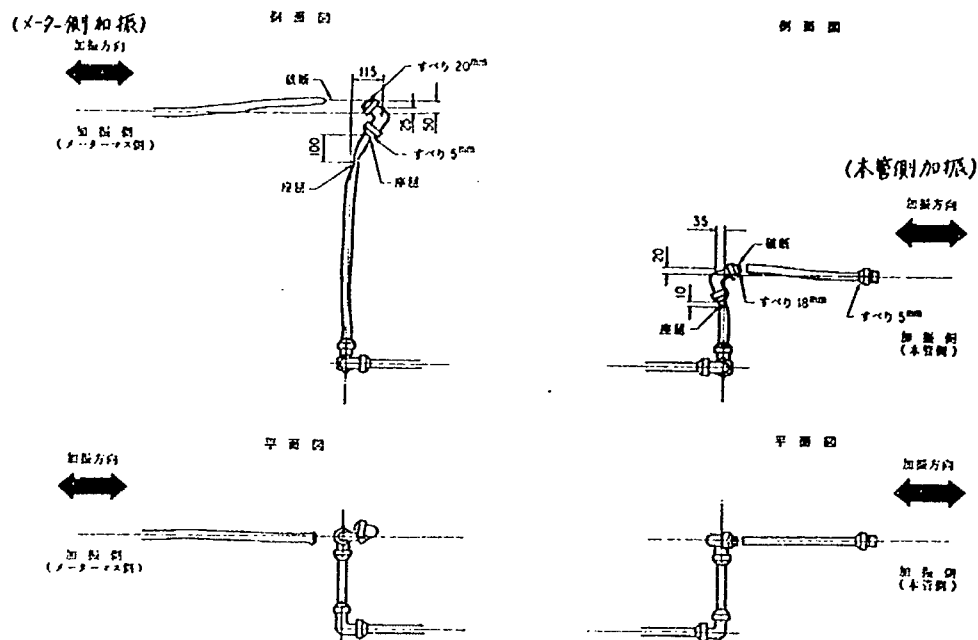


図-4 TYPE-1の加振終了後の変形図

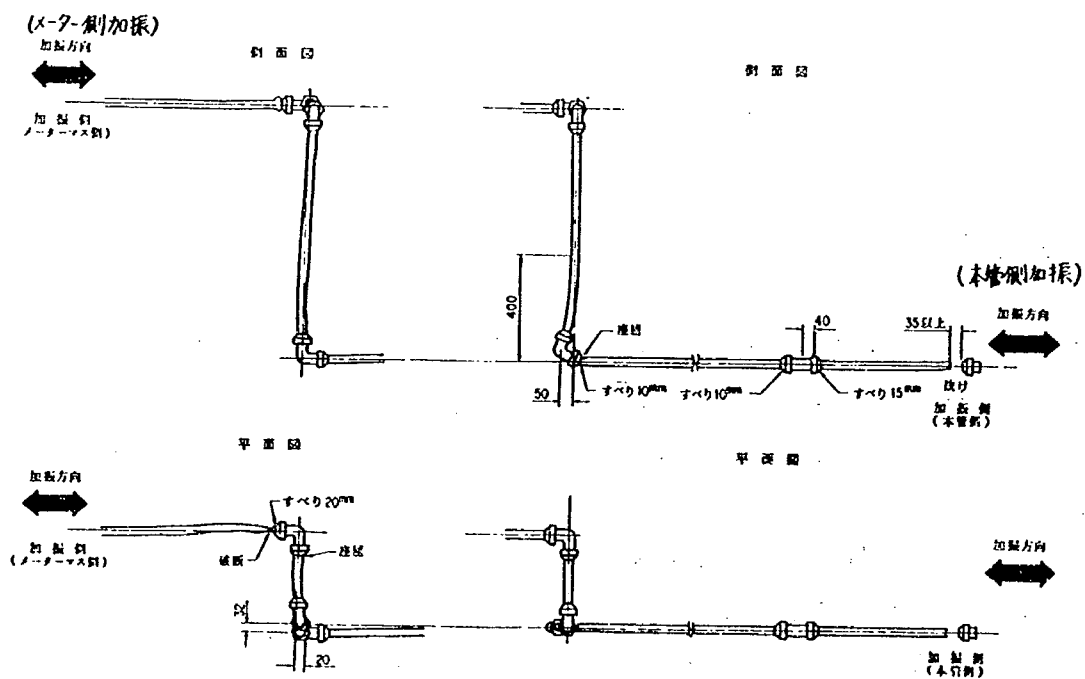


図-5 TYPE-3の加振終了後の変形図

参考文献

軟弱地盤ハンドブック 建設産業調査会

西尾 森 飯村: 供給管・灯外内管の耐震強度第一報 (1979年4月)

西尾 宇根 森 飯村: 供給管・灯外内管の耐震強度第二報 (1979年11月)

宇根 飯村他: 流埋管に作用する土の動的管軸方向拘束力について

土木学会第35回年次学術講演会 (1980年9月)

土木研究所資料 第864号

6. 交通施設等による延焼遮断効果に関する研究

(都市防火対策手法の開発、建設技術研究開発費(総プロ))

1. 研究目的

我が国の都市は、木造家屋を主体に構成されているため、地震に伴う同時多発型の市街地火災に対して、極めて脆弱な構造になっている。このような都市内にあって、市街地火災の延焼拡大を防止するには、延焼遮断帯網を適正に配置することが有効であると考えられる。

一方、道路等の交通施設は、人や車の交通の用に供するという本来の機能に加えて、防災空間としての機能も重要であると考えられている。特に延焼遮断としての機能に着目すると、交通施設等はその中員の効果、遮へいする効果、耐火建築物の建築を誘導する効果が期待でき、さらにネットワークを構成することから、根幹的な延焼遮断帯構成施設であると考えられる。本研究では、この点に着目し、交通施設等の中員および高架、盛土構造物が有する延焼遮断効果について検討し、都市防火対策手法の開発に資するものである。

2. 研究経過

本研究は、昭和54年度から継続して実施しており、過年度においては、交通施設等とその沿線状況についての事例調査を行い、交通施設等の類型化を行った。本年度は、本プロジェクトの最終年度であり、道路に着目した市街地類型化、区画街路の延焼拡大防止効果、高架構造物、盛土構造物の延焼遮断効果について検討し、交通施設等の延焼遮断効果のとりまとめを行った。

3. 研究方法

3.1 市街地類型化

東京23区内における交通施設の現況調査を行い、幹線道路率、高架・盛土構造の分布状況の把握を行うとともに、東京都が実施した「防災都市構造実態調査報告書(昭和54年1月)」を用い、道路率、木造率、建ぺい率の分布の検討を行った。さらに、これらの結果を用い、市街地の類型化を行った。

3.2 交通施設等の延焼遮断効果の検討

交通施設等の延焼遮断効果を把握するため、効果算定法について整理し、中員による延焼遮断効果について検討した。

交通施設等の有する延焼拡大防止効果としては、市街地大火の延焼を遮断することだけではなく、一棟火災から市街地大火へ発達する過程において、火災の拡大を防止する効果も有している。特に、区画整理等により計画的に区画街路が整備された地区の評価をするため、区画街路の延焼拡大防止効果の検討をケーススタディーを通して行った。

3.3 高架構造物等の延焼遮断効果の検討

高架構造物、盛土構造物の延焼遮断に対する影響としては、遮へい効果と炎の形状を変化させる効果が考えられる。このため、高架構造物については、模型火災実験を実施し、炎に及ぼす影響を把握したうえで、延焼遮断効果の算定手法を開発した。さらに、モデル地区においてケース

スタディーを実施し、その効果について吟味した。

一方、盛土構造物については、既往の研究成果をふまえ、延焼遮断効果の算定手法を開発し、モデル地区におけるケーススタディーを実施してその効果について吟味した。

なお、延焼遮断効果算定手法の開発および実験については、(財)国土開発技術研究センターに設けた「延焼遮断効果研究部会(橋房夫部会長)」の討議を通じて行った。

4. 研究成果

4-1 市街地類型化

東京23区内における巾員20m以上の幹線道路を地図上で抽出し、そのうち閉じた区画を形成する道路網図を作成した(図-1)。幹線道路率を次のように定義する。

$$(\text{幹線道路率}) = \frac{\frac{1}{2} \times (\text{区画の周辺道路長 } km)}{(\text{区画の面積 } km^2)}$$

これに基づいて、幹線道路率を算定した。その結果を図2に示す。東京23区内で、この定義に従って区画が形成

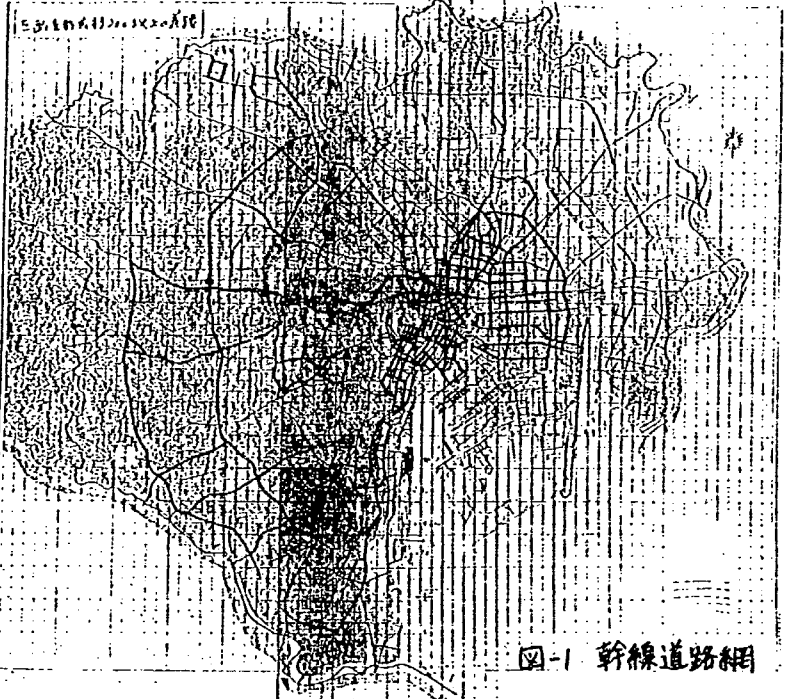


図-1 幹線道路網

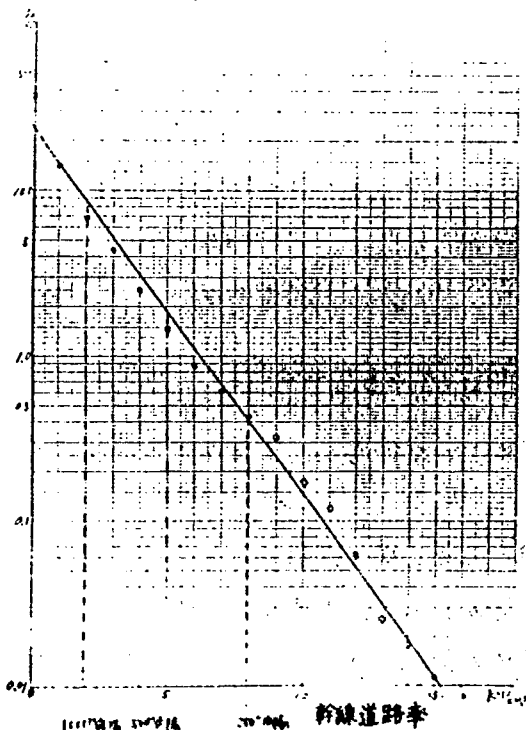


図-2 幹線道路率累積度数

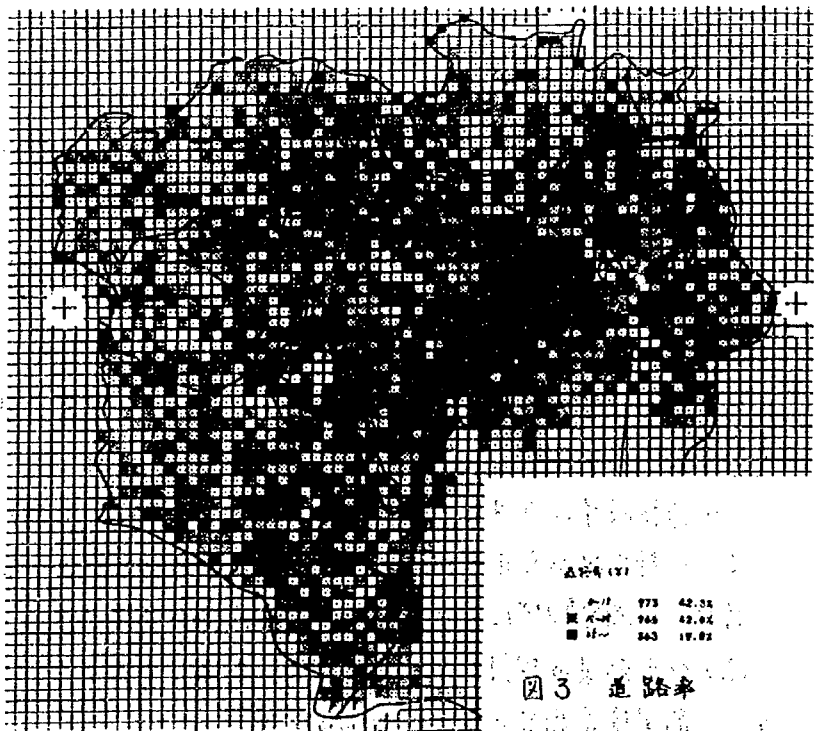


図-3 道路率

される地域は40%に満たず、周辺部は殆んど区画されていない。幹線道路率が2km以上、すなわち1km間隔よりも密に区画が形成される地域は、都心部に見られるが、全体では10%に満たない。次に500m×100m毎の道路率を東京都の防災都市構造実態調査の結果を用いて算出した結果を

図3に示す。こゝでの道路率は私道まで含めた面積比率であるが、おおむね幹線道路率の分布と一致していることがわかる。また、木造率についても調べてみると、道路率が平均(16%)以下で、木造率が平均(63%)以上の基盤整備の進んでいない木造市街地は全体の30%に達する。これらの地域は、出火延焼の危険性が高いとともに、緊急車両の通行にも支障をきたす市街地であることにもなる。

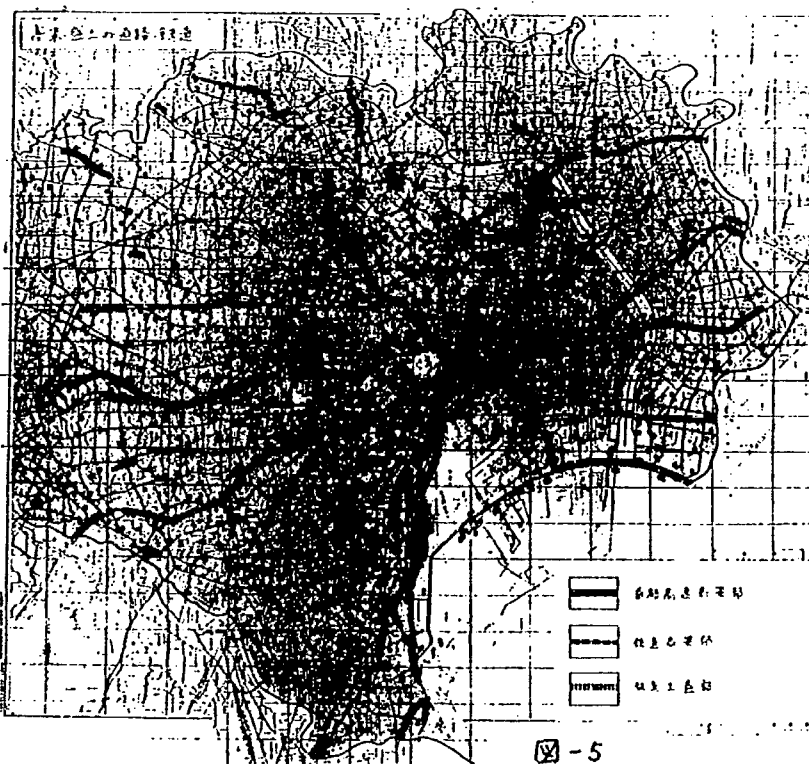
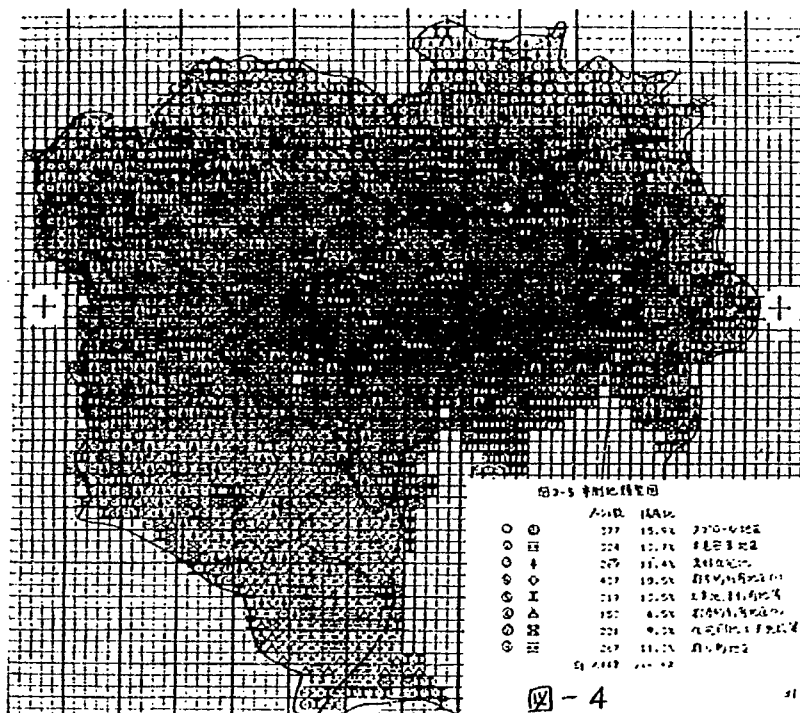
道路率、木造率、建ぺい率の3つの指標のそれぞれの平均値を基準にして、8分類した市街地類型図を図4に示す。

東京23区内のおおむね100m以上連続した高架、盛土の道路、鉄道の現況調査の結果を図5に示す。これからわかるように、道路の場合、盛土箇所は殆んど見られず、高架区間もほぼ首都高速道路に限られていた。鉄道の盛土箇所は山手線、中央線に見られ、高架箇所は民鉄も含め全域的に見られた。

以上の市街地類型化、高架、盛土箇所の現況調査結果をもとに延焼遮断効果のケーススタディ一箇所を選定した。

4-2 平面交通施設等の延焼遮断効果

関東地震時の延焼状況に関する分析結果をみると、広巾員の道路、河川等は延焼遮断効果を有していたことがわかる。延焼伝播に影響を及ぼす要因としては、輻射熱、熱気流、火の粉、接炎が考えられるが、これらの要因のうち、輻射熱と熱気流の影響による受熱物体の温度上昇が特に支配的な要因であると考えられる。このため、ここでは輻射熱と熱気流を用い、交通施設等の延焼遮断効果を判定する手法について検討する。すなわち式(1)により算定した受熱側温度が200℃を越える場



合を延焼、越えない場合を焼け止まりとする。

$$T = T_1 + R/20 + 20 \quad \text{----- (1)}$$

ここに T ; 受熱側温度 (°C) T_1 ; 熱気流による周辺温度 (°C)

$R/20$; 輻射熱による温度上昇 (°C) 20 ; 定温 (°C)

標準的な木造市街地を想定し、風速 8 m/sec 、延焼路離 500 m とした場合の同時延焼領域は、奥行 $D = 80 \text{ m} \sim 90 \text{ m}$ 正面巾 $B = 200 \text{ m}$ となる。このような火災を想定し、式 (1) を用いて風下側の温度低減を試算した結果が図 6 である。この図からわかるように、遮へい物がない平均的な交通施設等であれば、風下側で約 60 m の巾員が延焼を遮断するのに必要であることになる。また、風横・風下側であれば熱気流の影響を受けなくなり、輻射熱の影響が低減され、さらには、吹き込む風による冷却効果も加わるために、延焼遮断に要する巾員は、風下側に比べて減少される。

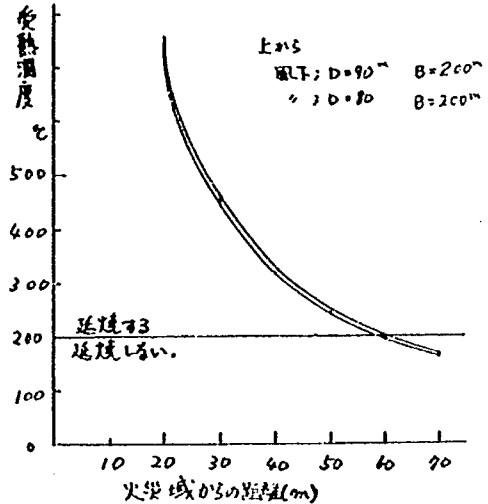


図 6 受熱側位置による温度変化

次に、大規模火災への拡大過程を考えてみると、区画街路の持つ延焼拡大防止効果についても着目することが必要である。このため、市街地類型により、良好な住宅地とされた地区を対象に、延焼シミュレーションを行った。延焼シミュレーションは、一棟火災から出発し、延焼継続時間を考慮しながら、輻射受熱による延焼危険性判定を順次算定して行った。その一例を図 7 に示す。この結果、区画街路が $50 \text{ m} \sim 100 \text{ m}$ 間隔で整備された区画整理済の地区であれば、建ぺい率が低く、隣棟間隔が広い場合には 8 m 程度、建ぺい率が高く、隣棟間隔が狭い場合でも 10 m 程度の道路が延焼遮断効果を有していることがわかった。

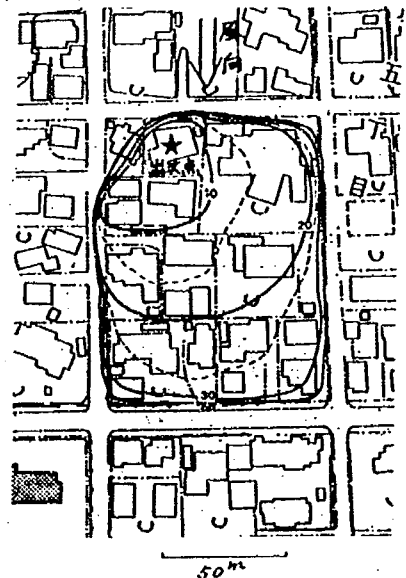


図 7 区画街路の延焼遮断効果

4-3 高架構造物の延焼遮断効果

高架道路、高架鉄道等は、輻射熱を遮へいする効果を有すると考えられ、平面的な交通施設に比較して、延焼遮断効果が高いと考えられる。ただし、高架構造物の場合、高架下に吹き抜けがあるため、高架構造物がない場合と比べて炎の形状が変化することを考慮に入れなければならない。このため、クリブを用い表 1 に示すような、模型火災実験を行った。

表 1 実験ケース

ケース	火災日時	火災規模	火災位置	火災形状	火災高さ	火災面積	火災体積	火災重量	火災温度	火災圧力	火災速度	火災時間
1	1	1/23	0.5×0.5m (3×3m)	0.5m (3m)	0.015 kg/m³	0.2m (0.7m)	10m (33m)	0	0.5~3.5 m/s	0.9	0.9	15'00"
2	2	1/23	0.5×0.5m (3×3m)	0.5m (3m)	0.015 kg/m³	0.2m (0.7m)	10m (33m)	0	0.5~3.5 m/s	0.9	0.9	11'30"
3	3	1/23	0.5×0.5m (3×3m)	0.5m (3m)	0.015 kg/m³	0.2m (0.7m)	10m (33m)	0	0.5~3.5 m/s	0.9	0.9	9'00"
4	4	1/23	0.5×0.5m (3×3m)	0.5m (3m)	0.015 kg/m³	0.2m (0.7m)	10m (33m)	0	0.5~3.5 m/s	0.9	0.9	10'00"
5	5	1/23	0.5×0.5m (3×3m)	0.5m (3m)	0.015 kg/m³	0.2m (0.7m)	10m (33m)	0	0.5~3.5 m/s	0.9	0.9	11'00"
6	6	1/23	0.5×0.5m (3×3m)	0.5m (3m)	0.015 kg/m³	0.2m (0.7m)	10m (33m)	0	0.5~3.5 m/s	0.9	0.9	20'00"
7	7	1/23	0.5×0.5m (3×3m)	0.5m (3m)	0.015 kg/m³	0.2m (0.7m)	10m (33m)	0	0.5~3.5 m/s	0.9	0.9	28'30"

()内は想定した数値

(図 8-1, 2)。

1~5は横風、高架道を想定した火災。6及び7は高架橋を想定した火災である。

この結果、高架構造物の位置と高さおよび風速によって炎の挙動を次の三つに分類できることがわかった。(図9)

A領域、炎が高架構造物に達しないか又は強風下で炎の立ち上がり角が 15° 以下……高架構造物に影響されない
 B領域、炎の全部が高架構造物の下にはいらない場合(図10で $x > h_2$)……炎ははねあげられ、炎の立ち上がり角が $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H_1 + H_2}{x} \right)$ となる。

C領域、炎の全部が高架構造物の下にはいる場合(図10で $x \leq h_2$)……炎は高架構造物の下をくぐり、炎長が伸びる。炎の長さは、 $L = l_1 + l_2 = l_1 + 2.5 l_2$ となる(図11)。ただし、 $l_2 < \frac{1}{2} l_1$ とする。

これを原型タイプにあてはめると、表2に示したようになる。これからわかるように、高架構造物と、火災域との距離が5m以下と近い場合には、C領域にはいるケースがあるが10m以上では見られない。これから判断すると、高架道路のように、一般道路部や側道を有するような場所では、下をくぐるケースは生じないと考えられる。

以上のような高架構造物の効果を考慮すると、輻射熱については、表3に示す補正係数により低減できることがわかった。また、熱気流については、下をくぐる場合を除き表4の値だけ火災域を後退させて考えることにより、その効果を加味できることがわかった。これらの結果を用いて図2を求めたのと同様に、式(1)を用いて試算すると、図12

ケースI~IV

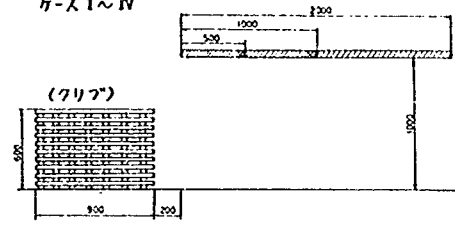


図8-1 実験断面図

ケースV~VI

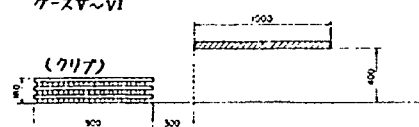


図8-2 実験断面図

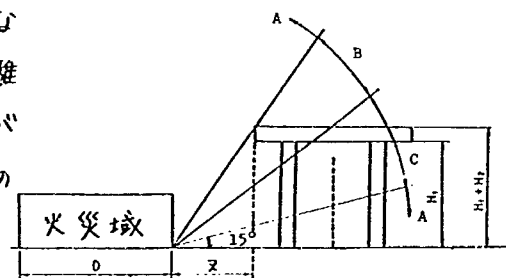


図-9 高架構造物の位置と炎の領域

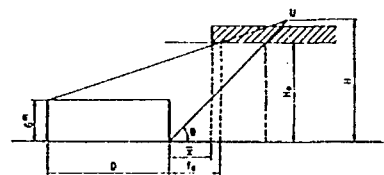


図-10 領域BとCの境界

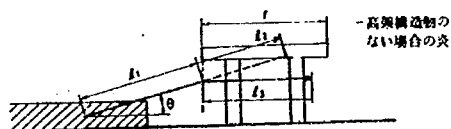


図-11 C領域での炎の形状

表3 輻射熱遮蔽効果補正係数

火災域の長さ (m)	3 m	5 m	10 m	15 m
2.5	0.6	0.6	0.5	0.5
10.0	0.6	0.6	0.7	0.8
12.5	1.0	1.0	1.0	1.0

表4 熱気流後退距離 (下をくぐる場合を除く) (単位:m)

火災域の長さ (m)	3 m	5 m	10 m	15 m
7.5	2.5	5.5	0.5	0
10.0	13.0	11.0	1.0	1.0
12.5	17.0	15.0	10.0	5.0

表2 高架構造物における炎のふるまい

高架構造物の高さ・火災域からの距離 (m)	火災域の長さ (m)	4 m/s	6 m/s	12 m/s	16 m/s
7.5	3	○	○	○	○
	5	-	○	○	○
	10	-	-	-	-
	15	-	-	-	-
10.0	3	○	×	×	×
	5	○	○	×	×
	10	-	-	○	○
	15	-	-	-	-
12.5	3	×	-	-	-
	5	×	-	-	-
	10	-	-	-	-
	15	-	-	-	-

- ... 変化なし
 ○ ... はね上げられ
 × ... ぶつかってくる

のように、風下側の温度低減曲線が求められた。これからわかるように、高架構造物の中員10m、高さ7.5m（高架鉄道を想定）の場合で約45m、中員20m、高さ10m（高架道路を想定）の場合で約50mの火災域からの距離が確保されれば、延焼が遮断されることがわかった。

1-4 盛土構造物の延焼遮断効果

都市内の盛土構造物およびその類似構造物としては、鉄道（高架下の遮へいを含む）、河川堤防があげられる。これらの構造物は、輻射熱の遮へい効果と熱気流の発熱源の見かけ上の後退効果がある。既往の実験例を参考にして、炎の形状を検討すると、炎が盛土にぶつかる場合には、図13に示すような挙動を示すと考えられる。すなわち、盛土がない場合の炎の立ち上がり角 θ 、炎長 l とすると、盛土がある場合には、炎は盛土の上端まで上昇し、その後傾き ϕ で上昇、炎長の合計（ $l_1 + l_2$ ）は l に等しくなる。

盛土構造物の輻射熱の遮へい効果は、障害物がない場合の算定式における形態係数（受熱側からの炎の見えの角）を変えることにより算定できる。一方、熱気流の算定にあたっては、発熱域を式(2)で求めた d だけ後退させて求める。

$$d = H \cot \alpha - \bar{x} \quad \text{----- (2)}$$

ここに $\cot \alpha = 1.61$ 、 α は熱気流上昇角

ただし $\bar{x} < H \cot \alpha$

これらの結果を用いて、図2を求めたのと同様に、式(1)を用いて試算すると、図14のようになる。この図から盛土中員10m、高さ9mであれば、延焼遮断効果があることがわかった。

5. あとがき

本研究の成果として、交通施設等の有する延焼遮断効果の基本的な性格を把握することができた。また、地震火災時の延焼遮断効果を高めるためにも、都市内の道路整備が重要であることが明らかになった。（財）国土開発技術研究センターに設けた延焼遮断効果研究部会の橋房夫部会長および委員の皆様方に感謝の意を表します。

研究担当者（土木研究所）

地震防災部	部長	栗林栄一
耐震研究室	室長	岩崎敏男
	研究員	中島威夫

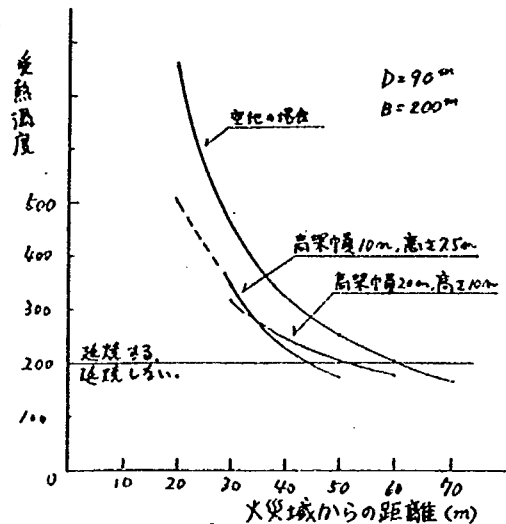


図-12 高架構造物の延焼遮断効果

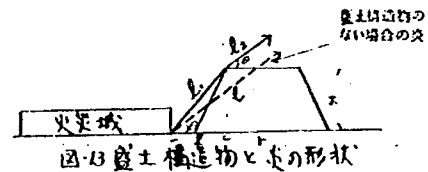


図-13 盛土構造物と炎の形状

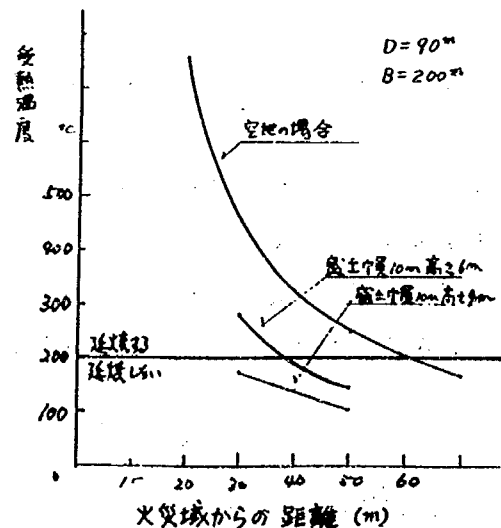


図-14 盛土構造物の延焼遮断効果

(震災構造物の復旧技術の開発、建設技術研究開発費(総研))

地震により被災した橋等構造物の復旧にあたっては、被災状況を迅速に把握し、これをすみやかに応急措置に結びつけることと、被災程度を詳しく把握し、適切な復旧を行い、早急にその機能の回復を図ることが要求される。前者については、震後の混乱期に点検を行う現場技術者が必ずしも豊富な経験、十分な技術的知識を有しているとは限らないことから、高度な技術的知識を必要としない簡易な被災度判定手法を開発し、大きな人為的誤差を生じさせないような点検要領をとりまとめることが必要である。後者については、復旧の必要性の有無、復旧工法の選定等の判断に必要とされる詳細な被災度判定手法を開発し、効率的な復旧に資することが必要である。本研究では、この点に着目して、既往の地震においての事例研究などを通じ、また実験的検証を行い、被災度判定の簡易手法、詳細手法を開発するものである。

本研究は、昭和56年度を初年度とする4ヶ年計画で実施する。

3.1 既往の地震による道路橋被害事例の収集、整理

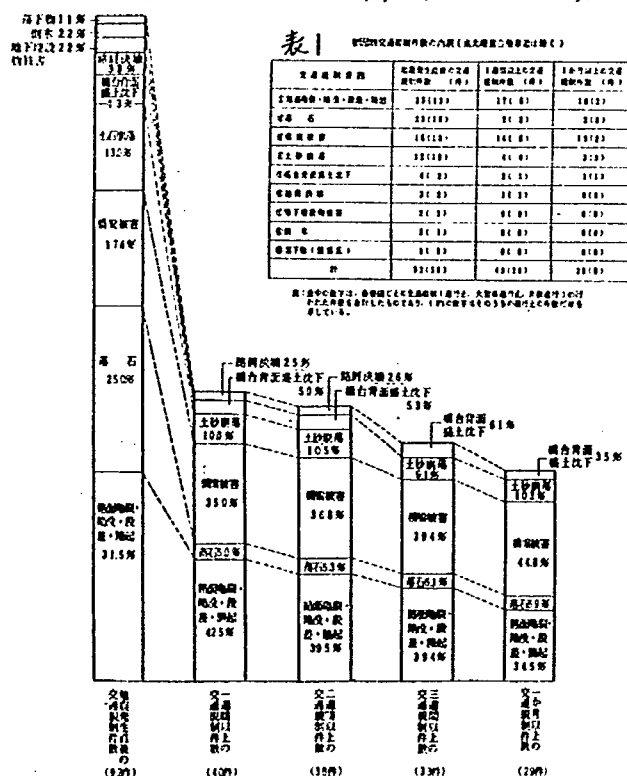
新潟地震、宮城県沖地震を中心に、サンフェルナンド地震等海外地震の事例も含め、道路橋被害について調査し、その実態をとりまとめた。また、被災時における問題点を整理し、今後の研究開発の方針を定めた。

被害事例の収集をもとに、既往の被災事例の分類を行い、被害内訳について検討した。

3.3 道路橋の被害および復旧に関する調査

宮城県沖地震を対象にし、特に顕著な被害をうけた道路橋17橋を選出し、被災度および復旧の概要について資料収集し、調査票を作成した。

研究内容の検討は、(財)国土開発技術研究センターに、「震災復旧技術研究開発土木委員会（岡本幹三委員長）」を設置し、その下に「橋等構造物分科会（伯野元彦分科会長）」を設けて実施したものである。



宮城丘陵地帯による交通規制件数での四割内訳の時間的変化（東見屋町自治会より提供）

4. 研究成果

4.1 道路橋の被害

宮城県沖地震および新潟地震による国・県道の道路橋被害を、被害箇所数、被害額について調べてみると、宮城県沖地震では95ヶ所39億60百万円、新潟地震で83ヶ所9億34百万円となっている。これを他の道路被害と比較すると、1ヶ所当りの被害額が大きいことがわかる。また、宮城県沖地震による交通規制件数を要因別に調べた結果が図1であり、橋梁被害が長期にわたって交通機能に障害を及ぼすことがわかる。

表2 既往地震による道路被害(当時価額)

地震名	道路	橋梁
新潟 1964	60ヶ所 201百万円	83ヶ所 934百万円
宮城県沖 1978	765 1,401	95 3,960

*新潟県のみ

4.2 被災形態分類と被害内訳

宮城県沖地震による道路橋の被害をもとに被災形態を分類したものを図2に示す。これは、道路橋の被災形態をすべて網羅しているものではないが、代表的な被害形態を示すものであり、被災後の要点検箇所を示唆するものである。

宮城県沖地震、新潟地震における被害内訳を図3に示す。

4.3 被害および復旧に関する調査

宮城県沖地震における代表的な被災橋梁(直轄7橋表3、県管理10橋)を対象に、被災程度の詳細および復旧の概要について、調査を行った。

5. 今後の進め方

今年度実施した被害調査対象橋梁17橋のうち10橋程度を選択し、詳細な調査を行うとともに、実験的検証を行い、被災判定手法の開発を行う。

表3 国・県管理の被災橋(その1)

路線名	橋名	所在地	延長(m)	上部形式	下部形式	基礎形式	被害状況	備考
1	千代大橋	仙台市	5.49	110	RC	RC	主桁の破断、固定支床のトラス梁の沈下、対峙部の破断、減り部の変形、橋脚の変形	
2	新田大橋	仙台市	5.49	210	RC	RC	主桁の破断、固定支床のトラス梁の沈下、対峙部の破断、減り部の変形、橋脚の変形	
3	新田大橋	仙台市	5.49	210	RC	RC	主桁の破断、固定支床のトラス梁の沈下、対峙部の破断、減り部の変形、橋脚の変形	
4	小野大橋	仙台市	5.49	210	RC	RC	主桁の破断、固定支床のトラス梁の沈下、対峙部の破断、減り部の変形、橋脚の変形	
5	新田大橋	仙台市	5.49	210	RC	RC	主桁の破断、固定支床のトラス梁の沈下、対峙部の破断、減り部の変形、橋脚の変形	
6	新田大橋	仙台市	5.49	210	RC	RC	主桁の破断、固定支床のトラス梁の沈下、対峙部の破断、減り部の変形、橋脚の変形	
7	新田大橋	仙台市	5.49	210	RC	RC	主桁の破断、固定支床のトラス梁の沈下、対峙部の破断、減り部の変形、橋脚の変形	
8	新田大橋	仙台市	5.49	210	RC	RC	主桁の破断、固定支床のトラス梁の沈下、対峙部の破断、減り部の変形、橋脚の変形	
9	新田大橋	仙台市	5.49	210	RC	RC	主桁の破断、固定支床のトラス梁の沈下、対峙部の破断、減り部の変形、橋脚の変形	
10	新田大橋	仙台市	5.49	210	RC	RC	主桁の破断、固定支床のトラス梁の沈下、対峙部の破断、減り部の変形、橋脚の変形	

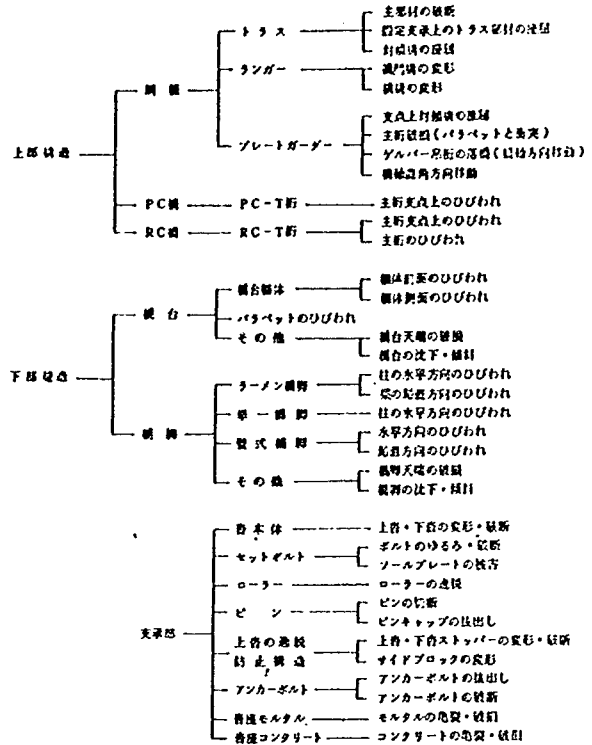


図2 宮城県沖地震による道路橋の被災形態分類

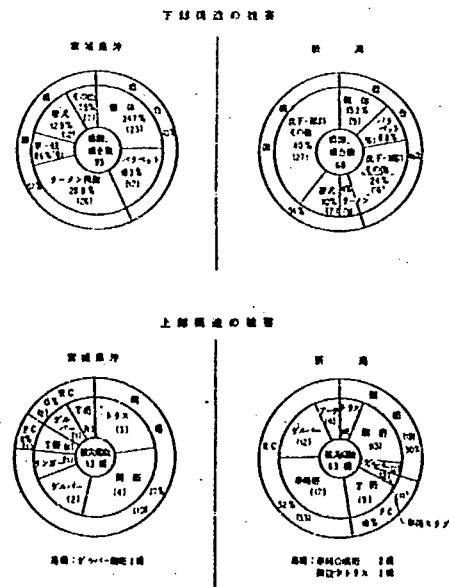


図3 被災橋による被害の割合(その1)

研究担当者(土木研究所)
地震防災部部長 栗林栄一
耐震研究室室長 岩崎敏男
研究員 中島成夫
研究員 萩原良二

8. ライフライン施設の重要度の評価手法およ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
研究員 中島 威夫
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活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、その重要度に応じて、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も、それぞれの施設の有する機能によって異なる。

本研究は、ライフライン施設のうち、上水道、下水道、ガス、電力、電話を対象にして、それぞれの施設の重要性を評価する観点を検討するとともに、地中埋設管路をとりあげ、重要度に応じた補強方法を開発することにより、ライフライン施設の耐震性の向上に資するものである。

2. 研究目的

ライフライン施設のうち、上水道、下水道、ガス、電力、電話についての重要度評価手法を検討するため、本年度は、各施設の重要度評価項目の検討、宮城県沖地震におけるライフライン施設被害の実態および問題点の整理、東京23区内のライフライン施設の実態調査を行った。

3. 研究方法

3.1 重要度評価項目の検討

上水道、下水道、ガス、電力、電話の各施設の有する平常時、地震時の諸機能を吟味検討し、これをふまえて、被害危険度、人命等に及ぼす危険性、緊急度、需要度、代替性、復旧上の問題点、影響度という観点から、各施設の事前対策を進める上での重要度評価項目を検討し、着目点を整理した。

3.2 宮城県沖地震におけるライフライン施設被害の実態および問題点

宮城県沖地震におけるライフライン施設被害の実態および問題点を、3.1で記した7項目に着目し、整理した。

3.3 東京23区内のライフライン施設の実態調査

東京23区内のライフライン施設における、拠点施設のネットワーク、埋設管の実態（管種、管径、延長、設置年度、継手種類等）、地形地質の概要等について調査を行った。

4. 研究結果

4.1 重要度評価項目の検討

重要度評価項目として、以下の7項目を考慮し、上水道、下水道、ガス、電力、電話を対象として、重要度を評価する上での着目点を整理した。

- ① 被害危険度-----独立施設（貯水施設、浄水施設等の拠点施設）や線状施設（地上、地中でライン状に分布している施設）の地震による一次被害危険度。
- ② 危険性-----ライフライン施設の損傷することにより家屋、人命等に二次被害を及ぼす危険性。
- ③ 緊急度-----救急医療用の水の確保等、ライフライン施設の被害時に、特に必要とされる緊急性。
- ④ 需要度-----ライフライン施設が損傷し、もの（水、電気等）の移送が中断することによる需要者に対する迷惑度。
- ⑤ 代替性-----ライフライン施設が損傷し、もの（水、電気等）の移送が中断した場合の代りの施設、代りのものによる代替性。
- ⑥ 復旧上の問題点----被災の判定あるいは被災箇所の把握の難易度、復旧計画立案にあたっての問題点、復旧中の新たな問題点、復旧の際の優先順位等の問題。
- ⑦ 影響度-----あるライフライン施設の損傷が、他の施設に及ぼす影響。

4.1.1 上水道施設

上水道施設の地震による被害の大きな特徴は、その被害が他に及ぼす影響が多大であるということである。

他に及ぼす影響としては以下のようなものが考えられる。

- ・冷却用水不足による自家発電不能、電算機システムの停止等
- ・断水によるガス発生設備の機能停止、医療機関の水不足、消火用水の不足等
- ・いっ水による交通路の遮断、およびそれによる復旧の遅延
- ・浄水場の被害に伴う塩素ガスの漏えい
- ・土砂、汚水の逆流による水質汚染

特に救急医療用水や消火用水の不足は、その影響が人命にまで及ぶことになるため、復旧は緊急性が要求される。

次に、被害箇所としては、地中埋設管の被害が、その影響度の高さから問題となる。すなわち上水道施設の場合、線状施設の大部分が地中埋設管であり、その被害危険度が高く、かつ被害箇所の把握が非常に困難であるため復旧において支配的要因になるという理由からである。さらに地中埋設管の被害箇所がどこであるかによって、その影響範囲が大きく変動する。たとえば、あ

る導水管が被害を受ければ、その系統からの給水は不能となり、必然的に他の系統に頼らざるを得なくなる。そして、給水可能な系統の供給能力と需要のバランスから給水区域を設定し、被害箇所の修復を行うことになり断水区域はかなり広範囲となる。ところが、末端の配水小管の被害だけであれば、断水区域は限定され、影響範囲は小さい。

以上のような問題点に対して、その影響の軽減を図るためには、効率的な復旧計画が必要となると同時に、個々の施設の重要度を適切に判断し、その重要度に応じた補強を行うなど事前対策を施すことが必要である。

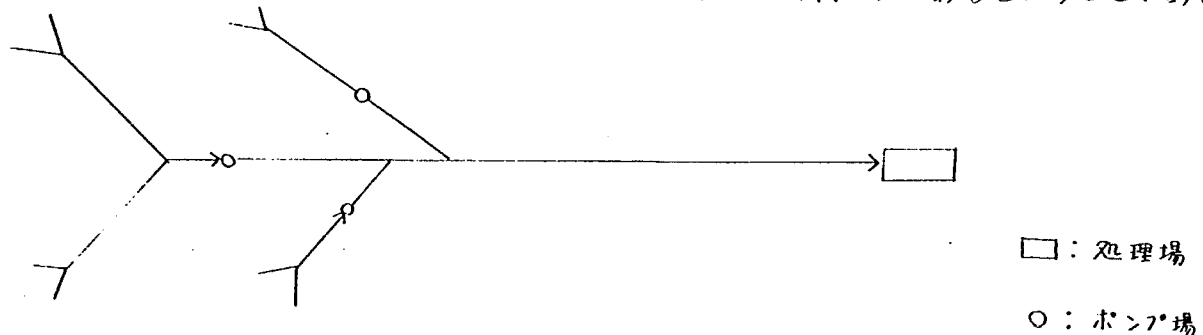
4.1.2 下水道施設

下水道施設の機能停止が及ぼす影響として、特に下記の2点を挙げることができる。

汚水の流下不能による生下水の浸水、衛生環境の悪化

雨水の流下不能による交通路の遮断

また、下水道施設の大きな特徴は、そのシステムが下図の如く樹木状であるということである。



このため、ポンプ場、処理場の被害は、システム全体の機能停止と結び付くことになる。したがって、下水道施設においては、地震時のポンプ場、処理場の機能確保が特に重要となる。

4.1.3 電力施設

電力施設の被害が、他の施設に及ぼす影響度は、以下に示すとおりであり、上水道施設同様大である。このため、その機能回復には迅速性が要求される。

上下水道、ガス、電話の各施設の電気設備の機能停止

交通信号停止による交通マヒ

地下街の停電によるパニック

そこで、早急なる機能回復が要求されることになるが、電力施設の場合、変電所の機能が健全であれば、他系統からの送電でまかなうことができる。さらに送電施設の大部分が地上にあるために被害箇所の発見、修復が比較的容易であることから、他の施設と比較して線状施設の復旧は早い。したがって、電力施設においては、変電施設の機能確保が特に重要になる。

4.1.4 ガス施設

ガス施設の被害は、それによってもたらされるガス漏えい、爆発、火災等の二次災害が人命に及ぼす危険性が特に問題となる。

つまり、その復旧にあたっては完璧なる安全性が要求される。さらに地中埋設管の被害箇所の把握の困難さが加わることによって、復旧には大量の人員と時間が必要となる。

したがって、復旧にあたっては、効率的な復旧計画の立案、実施が必要である。

4.1.5 電話施設

電話施設の被害が他に及ぼす影響としては、以下のようなものが挙げられる。

電話の不通、ふくそうによる火災、事故等の連絡の不能さらに、それによってもたらされるパニック

交通信号機の停止による交通マヒ

オンラインシステムの停止

ところが、電話施設の場合は、交換局の機能が健全であれば、代替用回線を利用できること、さらに、可搬無線機、非常用移動電話局の使用、バッテリー、移動電源車による通信電源の確保等の代替施設が考えられていることから、比較的短期間での機能回復が可能である。さらに構造物が大部分、地上にあるために被害箇所の発見が比較的容易であることから、復旧は他の施設と比較して早い。したがって電話施設においては交換機器の機能確保が重要である。

以上の項目に着目して、ネットワーク構成要素の重要度を評価し、重要度に応じた適切な補強等事前対策を講ずる必要がある。

4.2 宮城県沖地震におけるライフライン施設被害の実態および問題点

4.2.1 上水道施設

宮城県沖地震においては、被災と同時に浄水場、配水所施設で停電が起り、埋設管に多くの被害が発生したが、停電施設に対しては自家発電装置の稼働、さらに断水地区に対しては配水系統の切替え、給水車、臨時共用栓による応急給水を行いながら復旧を進め、被災後3日後に90%、1週間で完全復旧している(図-1)

水道施設の被害が他へ及ぼした影響としては、道路へのいっ水、下水道施設のポンプ場の自家発電不能が挙げられる。一般住宅の生活用水、救急医療用水は上記の応急給水によって致命的な不足を招くことはなかった。

上水道施設の中で、特に埋設管の被害状況について整理すると、下記のようなことがいえる。

管径別の被害率は次に記す順で減少している。

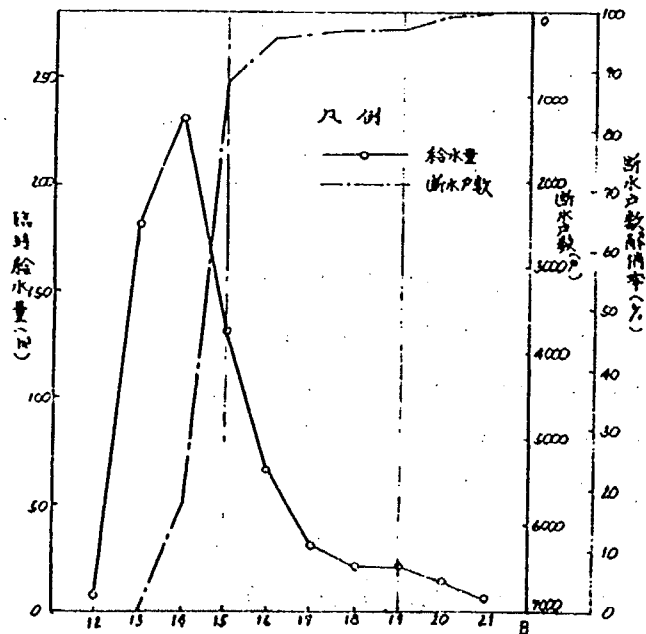


図-1 仙台市における臨時給水量と断水戸数の推移図

石綿セメント管>硬質塩化ビニール管>鋳鉄管>鋼管
管径が小さい管ほど被害率が高い

宅地造成地、丘陵地に被害が集中しているが、特に切土、盛土の境界部分で被害が多く、境界から遠ざかるに従い被害数が減少している。

4.2.2 下水道施設

仙台市においては、停電等により11箇所中9箇所のポンプ場の機能停止が起こったが、そのポンプ場が河川への放流機構を有していたために、下水を河川に放流することにより、生下水の浸水という事態を避けることができた。

4.2.3 電力施設

発電、変電、配電施設に被害があったが、送電系統の切替えにより、仙台市内の停電は、2日後にはほぼ解消している。

(図-2)

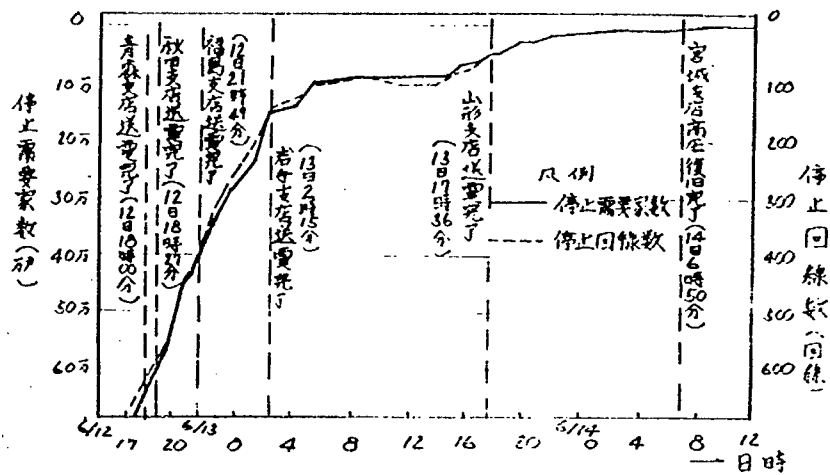


図-2 電力施設復旧状況推移

4.2.4 ガス施設

ガスホルダーの倒壊、炎上を始め宅地造成地での埋設管の被害が多発し、仙台市ガス局にはガス漏れの通報が殺到した。(200件)

ガス局に設置された災害対策本部では、被害地区をブロック化し、被害箇所発見、修理、安全確認、供給という流れに従い、復旧を実施したが、水道管被害による差水が復旧の障害となったこともあって、完全復旧まで20日間以上を要した。(図-3)

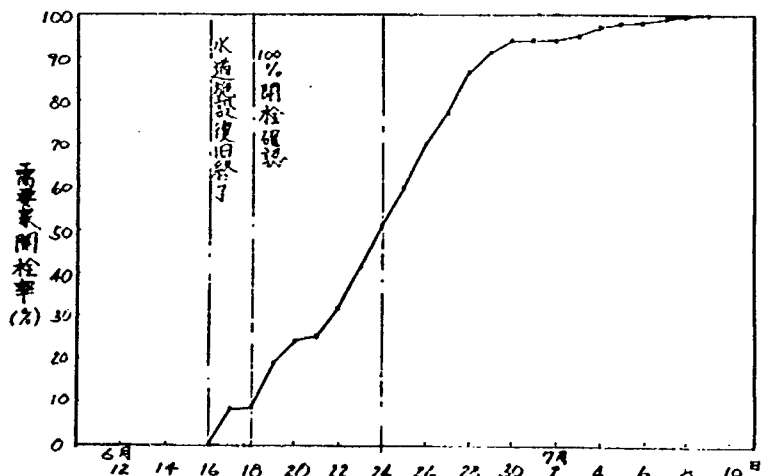


図-3 ガス需要家開栓件数・累積分布

ちなみに、新潟地震の場合は、完全復旧まで6ヶ月以上も費やしている。

4.2.5 電話施設

電話施設の被害は、宮城県、福島県、岩手県、青森県の4県に及んだが、そのほとんどは仙台市周辺に集中した。

さらに、家族安否確認の電話により、電話トラフィックが急速にふくれ上り、東北地方各局内で電話のふくそう状態が生じた。

復旧においては、移動電源車の巡回給電による通信用電源の確保、仮ケーブルの設置等の応急措置をとり、仙台市内電話回線は2日後には完全に機能を回復した。

4.3 東京23区内のライフライン施設の実態調査

今後、重要度評価のケーススタディあるいは管体の振動実験などを進めるにあたり、各ライフライン施設のネットワークの状況、使用されている管体の種類等を把握する必要がある。このため都内23区内の施設、特に上水道施設の埋設管路について、その実態を詳細に調査したので、以下に報告する。

取水施設と浄水施設とを結ぶ導水管は合計23ヶ所、総延長は120kmである。構造は開渠式、隧道式、管式と様々であり、管式の場合、管径は $\phi 500 \sim \phi 3300$ と巾が広い。

堀上げ管の強度特性としては、以下のようなことがいえる。

管体から切り出した試験片の強度は、日本水道協会の規格値と比較すると、引張強度が70～80%、曲げ強度で80%～90%程度の値となっている。

浄水施設と配水施設を結ぶ送水管路は合計13ヶ所、総延長140km、管径は $\phi 1000$ を超えるものが主体となっている。設置年度は戦前のものが多く、材質は鉄筋コンクリートや鑄鉄管が多く用いられている。

配水本管、配水小管は大部分が鑄鉄製のものである。管径は鑄鉄製配水本管は $\phi 500$ と $\phi 600$ が主体となり、鋼管製配水本管は $\phi 2200$ と $\phi 2400$ の大径管が主体となっている。配水小管は鑄鉄管、鋼管、石棉セメント管、塩化ビニール管の4種類の材質が用いられているが、いずれも $\phi 100$ の管が主体となっている。

5. 今後の問題点

今後は、本年度の研究成果をふまえた上で、以下の項目について検討を進める必要がある。

- (1) ライフライン施設をネットワークシステムとして考慮した場合の信頼性評価手法の検討
- (2) 地中埋設管の被害危険度予測手法の検討
- (3) ライフライン施設の重要度評価手法の検討
- (4) 地中埋設管埋設条件測定手法、地震応答解析手法の検討及び地盤急変部に着目した振動実験

6 謝辞

本研究の遂行にあたっては、埼玉大学、久保慶三郎教授を始めとして各方面の専門家の方々の御指導を頂いた。関係の各先生方に感謝の意を表します。

9. 地震災害予測のための地盤種判定等調査

——木造住宅の被害率減衰式の検討——

(災害対策総合推進調整費)

耐震研究室 室長 岩崎 敏男

研究員 羽立 隆幸

千場 良信

1. まえがき

地震災害の軽減を図るためには予想される地震に対して被害の分布を推定しておくことが重要である。昭和54年度は住家被害率の分布性状を予測するための手法を開発し、昭和55年度では公共資産率および最大水平加速度の推定式を開発し解析手法の確率を図ってきた。

今年度は昭和54年8月に指定された地震防災対策強化地域内の静岡市および清水市を対象地域に選定し、前年度までに開発した手法の検討を行い、住家被害率の分布性状を調べた。

2. 研究の目的

地震災害危険度の予測する手法の精度向上を図り、地震災害の防止軽減手法の開発に資する。

3. 研究の方法

3.1 予測式の検討

地震災害危険度の評価指標として住家被害率を考えた。既往の研究より木造住家の住家被害率は地震のマグニチュード(M)、震央距離(Δ)、地盤種別の関数とする推定式が提案されている。(1)式に住家被害率の推定式を示す。

$$\left. \begin{aligned} D_{hI} &= 6.09 \times 10^{-5} \times 10^{(0.625M + 0.025\Delta M - 0.272\Delta)} \\ D_{hII} &= 1.37 \times 10^{-4} \times 10^{(0.576M + 0.026\Delta M - 0.248\Delta)} \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)$$

ここに、 D_{hI} ：地盤Ⅰにおける住家被害率

D_{hII} ：Ⅱ

地盤Ⅰ：洪積世以前、地盤Ⅱ：沖積世

但し住家被害率(D_h)は、 $D_h = \{ (\text{全壊戸数}) + (\text{半壊戸数}) \times 0.5 \} / (\text{全戸数}) \dots\dots (2)$ と定義する。予測式の検討は(1)式によって算出される住家被害率と既往の地震資料で記録されている住家被害と(2)式による住家被害率を求め両者の対数誤差が正規分布するものと仮定し、Z-検定によって適合度の検定を行った。

対象とした地震は上記対象地域の住家被害数の資料の信頼性があるものを選び、1944年12月7日の東南海地震(M=8.0)と1935年7月11日の静岡地震(M=6.3)とした。図-1に対象地震の震央位置および対象地域を示す。対象地域は行政管理庁告示の「標準地域メッシュ」の区分による第三次地域区画(1km²)を用いた。また地盤種別は原則的に時代分類に従い上記の地盤Ⅰと地盤Ⅱのように分類

した。図-2に対象地域の地盤種を示す。

図-3は静岡地震の場合での(1)式による住家被害率(以下推定値)と(2)式による住家被害率(以下実測値)の値を示す。図で下段が空白な区画が多くあるが、これは既往の資料では判明しない地域あるいは住家の被害が全壊および半壊程度まで至らなかった地域である。よ、 χ^2 -検定では1つの区画で上段および下段が定量化された区画の箇所の分だけで実施した。例えば図-3のとおり静岡地震では地盤Ⅰと地盤Ⅱを合わせて43区画数、東南海地震では同様に10区画数あり、それについて行った。

両地震とも地盤Ⅰでのデータが少なく、地盤Ⅰだけの検定はできなかった。図-4は静岡地震による地盤Ⅱの場合の対数誤差分布を示す。図-5は東南海地震による地盤Ⅱの場合の対数誤差分布である。表-1に χ^2 -検定の結果を示す。

これより静岡地震の場合は有意水準5%および1%とともに対数誤差は正規分布となるとみて良いと云える。東南海地震の場合は正規分布になるとは云えない。以上より、住家被害率を推定する(1)はマグニチュードが6程度で震央距離が小さい地震の方が、マグニチュードが大きく、また震央距離が大きい地震よりも適合度が良い傾向にあることが判った。以下この結果を考慮して、図-2に示す静岡市の一部(①部分)および清水市の一部(②部分)について木造住家の被害率期待値の計算を実施した。

3.2 木造住家の被害率期待値の計算

木造住家の被害率の期待値の分布を推定する方法として、ここでは震央分布を定義する領域を設定し点震源のマグニチュードおよび位置を特定して行った。これは既往地震(ある期間のあるマグニチュード以上の地震を対象とする)の諸元から、(1)式を用いて直接的に適用地域の各地点(ここでは各区画)の木造住家の被害率(以下住家被害率)の期待値を推計する方法である。

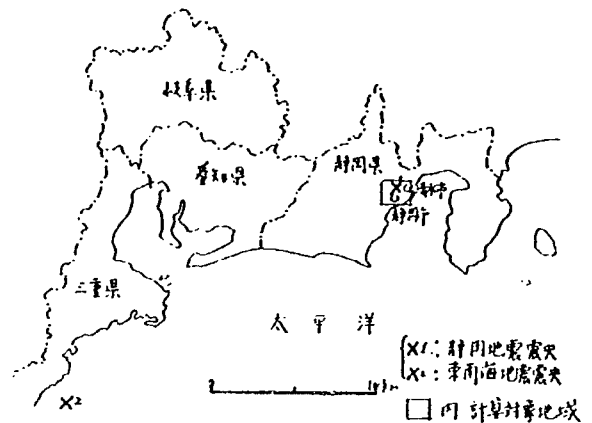


図-1 対象地震位置及対象地域概略図

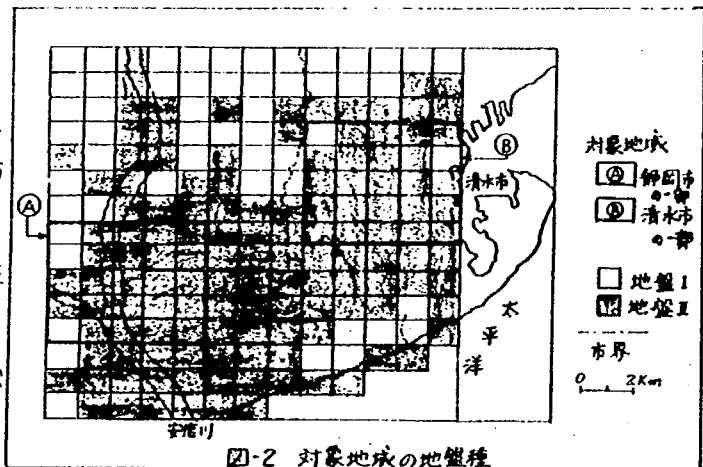


図-2 対象地域の地盤種

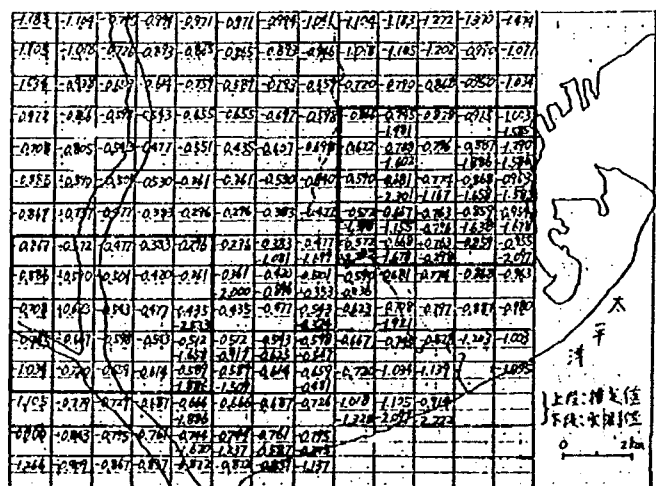


図-3 静岡地震による被害率期待値(対数)分布

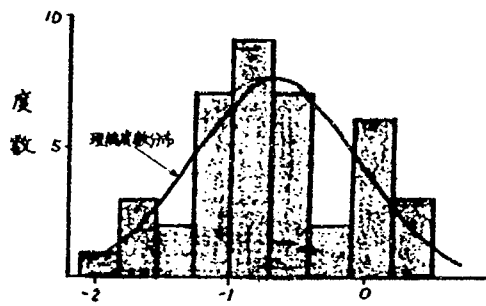


図4 静岡県地震による地震Ⅱに関する対数誤差分布

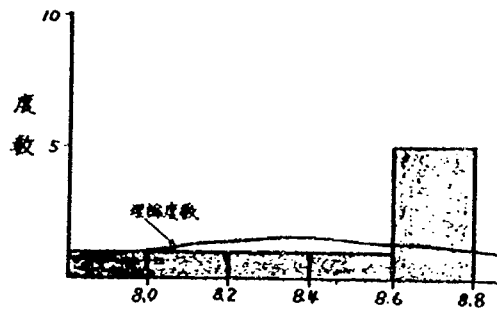


図5 東南海地震による地震Ⅱに関する対数誤差分布

表-1 χ^2 検定結果一覧表

	静岡県地震			東南海地震		
	地震Ⅰ	地震Ⅱ	合計	地震Ⅰ	地震Ⅱ	合計
サンプル数	3	40	43	1	9	10
対数誤差平均	-0.532	-0.697	-0.169	16.799	8.396	9.231
対数誤差標準偏差	0.325	0.603	0.589	—	0.979	2.545
χ^2 自由度	—	8	8	—	4	4
χ^2_{α} (自由度)	—	6.18 < 20.1	9.99 < 20.1	—	12.83 < 13.28	20.42 < 33.18
χ^2_{α} (自由度)	—	6.18 < 15.5	9.99 < 15.1	—	12.83 < 12.57	20.42 < 12.57

まず、適用地域を図-2に示すように④地区と⑤地区とし、図に示すメッシュ分割で表わし地盤種も図-2の結果を用いた。上記の予測式の検討よりマグニチュードより震央距離の方が大きく(1)式に対して影響があるので④地区内の静岡県庁(経度 $138^{\circ}23'11''$ 、緯度 $34^{\circ}56'24''$)を中心および⑤地区内の清水市役所(経度 $138^{\circ}29'34''$ 、緯度 $35^{\circ}0'45''$)を中心とする2つの地点より半径200kmの範囲内のマグニチュードが5以上の地震を用いその差を検討してみた。図-6は静岡県庁中心で対象とした地震が明治以降の場合の震央分布を示す(ケース1)。図-7は静岡県庁中心で対象とした地震が1955~1979年の最近25年間の震央分布(ケース2)、図-8は同様に清水市役所中心で明治以降の場合(ケース3)、図-9は清水市役所中心で最近25年間の震央分布(ケース4)を示す。以上のように震央分布を定義する領域が明らかとなり点震源のマグニチュードおよび点震源の位置が特定でき、各地震ごとに各区画の住家被害率が求まる。次に各区画ごとに求められた各地震に対する頻度分布を作成し、その平均値をその地点の期待値として算定を行った。なお住家被害率は 10^{-9} を最小値として期待値を求めている。また地震抽出に関しては気象庁の地震目録データを索引する振動研究室保有のプログラムを使用している。本手法は以上のように対象地域の地盤条件および既往地震の諸元等を要因として組み込んでいるので当該地域の持つ潜在的な地震災害危険度のある程度評価していると考えられる。

4. 研究結果

表-2はケース1の場合のある任意区画での住家被害率の頻度分布グラフの一例を示す。これより対象とした地震の数が1086個のうち(図-6参照)住家被害率が 10^{-9} 以上の被害を与える地震は152個

は、ほとんど $10^{-5} \sim 10^{-9}$ 程度の値となっている。他の区画でも住家被害率の頻度分布はこのような結果を示し、対数正規分布に適合しない場合が多くみられた。

図-10～図-13はケース1～ケース4までの住家被害率の期待値の分布結果を示す。図-10と図-11および図-12より地震の採集期間が違えば住家被害率期待値の分布が例えば静岡市周辺の④地区で逆対象の結果を示している。これは、当該地域の住家被害率に大きな影響をおよぼした地震は次の3つと考えられ、ケース1ではこれら3つの地震が対象地震として考慮されるが、対象期間が1955年～1979年のケース2では地震Cしか対象とならず、図-7からも静岡市付近での地震はこの地震Cしか

地震a. 1891年12月24日, $M = 6.9$

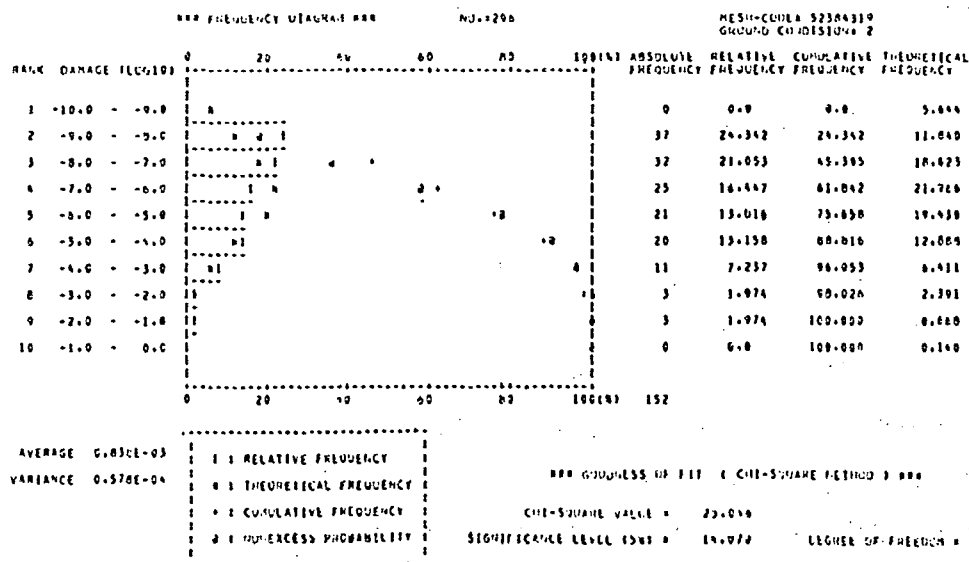
“ b. 1935年7月11日, $M = 6.3$

“ c. 1965年4月20日, $M = 6.1$

なくこの地震による住家被害率の影響であると思われる。同様にケース3とケース4の場合も同じ傾向を示している。今回のケースで住家被害率期待値の最高は0.4～0.6%程度の値となった。

静岡県庁および清水市役所を中心位置としてその両者間の距離の相違の影響は、この程度の距離ではほとんど認められなかった。

表-2 被害率頻度分布グラフ(ケース1)



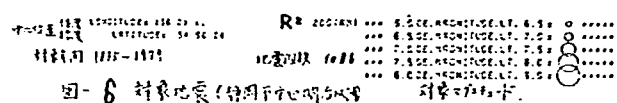


图-6 村庄地震(特因平市地明5次)

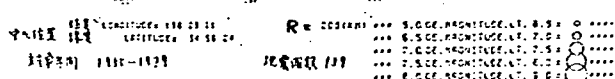


图-7 刘家湾震(解同治心站)

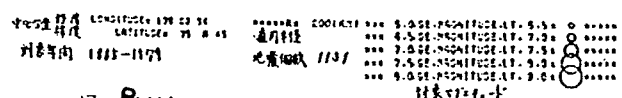


图-8 封套位置(清水砖心墙合(封))

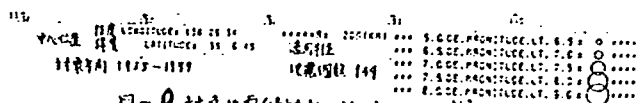
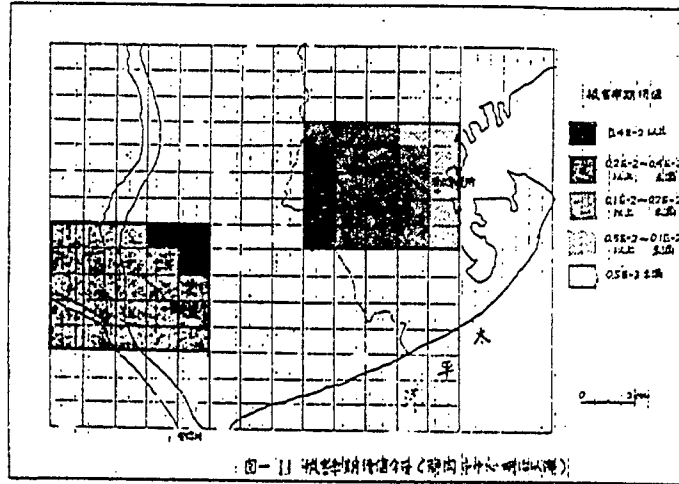
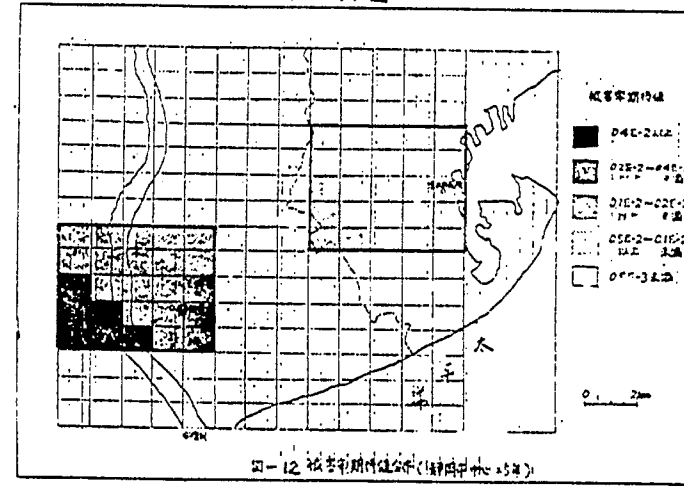


图-9 村庄地震(1974年11月)

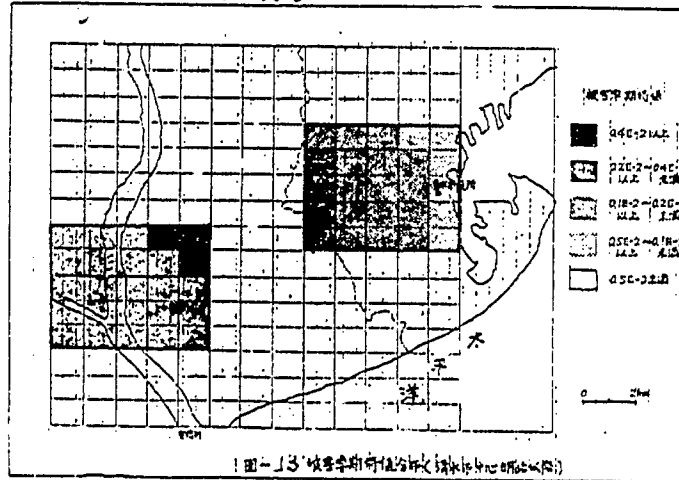
ケース1



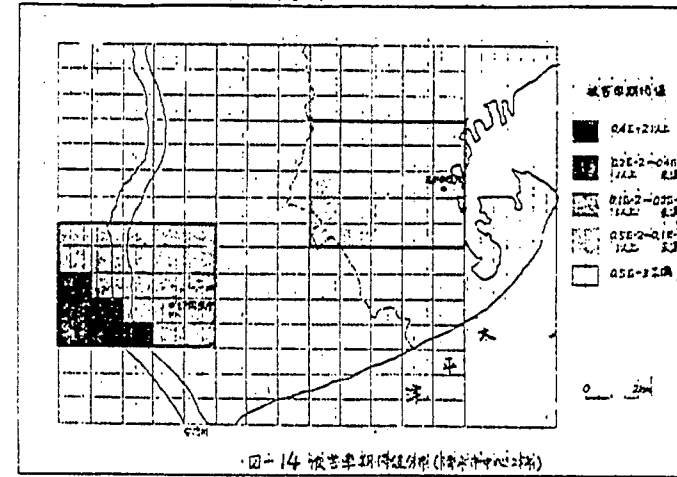
ケース2



ケース3



ケース4



10. 下水道管路施設の耐震性に関する調査
(下水道事業調査費)

耐震研究室 室長 岩崎敏男
研究員 中島威夫
後藤勝志

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年十勝地震、1978年宮城県沖地震などによって被害を受けており、また、これらの被害を軽減するための対策も種々検討されてきている。本調査では上記の対策の有効性を検討し、必要に応じて改善すべき点を指摘するための解析、および構造特性をもとに被害資料の分析および地盤条件と管理被害の相関性について調査を行った。

2. 研究目的

下水道管路施設の耐震性を向上するためには、軟弱地盤等耐震上特別な配慮を要する地点をあらかじめ知り、必要に応じて所要の対策を進めることが必要である。このため本調査では、地震時における下水道管路施設の挙動を把握することとし、これを通じて下水道管路施設の合理的設計法に資することを目的とする。

3. 研究方法

3.1 管路被害についての検討

下水道管路施設の被害要因として

- 1) 埋設箇所の地盤条件による影響
- 2) マンホールによる影響
- 3) 管路屈曲部による影響
- 4) 管路の施工法による影響
- 5) 管の構造特性による影響

以上の5点が考えられる。実際の被害はこれらの要因が複雑にからみあって発生するものであるが、ここでは、もっとも影響が大きいと思われる地盤条件に着目して、仙台公共下水道のうち図-1に示した七北田川右岸幹線・名取川左岸幹線の管路被害をとり上げ、管路被害と被害要因との相関性について検討を行った。

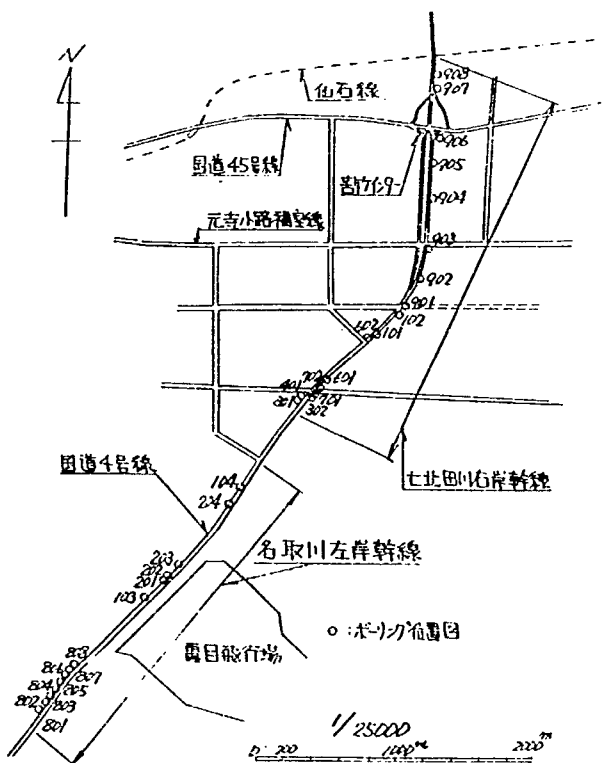


図-1 下水道管路調査平面図

3.2 地震応答解析によるケーススタディー

下水道管路の被害箇所(3.1で記す2幹線)について、地盤のせん断振動理論に基づいた地震応答解析のケーススタディーを行ない、実被害との比較検討を行なった。

解法の基本的な考え方は次のとおりである。地盤はせん断振動すると仮定し、1次振動のみを考慮して応答解析を行なった。埋設管に生じるひずみ分布は、地盤のひずみ分布で近似できるとし、地盤のひずみを用いて評価した。これは今回の解析が3.1で整理した管路被害分布との比較を通じて地盤条件による被害度の差異についての検討を進めるものであり、地盤条件によるひずみの大小関係で論じることができると考えたためである。

4 研究結果

4.1 管路被害と被害要因

七北田川右岸幹線および名取川左岸幹線の被害図を図-2.1と図-3.1に示す。これは、下水道管路を50m間隔に区切り、各区間に含まれる被害箇所数を度数で表わしたものである。尚、管路被害の程度は管路継目の破損が小さく地下水浸入の少ない箇所と、継目破損が大きく地下水浸入や漏水の大きい箇所の2つに分類される。このため七北田川右岸幹線については被害の小さい箇所を1、被害の大きい箇所を2とした重みを考慮して整理したものを実線で、考慮しないものを破線で示した。図-2.3および図-3.3は被害区間の地盤状態を表わしたもので、図に記されているボーリングデータをもとに作成した。図中にはマンホール位置も記した。またこの図から下水道管路に沿った基盤(N 値750)線の変化が読みとれる。(詳細は4.2参照)。以上の地盤条件図と管路被害度数分布図と比較すると、全体的に基盤線が大きく変化しているところで被害度数が大きくなっている。

次に、管路部とマンホール部の接続部における被害の状況を上げてみたのが図-4である。この図は、マンホール接続部での被害度数を1として各点の被害度数の比を示したもので、七北田川右岸幹線・名取川左岸幹線とも非常によく一致していることがわかる。全体的にマンホール接続部で最大となり、マンホールから離れるに従って減少しているが、20m以遠から両幹線は異なった傾向を示している。地盤条件が異なる両者で被害度数分布が一致していることから、これは0~20mの範囲でマンホールの影響が見られたものと思われる。これについては、今後さらに吟味が必要である。

4.2 地震応答解析によるケーススタディー

地震応答解析は前述したように地盤に着目して行った。地盤のモデルは4.1で述べたようにボーリングデータより推定したもので行う。地盤の形状は計算上重要なパラメータであり基盤線の設定がかなり重要であるが、ボーリング位置は図-1および図-2.3、図-3.3に示したように箇所数が少ないため、推定によりこれらのボーリング位置間の基盤を求めた。ボーリングデータが下水道管に沿って比較的そろっている七北田川右岸幹線については図-2.3に示す地盤モデルを使用した。また名取川左岸幹線はボーリングデータが少なく、データ間隔の大きいところでは約800mにも達することから、基盤線を推定することは困難であるため、今回は図-3.3に示す

10

ように全体的にボーリング位置での基盤をなめらかに結んだものを地盤モデルとして用いた。以上の地盤モデルを用いた地震の諸定数は表-1の通りである。また入力地震波は宮城県沖地震(1978年)で構水ダムの堤体で記録された地震波を用いた。

地震応答解析結果を図-2.2, 図-3.2に示す。これらの図より、全体的に基盤線の変化の大きいところに大きな地盤ひずみが生じており、全体的な傾向として被害分布と類似している。しかし、個々のピークについては解析結果と被害とは必ずしも一致していない。

これは、一つには今回の解析が地盤ひずみについて行ったものであり、マンホール、継手等の影響を無視したためである。また、一つには地盤ひずみの計算値は基盤線の設定の方法によってかなり変動すると考えられ、今回のように少ないボーリングデータから基盤線を想定した場合にはその影響も大きくでるためである。

表-1 地盤の諸定数

	層	地質名	N値	$f(1/m)$	μ	$V_s(m/s)$	$E(kN/m^2)$
七北田川 右岸幹線	①	砂質シルト	1	1.4	0.45	100	4140
	②	細砂	5	1.7	0.45	137	9440
	③	砂質シルト	1	1.4	0.45	100	4140
	④	細砂	10	1.8	0.45	172	15760
	⑤	砂質シルト	5	1.6	0.45	171	13840
	⑥	砂質シルト	8	1.6	0.45	200	18940
	⑦	砂レキ	30	1.9	0.45	248	34580
	⑧	シルト質細砂	5	1.6	0.45	171	13840
名取川 左岸幹線	①	シルト	5	1.6	0.45	170	13700
	②	細砂	15	1.8	0.45	197	20700
	③	砂レキ	35	1.8	0.45	260	36000

特にボーリングデータが少ない名取川左岸幹線については、被害分布では非常に多くのピークがあるにもかかわらず、解析結果では大きなピークが2つしかなく、さらに密な間隔でのボーリングデータがあれば実被害との対応は良くなると思われる

4.3 まとめ

七北田川右岸幹線と名取川左岸幹線の下水道管路被害について次のことが得られた。下水道管路の被害は大別して、基盤線の変化部付近およびマンホール接続部付近に多く発生し基盤線の変化部に着目して応答解析を行うと、管路被害と地盤ひずみの間にある程度の相関を確かめることができた。

5. 今後の問題点

今回の解析モデルではボーリングデータが少なかつたため、解析結果と被害との対応は、かならずしも充分ではなかった。これは相定基盤線が実際の基盤線と異なっていたためと考えられる。さらに今回の解析ではマンホールおよび継手を無視した地盤のみの解析であったため、マンホールの影響を切り離して考えているが、本来マンホールの影響もその周辺の地盤形状によって変わると思われるので、このことも考慮しなければならない。これには地盤データとくに基盤線の把握が重要であり、今後これについての詳細調査が必要であり、またマンホール継手等を考慮した被害についての総合的な検討が今後必要である。

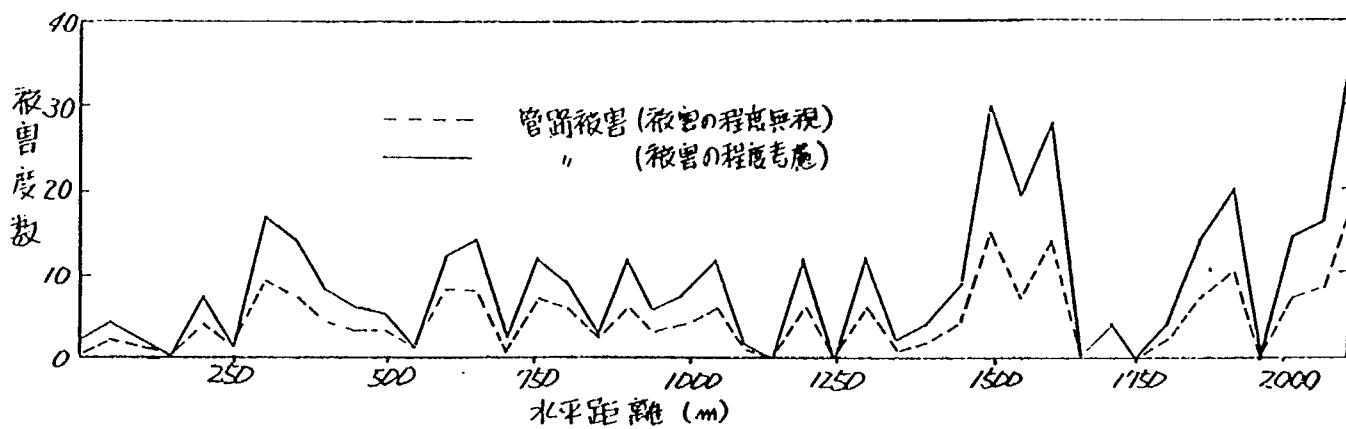


図-2.1 下水道管被害分布 (七北田川右岸幹線)

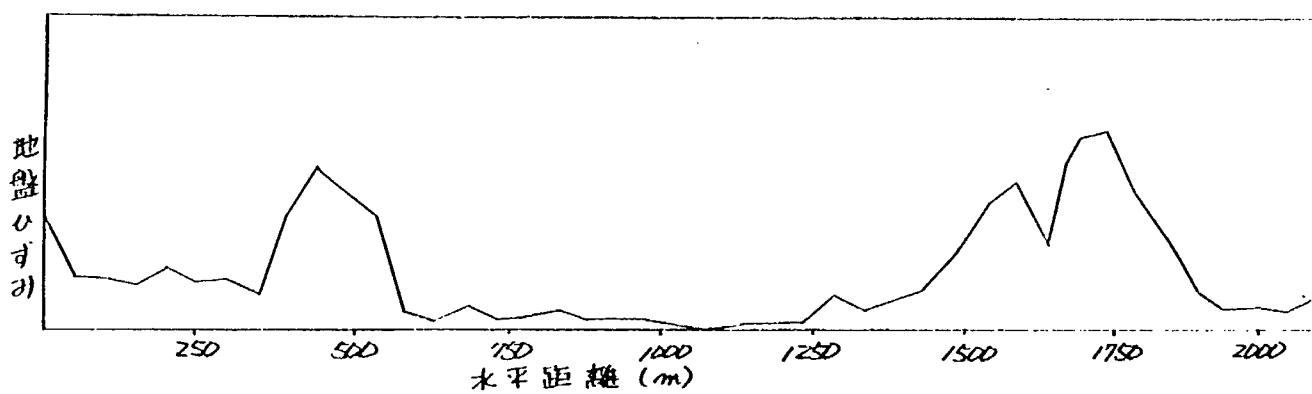


図-2.2 地盤高さ分布 (七北田川右岸幹線)

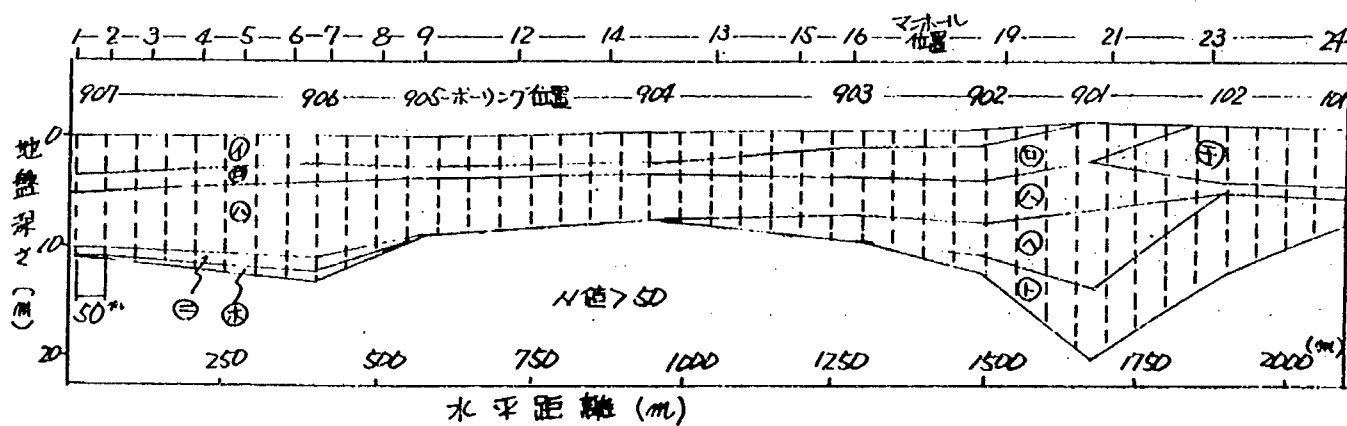


図-2.3 地盤図 (七北田川右岸幹線)

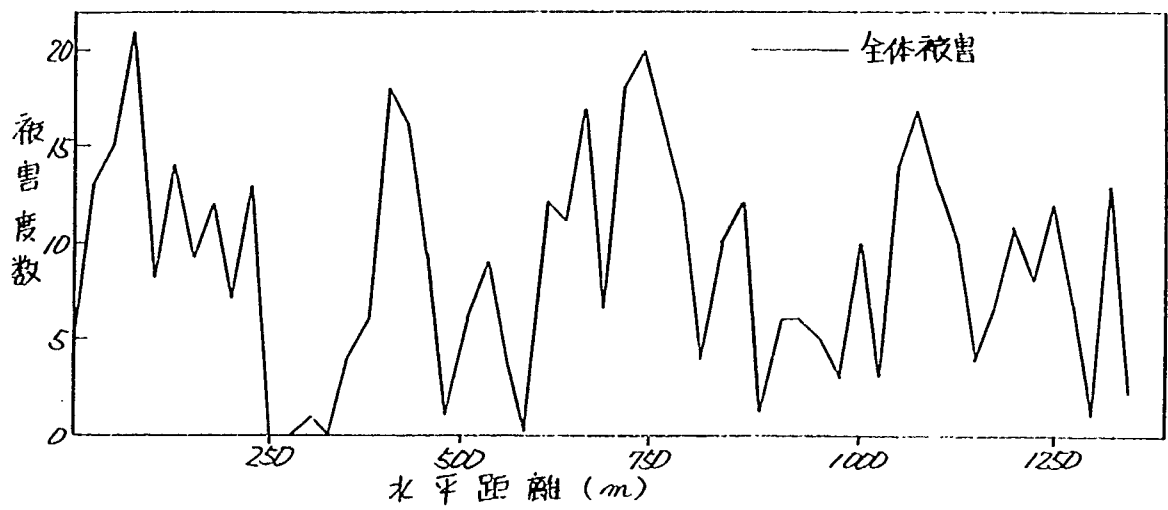


図-3.1 下水道管被害分布 (名取川左岸幹線)

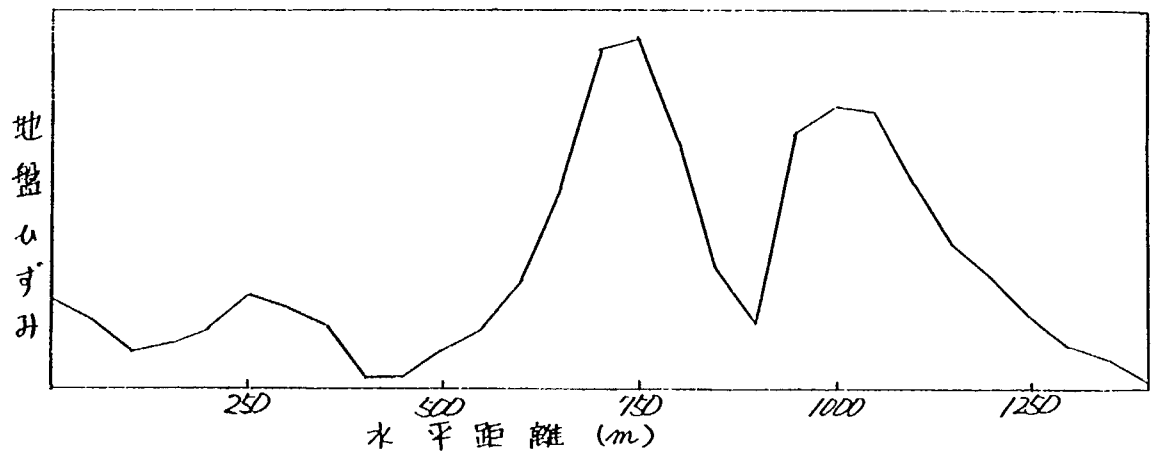
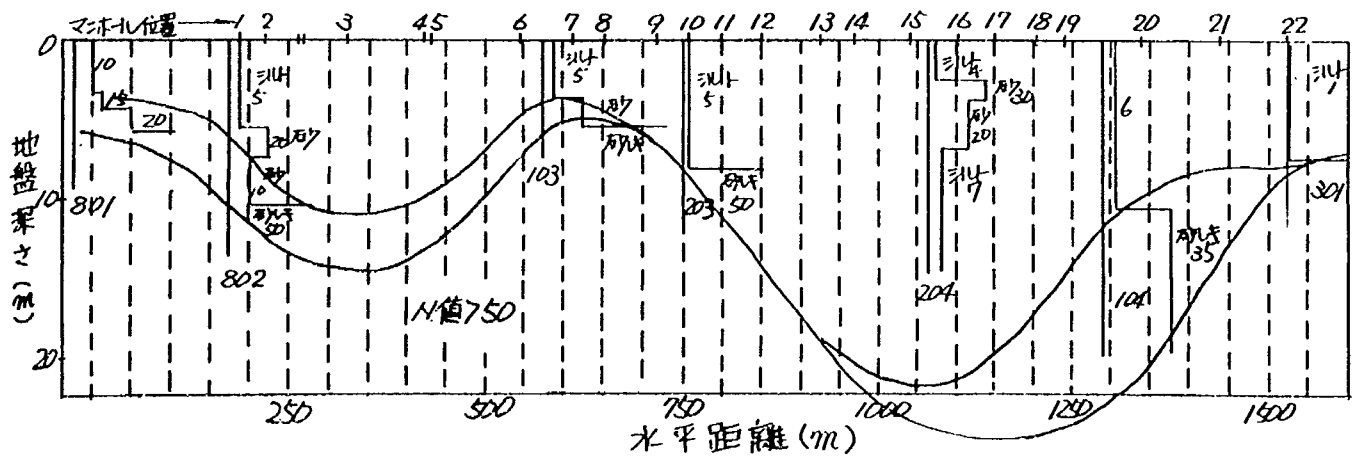


図-3.2 地盤高さ分布 (名取川左岸幹線)



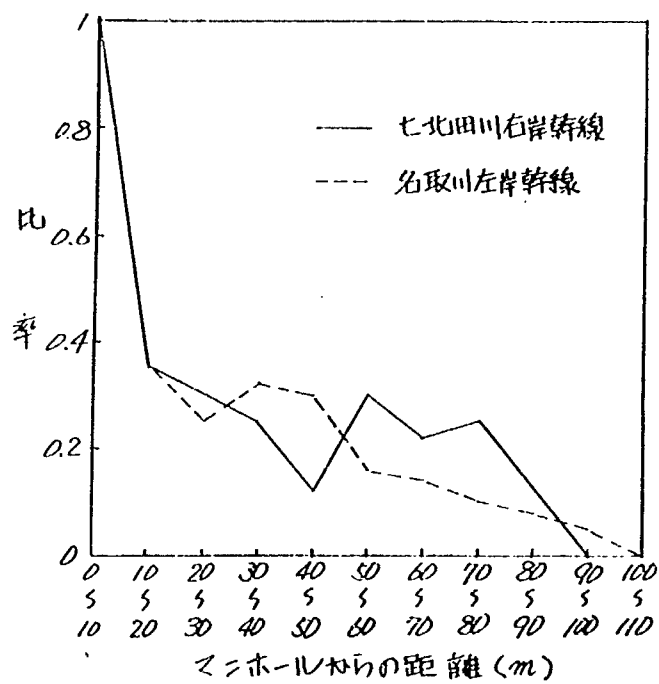


図-4 マンホール周辺の被害分布

11. 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 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いをあらかじめ検討する必要がある。このため、本年度は、既往地震における震後の交通機能回復過程に関する調査を行った。

2. 調查目的

既往地震における震後の交通機能回復過程に関する調査を行い、震後確保すべき交通機能および交通需要について吟味検討する。

3. 調查方法

新潟地震(1964. 6. 16), 伊豆大島近海地震(1978. 1. 14), 宮城県沖地震(1978. 6. 12)を対象とした文献調査を中心に検討を行い, 以下の事項についてとりまとめた。

- ①交通機能を阻害する被害の形態分類
- ②交通規制の状況
- ③発生交通の特徴
- ④震後の時期区分の考え方

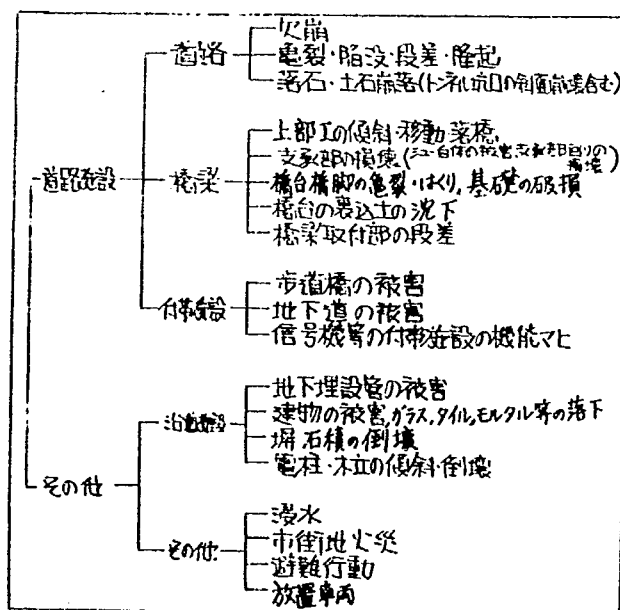
4. 調查結果

4.1 交通機能を阻害する被害の形態分類

既往の地震でみられた被害のうち、道路交通に支障を及ぼしたもの、あるいは発生する恐れがあると考えられるものの分類を図1に示す。

4.2 交通規制の状況

4.1の分類に従い、それぞれどのような交通規制がしかれたかについて調べた



④. 1 交通機能を阻害すると考えられる要因

表-2 交通規制の推移

1) 雨による影響 2) 本復旧のため

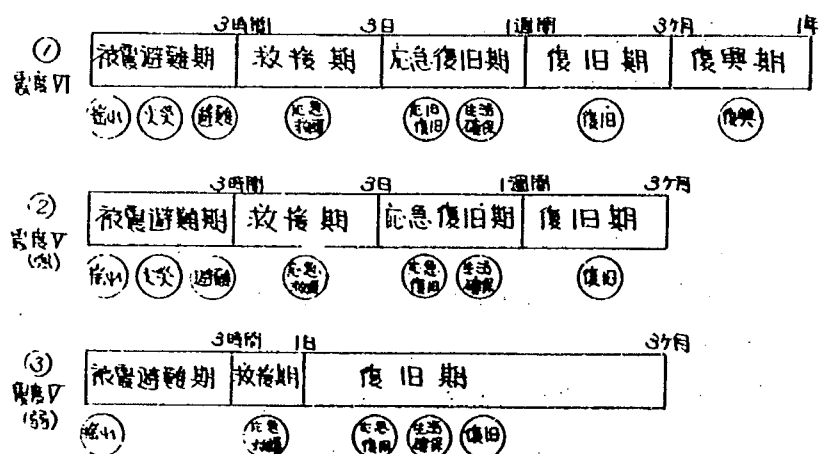
	反	垂	規	制	の	タイ	痛考
	友近整理 支店整理	東金通作止	多面復用	力能活用補助 多量使用	より速達修理	二万區長 中環利段	ハ、 イ、ロに於けるは、 言事例なしし ニ、三には、 言事例ありし。
1 欠角		○		○			
2 色紙 防り 障子 障籠		○	○		○		
3 名石 工石の板		○	○				
4 上部工板刻形物 漆地		○	○	○		○	
5 なき部の汚損		○	○	○			
6 柱・土電装 以上 基礎部も		○	○	○			
7 極上の窓以上の水下		○	○	○			
8 地面及び床下の陥没	○	○	○		○		
9 市道端の陥凹							
10 地下道の陥凹							
11 橋上横断管の傾斜又は	○						
12 地下埋設管の陥凹		○				○	
13 道路面の陥凹							
14 掘り出し物の倒壊		○	○				
15 電信並木の根幹倒壊		○	○				
16 漏水	○						
17 町軒地文災							
18 西側打撃口							
19 又馬車路							

○新澤地蔵・伊豆大島近海地震・宮城県沖地震による
交通規制事故

表-3 震後の発生交通の特徴

地震名	発生交通の特徴	交通確保の目的
新潟地震	見舞、復旧物資輸送の交通が大量に発生	緊急輸送、応急復旧車両の円滑な流れ（約2週間）
伊豆大島近海地震	救援、復旧目的が主、量は少なかった。	孤立した地域の解消（約2ヶ月）
宮城県沖地震	帰宅目的の車で渋滞	平常交通の確保（約4日）

図. 2 地震規模別の震後過程の設定



5 今後の問題点

被害程度と復旧過程を考慮

— 58 —

12. 道路およ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
研究員 羽立 隆幸
研究員 萩原 良二
干場 良信

1. まえがき

地震災害が道路の機能に影響を及ぼす要因は、道路自体の被害と沿道施設の被害である。そこで、ケーソン基礎に支持された橋の地盤条件および構造特性と地震応答の関係に関する調査、および既往の地震災害において道路の機能に影響を与えた沿道施設の被害の実態調査を行った。

2. 研究目的

震後の道路の機能確保のための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. 研究方法

a. ケーソン基礎に支持された橋の地震応答

ケーソン基礎に支持された一つの橋脚とそれが支持している上部構造部分から成る構造系を対象として動的解析を行い、地盤条件および構造特性ごとの地震応答特性を調査した。地盤条件としては表-1のような4種類の典型的な地盤を想定し、橋脚は表-2のような9種類の典型的な構造条件の橋脚を想定した。解析モデルは図-1のような対象構造系を図-2のような集中質点系に置き換えたモデルとして、36ケース（橋脚9種類×地盤4種類）の応答解析を行った。その場合の入力は、道路橋示方書Ⅱ耐震設計編の参考資料の中に示されている277成分の地震記録から得られた平均応答スペクトル（1種地盤）とし、基礎面（支持層上面）で最大加速度100galの入力とした。

b. 沿道施設の既往地震被害とそれが道路の機能に与えた影響

1978年宮城県沖地震、1978年伊豆大島近海地震、1975年大分県中部地震を対象に、道路機能に影響を与えた沿道施設の被害とその影響度について、関連文献の調査を行い、さらに宮城県沖地震について

表-1 地盤条件

地盤種別	2種地盤	3種地盤	4種地盤	
地盤の特性値 T_0	0.3 sec	0.5 sec	0.7 sec	0.9 sec
内部摩擦角 ϕ	30°	20°	5°	0°
粘着力 C	—	—	3t/m ²	3t/m ²
支持層: $V_s = 300 \text{ m/sec} \rightarrow \alpha E_0 = 5000 \text{ kg/cm}^2$				

注: 2種、3種地盤は砂質土、4種地盤は粘性土と仮定した。

表-2 橋脚構造条件

橋脚条件	上部構造重量 W_u (ton)	橋脚躯体高さ h (m)	橋脚躯体幅 B (m)
単純桁橋脚	300	10	1.6
		15	1.8
		20	2.2
3径間固定橋脚	900	10	2.2
		15	2.5
		20	3.0
3径間可動橋脚	0	10	1.5
		15	1.5
		20	2.0

は現地でのヒアリング調査を行った。

4 調査結果

① ケーソン基礎に支持された橋の動的解析の結果得られた橋脚天端の応答震度と設計震度の比を図-3に示す。橋の固有周期と地盤の固有周期(

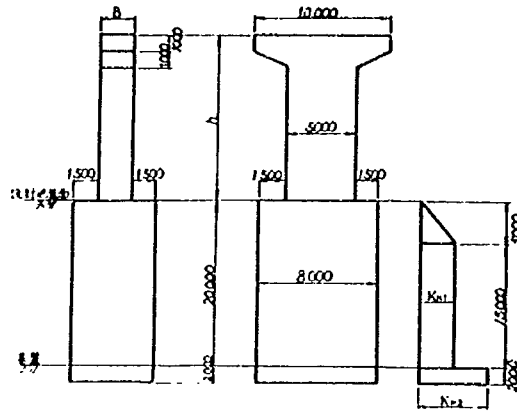


図-1 対象構造系

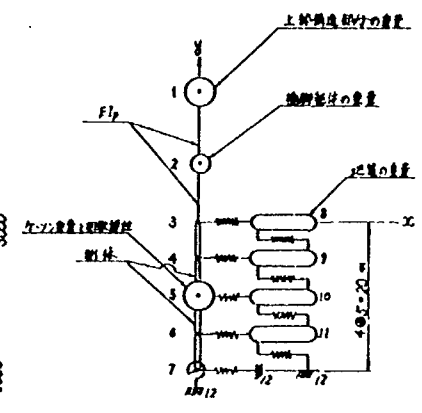
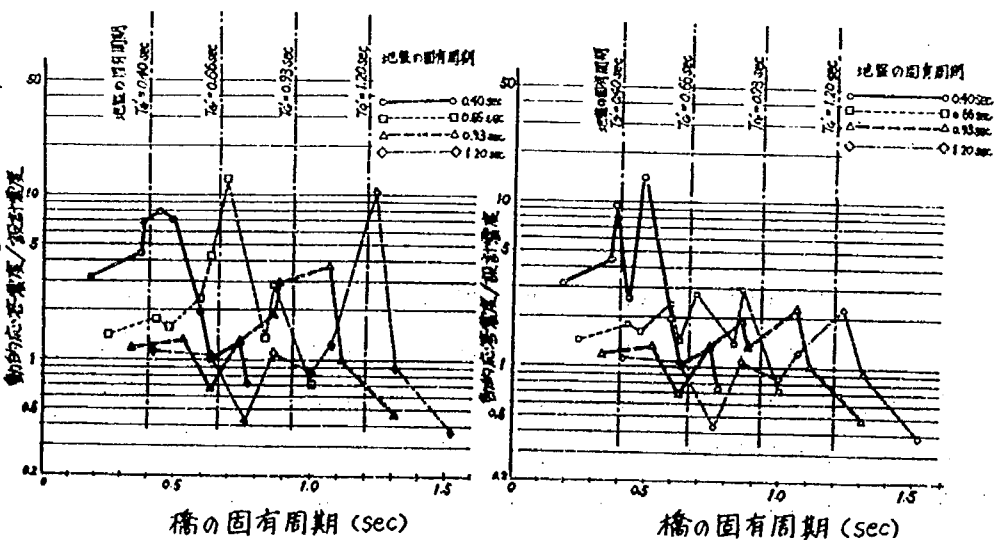


図-2 解析モデル

地震時の固有周期 $T_g = 1.25 T_0$)が近似する場合に応答が大きくなっている。振動振幅が大きくなる場合の上層部における地盤反力の低減を考慮(許容支持力を越えないように上層部の地盤ばねを削除)すると、構造物の固有周期が長くなり、地盤の固有周期からずれることによって応答が減少する傾向があるが、設計震度と比べた場合、まだ大きめの応答である。とくに2種地盤上の橋についてはその効果は他に比べて小さい。

したがって、地盤と橋の固有周期が近似する場合には応答が大きくなる傾向があり、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もしくはじん性を保有していることを調査する必要があるものと考えられる。



橋の固有周期 (sec)

橋の固有周期 (sec)

b. 宮城県沖地震における

沿道施設の被害と交通

(a) 地盤反力の低減を考慮しない場合

(b) 地盤反力の低減を考慮した場合

規制の関係を表-3に示す。図-3. ケーソン基礎に支持された橋の橋脚天端の応答(減衰定数 $\gamma=0.2$)す。一般に、被災施設等

の除去を人力で行える場合は道路の機能に対する影響は小さく、重機を必要とする場合は影響が大きくなっており、とくに斜面・土留めの被害の影響が大きくなっている。他の2地震においては、ほとんどが斜面・土留めの被害による影響であった。

表-3 1978年宮城県沖地震における沿道施設の被害による道路交通規制件数および規制期間

沿道施設	斜面・土留め	建築物	ポ、ク、バ、門柱	地下埋設物	危険物貯蔵・配設施設	煙突	落下物(瓦、外壁、破損)	立木	電柱	信号機・標識・ガードレール	橋脚・歩道橋等
交通規制件数	32件	13件	10件	3件	3件	2件	1件	1件	0件	0件	0件
交通規制期間最大	192日	4日	1日	9.5時間	2.3時間	不明	2日	2.3時間	—	—	—
交通規制期間最小	2時間	1日	1時間	2.5時間	0.5時間	不明	2日	2.3時間	—	—	—

(道路事業調査費、大規模特殊事業計画調査)

小山 達彦

1. まえがき

大規模な橋が隣接構造物の地震時挙動に与える影響を
模型振動実験により、また鉄筋コンクリート橋脚の動的
耐力を部材加振実験により調査した。

2. 研究目的

大規模な橋の建設による他の構造物との地震時の隣接効果、およびRC橋脚の動的耐力について解明することを目的とする。

3. 研究方法

a. 隣接橋の地震時挙動に関する模型実験

図-1に示した東京湾環状道路荒川橋梁と国鉄京葉線の橋を対象に、大型振動台(6m×8m)を使用して図-2のような模型振動実験(橋軸直角方向)を行い、その隣接効果を調査した。入力波は、ランダム波および地震波(関北橋記録、静内橋記録)とした。

b. RC橋脚の動的耐力に関する模型実験

図-3に示したRC橋脚模型を用いて、加振負荷装置(最大載荷重125 ton)を用いた動的な載荷実験手法について検討した。載荷は、降伏までは荷重制御(2t, 4t, 6t, 8t, 10t)とし、降伏後は降伏変位の整数倍の変位制御とした。供試体は3体とし、載荷速度をそれぞれ $v = 17.5 \text{ cm/sec}$, 35 cm/sec , 70 cm/sec とした。なお、同一変位での載荷繰返し回数は10回とした。

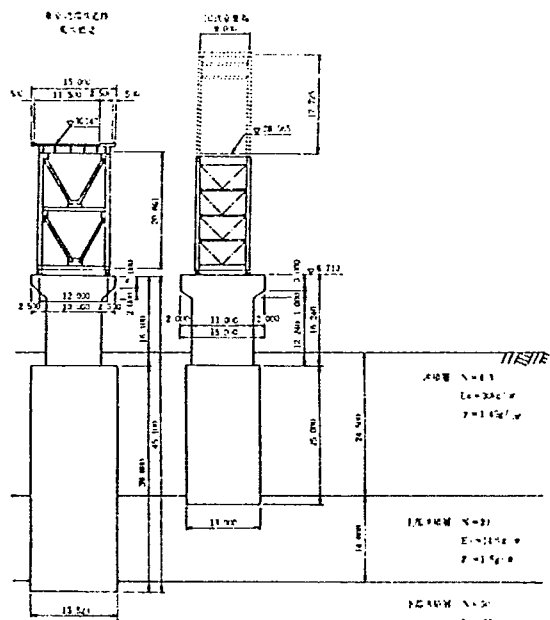


図-1 荒川橋梁と国鉄京葉線

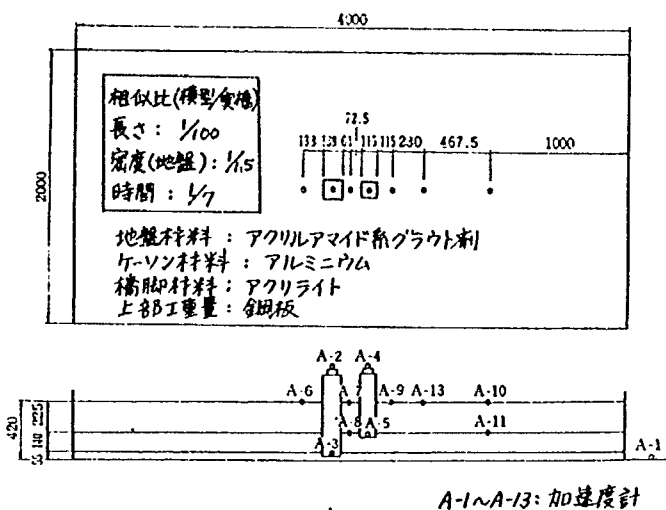


図-2 隣接橋模型振動実験の概要

4. 研究結果

a. 隣接橋の地震時挙動に関する模型実験の結果を表-1, 2, 図-5に示す。隣接効果によって、国鉄橋の応答は顕著に減少している。

これに対して荒川橋梁の応答の隣接効果による変化は小さい。これは、荒川橋梁が堅固な地層に支持された大規模構造物であることから、隣接している国鉄橋の振動を抑制する働きをすることによるものと考えられ、荒川橋梁の建設は国鉄橋の地震時挙動に対して安全側の影響を与えるものと考えられる。

b. RC橋脚の動的載荷実験に際しては、供試体が共振するような入力を避け、供試体および試験装置の慣性力の影響を考慮して実験を行った。慣性力の影響を考慮して実測荷重を補正した実験結果を図-6に示す。各供試体は柱下端で曲げ破壊しており、一部分に損傷が集中する傾向があった。また、荷重～変位関係等に及ぼす載荷速度の影響がある程度明らかとなった。

5. 今後の問題点

RC橋脚の動的耐力については実験データが極めて乏しいため、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調査を推進する必要がある。

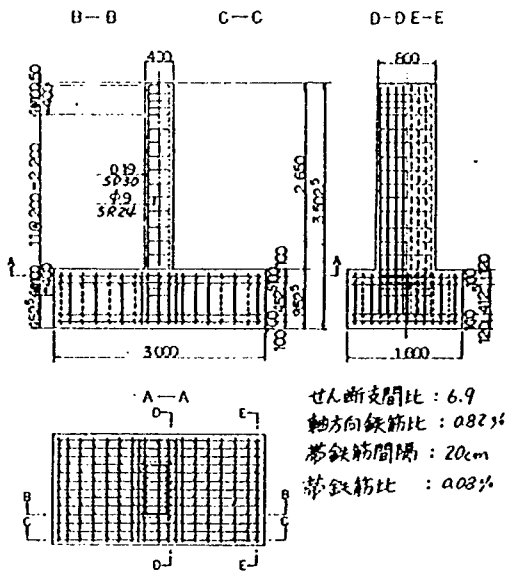


図-3 RC橋脚模型

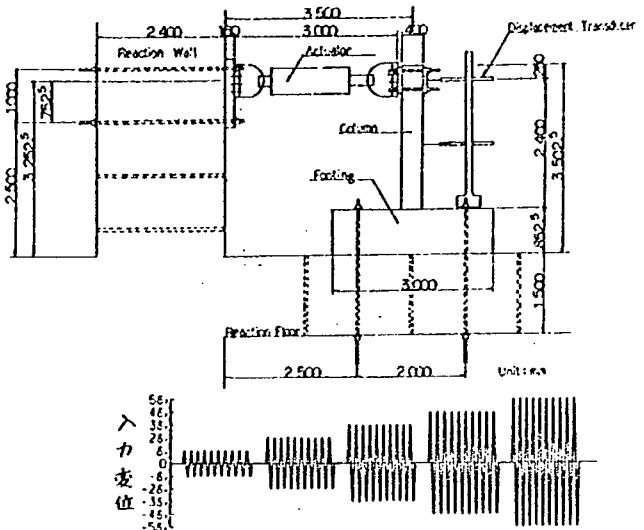


図-4 RC橋脚模型動的載荷実験の概要

表-1 ランダム波入力実験結果
(上部工応答倍率: 地震共振時)

実験ケース	荒川橋	国鉄橋
荒川橋単独		
上部工重量 (1/2×設計値)	18.8	—
上部工重量 (設計値)	18.6	—
上部工重量 (2×設計値)	27.5	—
国鉄橋単独	—	74.0
隣接		
上部工重量 (1/2×設計値)	19.0	41.5
上部工重量 (設計値)	16.6	19.6
上部工重量 (2×設計値)	27.5	57.0

表-2 地震波入力実験結果
(国鉄橋上部工最大応答倍率)

実験ケース	開北橋	静内橋
国鉄橋単独	3.49	9.78
隣接		
上部工重量 (1/2×設計値)	3.38	8.09
上部工重量 (設計値)	1.70	3.67
上部工重量 (2×設計値)	3.31	6.89

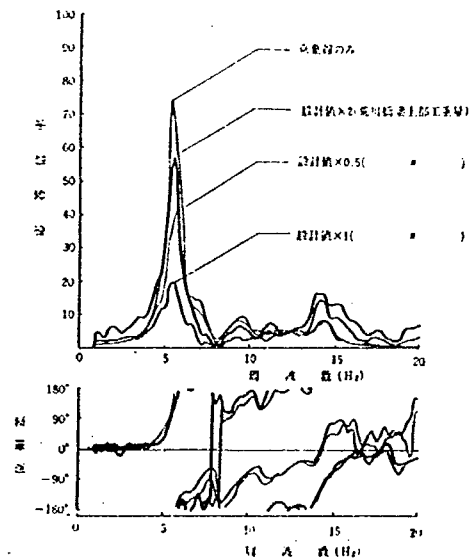


図-5 国鉄橋(京葉線)上部工の伝達関数

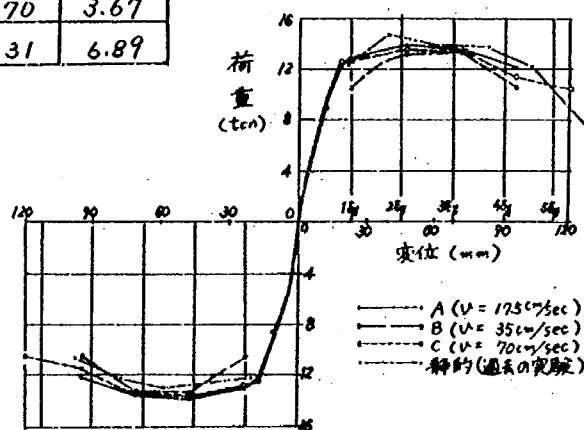


図-6 RC橋脚模型動的載荷実験結果(荷重～変位関係)

14. 支承部の耐震性に関する調査(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
小山 達彦

1. まえがき

1978年宮城県沖地震による橋の被害として、支承部の被害が多く見られ、支承の材質によってその被害状況が異なっていた。そこで支承の材質に着目して模型載荷実験を行い、材質と耐震性能の関係について調査した。

2. 研究目的

支承部の地震時挙動を解明し、その合理的な耐震設計法を導くことを目的とする。

3. 研究方法

鑄造品支承として、ねずみ鑄鉄品(FC品)、炭素鋼鑄鋼品(SC品)、および溶接構造用鑄鋼品(SCW品)を対象に、下沓突起部(上沓逸脱防止装置)の模型載荷実験を行い、支承の材質と耐震性能の関係について調査した。模型は日本道路協会標準すべり支承BP-A106(鉛直反力100t)を15/100に縮小したものをを用いた。ただし、FC品については引張強さが他に比べて小さいため、SC品と同じ設計荷重として突起厚を大きくした模型(FCV)についても実験を行った(表-1)。

FC品は架設年代の古い橋に多く使用されたが、ぜい性的に破壊しやすいため現在はSC品が一般的に用いられている。SCW品はSC品に比べてシャルピー値の規格のある鑄鋼品である。

各模型について、材料試験、静的載荷実験、および衝撃力載荷実験を行った。静的載荷実験ではロードセルと光学式変位計により、突起部の荷重と変位を測定した。衝撃力載荷実験ではコイルばねの反発力を利用して、重錘台車を速度制御で突起部に衝突させ、加速度計と光学式変位計により台車の加速度と変位および突起部の変位を測定した。その場合の衝撃荷重は、加速度から換算して求めた。

台車の重量は、死荷重反力の4倍に相当する重量(981kg)とし、衝突速度は突起部が破断する限界付近の速度とした。

表-1 模型の種類と実験ケース						
模型	材 質	突起厚 (mm)	実験ケース数			予備実験
			静的載荷実験	衝撃力載荷実験		
FC	ねずみ鑄鉄品2種 FC25	5.25	3	5		0
FCV	ねずみ鑄鉄品2種 FC25	8.10	3	5		0
SC	炭素鋼鑄鋼品3種 SC4b	5.25	3	4		1
SCW	溶接構造用鑄鋼品2種 SCW49	5.25	2	4		2

4. 研究結果

実験結果を表-2～5に示している。ここで、最大荷重を突起の耐力とし、最大荷重に達した時の変位を終局変位、終局変位に達するまでに突起が吸収したエネルギーを吸収エネルギーと定義している。

鋳鉄沓（FC品）の場合は、鋳鋼沓（SC、SCW品）に比べて、突起部の耐力は1/2、吸収エネルギーもしくは破断限界衝突エネルギーは1/10程度となっており耐震性能に劣っている。SCW品はSC品に比べて引張強さが大きいことから、耐力ならびに吸収エネルギーが10%程度大きくなっている。

55年度および56年度に実施した実験結果から得られた主な結論は以下のとおりである。

(1) 支承突起部の破壊は衝突エネルギー（衝突重量、衝突速度）に支配される。

- (2) 上部構造および下部構造の剛性が大きい程、支承突起部へ入力されるエネルギーが大きくなり、突起部の破壊が起こりやすい。
- (3) 鋳鉄沓は耐震性能に著しく劣るため、使用しない方がよい。
- (4) 支承突起部に設置した緩衝材の効果は小さいため、緩衝材によって衝撃荷重を低減させようとする場合には、大がかりな緩衝材を設置する必要がある。

5. 今後の問題点

支承部の耐震性は衝突エネルギーに支配されるため、入力エネルギーとエネルギー吸収能力にもとづいた部材の耐震設計法について検討することが今後の重要課題である。

表-2 材料試験結果

材質	引張試験				衝撃試験 シャルピー 0度4度20度(-10度)
	降伏点 (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	
FC25	—	31.8	—	—	0.17
SC46	29.2	51.0	30.3	51.7	3.10
SCW49	37.4	55.7	31.2	58.8	10.20

表-3 静的載荷実験結果(平均値)と計算値の比較

模 型	静的載荷実験結果			計算値			
	静的耐力 Ps (ton)	終局変位 Ss (mm)	吸収エネルギー Es (kg·m)	許容荷重 ($P_a = \frac{b \cdot t^2}{8 \cdot h} \sigma_a$)		曲げ破壊荷重 ($P_b = \frac{b \cdot t^2}{6 \cdot h} \sigma_b$)	
				P_a (ton)	P_s/P_a	P_b (ton)	P_s/P_b
FC	1.10	0.22	0.15	0.16	6.25	0.73	1.50
FCV	2.02	0.29	0.35	0.42	4.82	1.74	1.16
SC	3.64	2.08	5.62	0.41	8.87	1.35	2.70
SCW	3.92	2.15	6.37	0.50	7.86	1.44	2.73

注) b: 突起幅, t: 突起厚, h: 載荷点までの突起高
σ_a: 突起の許容応力度, σ_b: 突起の引張強さ

表-4 衝撃力載荷実験結果

模 型	衝撃力載荷実験結果					静的載荷実験との比較		
	衝撃耐力 Pd (ton)	終局変位 Sd (mm)	最大変位* Smax (mm)	吸収エネルギー Ed (kg·m)	全吸収エネルギー Ed _{total} (kg·m)	耐力 Pd/Ps	終局変位 Sd/Ss	吸収エネルギー Ed/Es
FC	1.08	0.28	0.29	0.20	0.21	0.98	1.27	1.33
FCV	2.18	0.57	0.68	0.81	0.96	1.08	1.97	2.31
SC	4.34	2.39	4.27	7.00	12.90	1.20	1.15	1.25
SCW	4.72	2.37	4.78	7.78	16.46	1.20	1.10	1.22

注) *: 破断しなかったケースの平均値

**: 最大変位に達するまでの吸収エネルギー（破断しなかったケースの平均値）

表-5 突起破断限界衝突エネルギー	
模 型	破断限界衝突エネルギー Ecr (kg·m)
FC	0.5
FCV	1.5
SC	15.0
SCW	19.0

15. 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 羽立 隆幸
干場 良信

1. まえがき

沈埋トンネルの合理的な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、本年度は以下の3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耐震性に関する解析

多摩川堤防に近接して今後計画されるトンネル等構造物の堤体に及ぼす影響について解析を行った。

2) 位相差入射した場合の沈埋トンネルの地震応答解析

沈埋トンネルのように軸方向に細長い構造物においては、各地点相互間では地震波形に位相のずれが生じるため、この影響について解析を行った。

3) 水底トンネルの耐震継手に関する調査

沈埋トンネルの耐震継手として使用されているゴムカスケット式の可撓性継手について、その実例調査(5トンネル)を行い、これを基に一般的な継手構造を想定し、さらに既往検討結果より継手剛性の評価式を作成し、剛性評価を行った。

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した一連の調査である。

3. 調査方法及び結果

3.1 堤防近接道路トンネルの耐震性に関する解析

解析項目とケース数は、表-1に示すとおりである。地震応答解析は、有限要素法を用いた堤体とトンネルの連成振動解析ができるFLUSHプログラムを使用した。入力地震波は、宮城県沖地震における開北橋の波形を150galに正規化して使用した。

今回の解析で得られた結果を断面の違い(A、B断面)、トンネルの有無、トンネルの位置に注目して以下に述べる。

表-1 解析ケース

解析名	断面数	ケース数	備考
地震応答解析	8	1	トンネル位置は建設法 規より0.5、1.0の3ケース
静的応力解析	8	1	
静的及び動的応力の重ね合せ	8	1	
円弧すべり法による安定解析	5	4	他に液状化を考慮した2ケースを行った

1) 常時応力解析結果では、断面の違い、トンネルの有無、トンネル位置等によって地盤内に作用する応力に大きな差はない。

2) 地震応答解析では、A、B断面で最大加速度が各々 270 gal、600 gal と大きく違った。これは入力地震動の卓越周期がB断面の地盤系の固有周期とほぼ一致していたためであろう。また、トンネル位置の相違からの差は得られなかった。

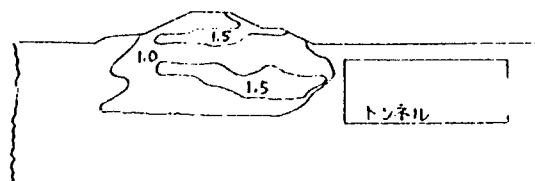


図-1 地震時せん断係数の分布

3) 静的及び動的応力の重ね合せでは、せん断係数の相対的に弱い部分の分布を調べた。(図-1に結果の一例を示す) これから地震時には、断面によりせん断係数の分布が微妙に変化することが分かったが、これについてはより詳細な検討をする必要があろう。

4) 円弧すべりの計算結果からは特に問題はなく、過剰間ゲキ水圧(液状化)の考慮をしても安全率 1.14, 1.15 が得られた。トンネルを含んだケースでは、かえって安定化する傾向があった。

3.2 位相差入力した場合の沈埋トンネルの地震応答解析

入力地震動の位相差は、基盤面をトンネルに沿って伝播するせん断波速度 V_{SB} を 1000 m/sec として設定した。入力地震波は、八戸港、静内橋での2つの資料を用い、対象トンネルは、計画中の東京湾岸道路多摩川横断沈埋トンネル、大阪湾岸道路大甲〜ポートアイランド間沈埋トンネルである。

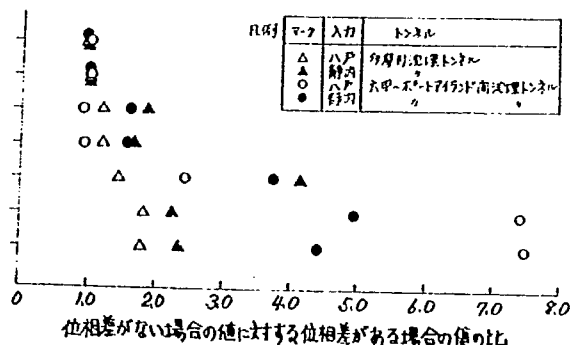


図-2 地盤の応答値と断面角に対する位相差の影響

計算結果を図-2に示した。これより位相差を受けた地盤の振動は、振幅の絶対値にはあまり変化はないものの、各地盤質点の振動は複雑となり、その間の相対変位は大きくなる。この相対変位の増加は、地盤条件ではなく、地震波の伝播に伴う基盤変位の大きさによるものと考えられ、今後の詳細な解析が必要である。

3.3 水底トンネルの耐震継手に関する調査

継手剛性評価式には、ゴムガasket やせん断キー間の緩衝ゴム板の非線形な荷重〜圧縮量の関係と、ゴムガasket の初期圧縮量以内であれば継手が伸びても圧縮反力が作用しているという点を考慮した。これにより継手剛性は、より適確に評価されるようになった。

4. 今後の課題

今回の堤防近接道路トンネルの地震応答解析では、土質定数の設定法がすべてN値からの経験式により求められたものであること、及び 入力地震波が1波のみであったことにより詳細で一般的な議論には適切でなく、今後これらの点を踏まえた検討が必要である。

位相差入力した場合の沈埋トンネルの地震応答解析においては、ある距離離れた基盤面における地震波にはどのような相違が生じるのか、その解析が課題である。

また、沈埋トンネルのモデルにおいて表層地盤を2質点とした検討・解析も望まれる。

昭和56年度調査試験研究成果
概要報告書

土研資料第1846号
昭和57年7月(1982)

耐震研究室 岩崎敏男

本資料は、昭和56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、土木構造の地震災害の防除に関する調査、試験、研究及び技術の指導を行っている。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
を貼って
下は
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. 85

No. 85

配布先氏名

配布先住所

○



土木研究所資料第1846号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

