

土 木 研 究 所 資 料

平成元年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

平成2年7月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

「Copyright © (1990) 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

平成元年度耐震研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

耐震研究室	室 長	川 島	一 彦
	研究員	長谷川	金 二
	〃	運 上	茂 樹
	〃	杉 田	秀 樹
	技 官	加 納	尚 史
	〃	吾 田	洋 一
	〃	長 島	博 之
	〃	飯 田	寛 之
振動研究室	〃	森	頼 子

要 旨

平成元年度に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地震設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、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：地震災害、ライフライン施設、地下施設、下水道施設、交通機能、道路施設、RC橋脚、鋼製橋脚、シールドトンネル、斜張橋、都市トンネル、耐震補強、剛体基礎、耐震設計、免震構造、震災復旧

目 次

1. 地震災害における間接損害の推定手法に関する研究	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日米共同研究	7
(土木研究所試験研究費)	
3. 地下空間の利用技術の開発	19
(建設技術研究開発調査費〈総プロ〉)	
3. 1 地下施設の耐震設計法に関する研究	19
3. 2 災害防除システムに関する研究	25
4. 震災復旧計画作成支援システムの開発	31
(建設技術研究開発調査費〈総プロ〉)	
5. 道路橋の免震構造システムの開発	37
(建設技術研究開発調査費〈総プロ〉)	
6. 下水道施設の耐震性に関する調査	45
(下水道事業調査費)	
7. 震災対策における道路整備効果に関する試験調査	53
(道路事業調査費, 試験調査)	
8. 道路施設の耐震性判定法に関する試験調査	55
(道路事業調査費, 試験調査)	
9. ゴム支承を用いた超多径間連続橋の耐震設計に関する調査	57
(道路事業調査費, 試験調査)	
10. 斜張橋の耐震設計法に関する試験調査	59
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
11. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐震設計法に関する試験調査	61
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
12. 軟弱地盤中の都市トンネルの耐震調査	63
(道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査)	
13. 湾岸線の鋼製橋脚の耐震性に関する調査研究	65
(受託工事費)	
14. 明石海峡大橋・来島海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験	71
(受託工事費)	
15. シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の設計法に関する共同研究	77
(東京湾横断道路株式会社)	
16. 地下構造物の耐震設計技術に関する共同研究	83
(財団法人先端建設技術センター)	
17. 道路橋橋脚の動的耐震設計に関する共同研究	89
(首都高速道路公団)	

1. 地震災害における間接損害の推定手法に関する研究 (土木研究所試験研究費)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

地震防災投資を合理的に行うためには、各施設が被災した場合の影響の大きさ（間接的影響も含めて）を正確に把握しておくことが重要である。一般に公共土木施設の地震被害では、当該施設が受けた被害よりも、これを使用できないために生じる間接損害の方がはるかに大きい場合が多いが、間接損害の推定方法に関する既往の研究はほとんどないのが実情である。このため、地震災害による間接損害の推定方法の開発が必要とされている。

昨年度は、宮城県沖地震及び日本海中部地震が、それぞれ宮城県及び秋田県の経済に与えた影響を産業連関表を用いて解析し、両県の生産減少額を算定した。本年度は、震災により幹線道路が被害を受けたとすると、どの程度の影響を我が国全体に及ぼすかを、経済的な側面のみに着目し、地域間産業連関表を用いて評価する手法を開発し、東名高速道路を例にとり試算を行った。

2. 研究目的

地震災害による間接損害の推定手法を開発し、地震対策の客観的、合理的な水準を検討するとともに、今後の地震災害対策の合理的な推進に資することを目的とする。

3. 地域間の経済相互作用を考慮した間接損害の推定手法の開発

3. 1 概要

本手法は、道路が地震により被災した場合に我が国の経済活動に及ぼす影響を、地域間産業連関分析を応用した経済モデルを用いて定量的に評価しようとするものである。

3. 2 解析の流れ

本手法の解析の流れを示すと図1のようになる。解析は大きく分けて以下に示す3つの部分から構成される。

① 地域間の貨物輸送減少率の評価

被災した箇所を通常通行する車両が輸送する貨物量を交通量の統計資料から調査し、地震が発生した場合には道路の通行規制にともなうトリップの減少分だけ輸送が減少すると仮定して、震災に伴う貨物の輸送減少量を算定する。次に、我が国全体で1年間に輸送される地域間の総貨物量に対する道路の通行規制により減少した発着地域ごとの貨物量の比を求め、これを各地域における出荷・入荷貨物の輸送減少率とする。

② 地域間の財の移動減少による生産減少額の算定

各地域の最終需要額に①で算出した各地域における出荷・入荷貨物の輸送減少率を乗じることにより、出荷側の地域では出荷財として売却できないことによる最終需要の減少額を、また、入荷側の地域では消費財として売却できないことによる最終需要の減少額を、それぞれ評価する。この最終需要減少額を地域間非競争移入型産業連関表に投入し、各地域における生産減少額を算定する。ここで、出荷についても生産性低下の算定対象とした理由は、近年、生産者側が財（製品・半製品

・原材料)のストックを必要最小限とする傾向にあり、このことから、財が発注側に発送できない場合には生産そのものを取りやめることがあると判断したためである。

地域間産業連関表の構造は図2に示す通りであり、地域間非競争移入型モデルの算出バランス式は次式で表される。

$$A X + F(D) + F(E) - M = X \quad (1)$$

ここで、 A ：地域間投入係数行列、 X ：地域別生産額の列ベクトル、 $F(D)$ ：地域別域内最終需要の全国計の列ベクトル、 $F(E)$ ：地域別輸出額の列ベクトル、 M ：地域別輸入額の列ベクトル、である。生産額 X は、次式により求めることができる。

$$X = (I - A)^{-1} \cdot (F(D) + F(E) - M) \quad (2)$$

また、地域別輸入額 M が当該輸入地域の地域内需要に比例するものとして輸入係数 M を定義すれば、輸入額 M は次式で表される。

$$M = M(A^* X + F(D)^*) \quad (3)$$

ここで、 A^* ：地域内投入係数の対角マトリクス、 $F(D)^*$ ：地域内最終需要の対角マトリクス、である。したがって、生産額 X は次式により求められる。

$$X = [I - (A - M A^*)]^{-1} \cdot [F(D) - M F(D)^* + F(E)] \quad (4)$$

式(4)の $F(D)$ に前述した最終需要減少額を与えることにより、貨物の出荷地域及び入荷地域ごとの生産減少額を算定することができる。

③ 消費効果を考慮した地域別生産減少額（総生産減少額）の算定

②で算定した生産減少額には付加価値額（営業利益、給料等）も含まれており、付加価値の減少分は、震災による道路の通行規制がなければ、消費支出、固定資本形成となって、新たな生産を誘発していたものである。この付加価値の減少額が支出を通じて形成する最終需要ベクトル $F(D)$ を作成し、式(4)を再び適用して生産減少額を算定する。これを収束するまでくり返し、総生産減少額を算定する。

3. 3 試算結果

1) 解析条件

震災により、図3に示すように東名高速道路の静岡IC～焼津IC間が3日間全面通行止めとなった場合の、地域間における貨物の輸送量を求めた。貨物車のトリップとりやめ率は、過去の事例調査資料¹⁾に基づき、3日間を通じて一律に17.2%と設定した。トリップとりやめ率は、産業種別によりいろいろ異なると考えられるが、これらに関する詳しい資料がないため、ここでは各産業種別で差がないものとした。

統計資料としては、「全国高速道路自動車起終点調査報告書」（日本道路公団、昭和60年度版）及び「貨物地域流動調査」（運輸省、昭和60年度版）を用いた。前者からは、1年間の我が国全体の県間貨物輸送量に対して東名高速道路の静岡IC～焼津IC間を通過する1日当りの県間貨物輸送量の占める割合を求めた。この割合を後者の品目別（32品目）の1年間の我が国全体の県間貨物輸送量に乗じて、品目別の1日当りの県間貨物輸送量を求めた。これに前述したトリップとりやめ率と通行規制の日数が1年間の日数に占める率を乗じて、品目別の県間貨物輸送量の減少分を算定した。なお、地域間産業連関表は、図4に示す9地域及び表1に示す10品目により分類・統計が行われている。このため、32品目別・各県別に求めた貨物の減少分を9地域・10品目別に統合し直した。なお、建設部門に関しては、地域貨物流動調査に該当する項目が無いため貨物の減少量の調査ができなかった。

地域間産業連関表としては、昭和55年度版が現在のところ最新版であるため、これを用いた。し

たがって、以下に示す金額は全て昭和55年度価格である。

2) 輸送減少率の算定

地域別及び品目別の貨物の輸送減少量をまとめると、それぞれ図5、6のようになる。道路の地震被害により、全国で合計98,948トンの貨物の出荷・入荷がとりやめられたことになる。地域別にみると、出荷側の地域では関東での輸送減少量が総輸送減少量の約45%を占め、ついで中部、近畿の順になっており、この3地域における輸送減少量は総輸送減少量の93%に達する。一方、入荷側の輸送減少量をみると、関東における輸送減少量が総輸送減少量の約63%に達しており、これは同地域の出荷貨物の輸送減少量の約1.4倍に当たる。

地域別の貨物の輸送減少率を表2に示す。全国レベルでみた場合の貨物の輸送減少率は0.00175%となる。出荷側の地域における貨物の輸送減少率をみると、中部が最も大きく、ついで、近畿、関東の順となっている。これに対して、入荷側の地域における貨物の輸送減少率は関東が最も大きく、ついで中部、近畿となっている。

3) 最終需要の減少額の算定

表3に地域別の最終需要の減少額を示す。なお、貨物の輸送量に対する最終需要額の関係は、地域・品目ごとに異なるため、上述の2)で求めた貨物の輸送減少率を地域別・品目別に適用した場合に最終需要総額に対する最終需要の減少額の占める割合（最終需要減少率）は異なることに注意していただきたい。

入荷側の地域における最終需要の減少額は296億円となり、これは出荷側の地域における最終需要の減少額229億円の約1.3倍に相当する。地域別にみると、北海道、東北、関東の3地域で入荷の不可による最終需要の減少額が出荷の不可による最終需要の減少額よりも大きくなっており、その一方で、沖縄を除く中部以西の各地域では逆の傾向を示している。

4) 生産減少額の算定

3)で算定した最終需要の減少額を式(4)を用いて、地域間産業連関表を用いた解析により、生産減少額を算定した。表4に地域別の生産減少額を示す。表中の値は、付加価値の減少による消費への波及効果も含めた値である。

出荷ができないことによる全国の実生産減少額及び付加価値減少額は、それぞれ929億円、467億円に達しており、関東、近畿、中部の3地域における生産減少額が大きいのが特徴的である。入荷ができないことによる全国の実生産減少額は1206億円となり、このうち、関東地域における生産減少額が約6割を占めている。

全国の実生産減少額及び付加価値減少額は、それぞれ2135億円、1080億円になる。この額が、東名高速道路の静岡IC～焼津IC間が地震被害により通行規制を実施したことによる経済への影響であり、付加価値減少額は、昭和55年度の我が国の国民総生産237兆6866億円の0.045%に相当する。

4. 今後の問題点

震災による幹線道路の被害が、我が国全体に及ぼす経済的影響を地域間産業連関表を用いて評価する手法を開発した。また、東名高速道路を例にとり、静岡IC～焼津IC間が3日間通行規制された場合の我が国全体の生産額の減少を求めた。次年度以降は、さらに試算の対象を広げ、地震が我が国の経済に及ぼす影響をより広い視野にたって検討していく必要がある。

【参考文献】

- 1) 村上龍一：日本坂トンネル事故の交通・経済活動に及ぼした影響、道路、1982年9月

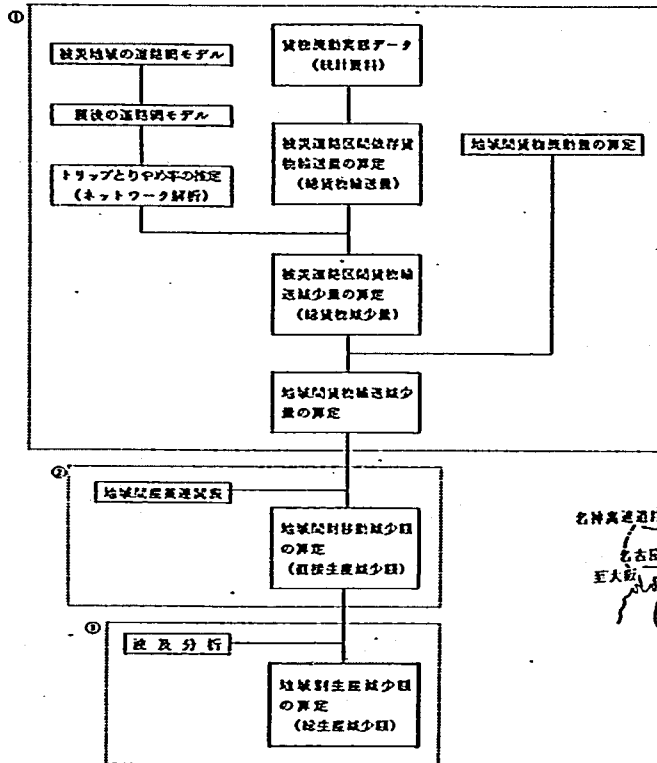


図1 本手法の解析の流れ

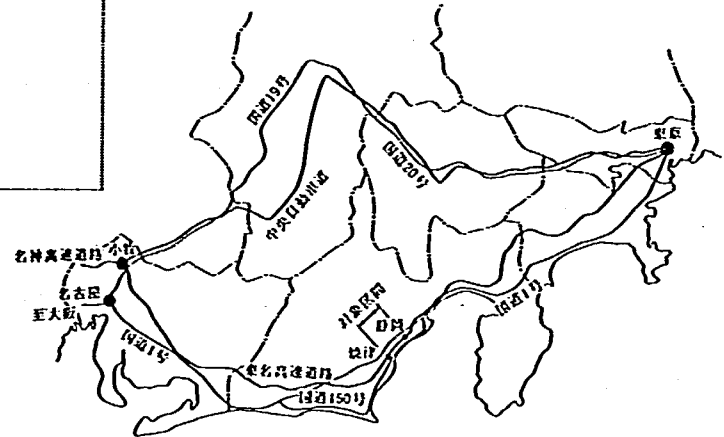


図3 試算の対象とした幹線道路の不通区間

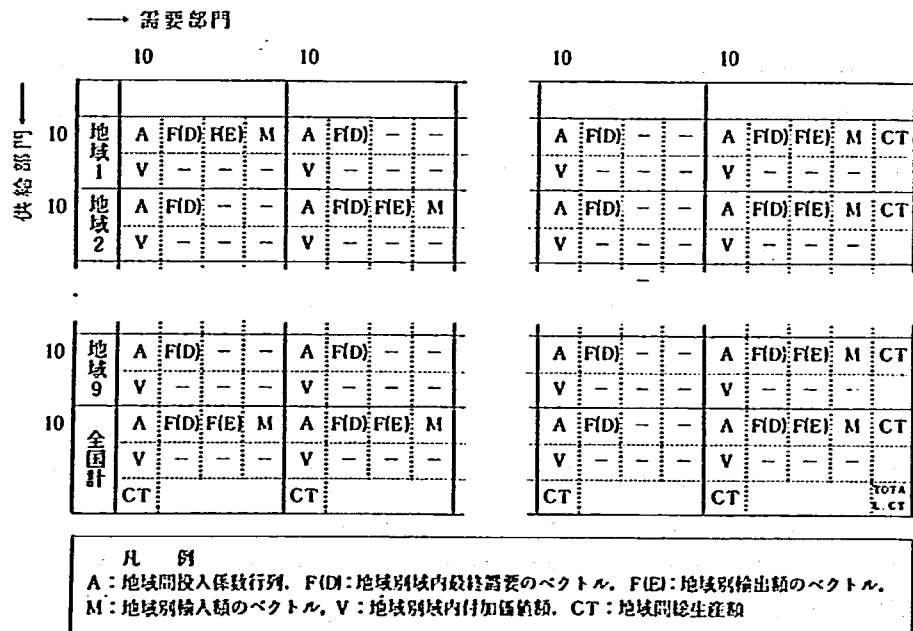


図2 地域間産業連関表の構造

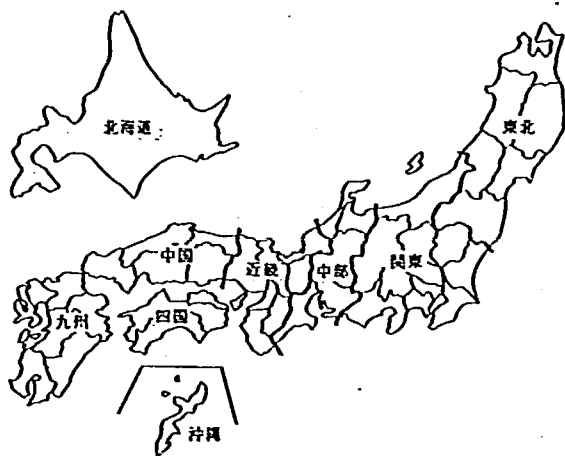


図4 地域の区分

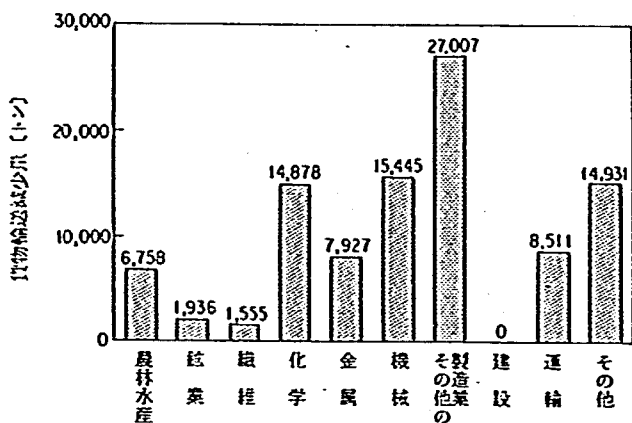
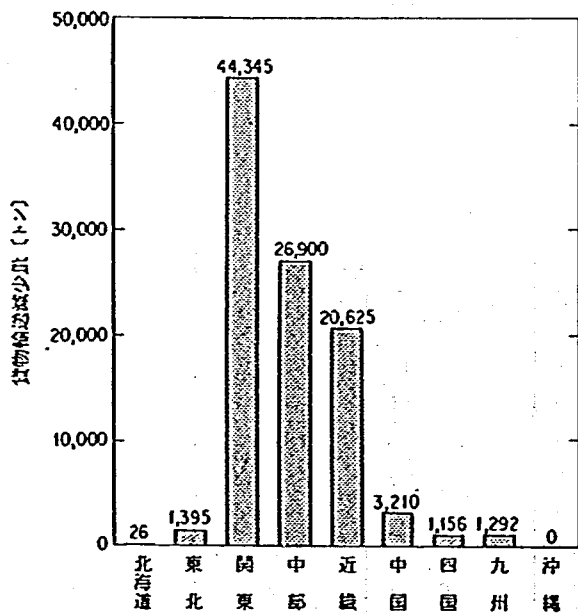
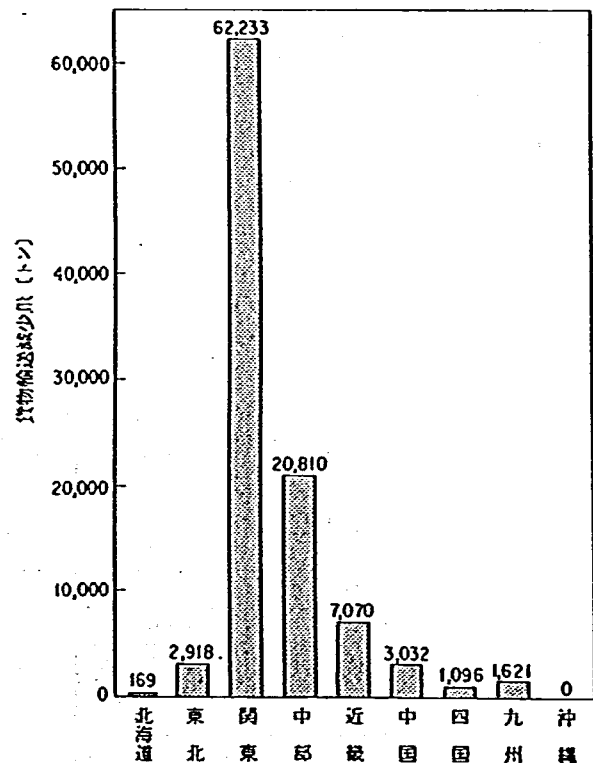


図6 品目別の貨物輸送減少量



(a) 出荷側の地域



(b) 入荷側の地域

図5 地域別の貨物輸送減少量

表1 品目の分類及び対応関係

地域間産業連関表 品目分類(10分類)	地域貨物流動調査 品目分類(32分類)
1. 農林水産	1. 穀物、2. 野菜・果物、3. その他の農産品、4. 畜産品、5. 水産品、6. 木材、7. 薪炭
2. 鉱業	8. 石炭、9. 金属鉱、10. 砂利・砂、11. 石灰石、12. その他の非金属鉱
3. 繊維	25. 繊維鉱業品
4. 化学	17. セメント、18. その他の窯業品、19. 石油製品、20. 石炭製品、21. 化学製品、22. 化学肥料、23. その他の化学工業品
5. 金属	13. 鉄鋼、14. 非鉄金属、15. 金属製品
6. 機械	16. 機械
7. その他の製造業	24. 紙・パルプ、26. 食料工業品、27. 日用品、28. その他の製造工業品
8. 建設	—
9. 運輸	31. その他の特殊品（取り合わせ貨物）
10. その他	32. その他（自動車便路線貨物、分類不明）

表2 地域別の貨物の輸送減少率

地域別	出荷側地域			入荷側地域		
	総貨物量 (千トン)	減少量 (トン)	減少率 (%)	総貨物量 (千トン)	減少量 (トン)	減少率 (%)
北海道	439764	26	0.00001	450048	169	0.00004
東 北	539619	1395	0.00026	552364	2918	0.00053
関 東	1772945	44345	0.00250	1716913	62233	0.00362
中 部	697884	26900	0.00385	785219	20810	0.00265
近 畿	759755	20625	0.00271	789385	7070	0.00090
中 国	494156	3210	0.00065	463160	3032	0.00065
四 国	221003	1156	0.00052	209772	1096	0.00052
九 州	680786	1292	0.00019	639866	1621	0.00025
沖 縄	59978	0	0	59161	0	0
全 国	5665890	98949	0.00175	5665890	98949	0.00175

表3 地域別の最終需要の減少額

地域別	出荷側地域			入荷側地域		
	最終需要 額(億円)	減少額 (百万円)	減少割合 (%)	最終需要 額(億円)	減少額 (百万円)	減少割合 (%)
北海道	123890	12.3	0.00010	134623	153.2	0.00114
東 北	187173	462.4	0.00247	197156	1186.0	0.00602
関 東	1015847	9216.1	0.00907	993918	23647.4	0.02379
中 部	275135	4489.1	0.01632	260163	2078.3	0.00799
近 畿	428579	6750.7	0.01575	420500	1344.3	0.00320
中 国	168130	996.4	0.00593	170532	573.6	0.00336
四 国	82770	266.1	0.00321	83848	136.3	0.00163
九 州	244275	678.6	0.00278	263297	522.9	0.00199
沖 縄	17821	0	0	19582	0	0
全 国	2543620	22871.5	0.00889	2543620	29641.7	0.01165

表4 地域別の生産減少額

地域別	出荷側地域		入荷側地域	
	生産額 (億円)	付加価値 額(億円)	生産額 (億円)	付加価値 額(億円)
北海道	16.83	8.11	27.02	13.44
東 北	37.34	19.0	68.78	35.99
関 東	356.08	185.99	728.48	387.54
中 部	156.13	77.27	126.25	58.29
近 畿	226.76	119.30	133.15	62.54
中 国	54.79	24.02	49.17	20.35
四 国	21.30	9.72	20.61	9.08
九 州	47.79	23.28	50.48	24.00
沖 縄	1.66	0.72	2.19	0.96
全 国	928.58	467.41	1206.19	612.18

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 川島 一彦
研究員 長谷川金二
長島 博之

1 まえがき

1971年サンフェルナンド地震、1978年宮城県沖地震、1982年浦河沖地震など近年生じた地震では日米ともに道路、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に大きな被害を生じ、これらの機能の阻害により地域社会に大きな影響を与えたことから、ライフライン施設の耐震性の確保が重要な課題であることが強く認識された。日米間には国情に応じてそれぞれ固有の地震防災上の問題もあるが、耐震設計にかかわる基本的特性に関する研究についても共通の問題が多いことから、日米が共同してライフライン施設の耐震性に関する研究を実施することとなった。共同研究は、UJNRの耐風・耐震構造専門部会の活動の一環として、日本側は建設省土木研究所が、米国側は商務省国立標準技術研究所及び全米科学財団の支援の基に国立地震工学研究所が、それぞれ、担当して、昭和58年から平成元年度まで7ケ年にわたって行われた。

共同研究の項目としては、当初、1)鉄筋コンクリート柱状構造物の動的耐震設計法、2)地中構造物の動的耐震設計法、3)半地下構造物の動的耐震設計法、の3つを対象としたが、3番目の課題に関しては米国側において研究がスタートできなかったこともあり、最終的には1)と2)が本共同研究の研究対象となった。

本年度は、本課題の最終年にあたるため、本年分の研究成果と同時に7ケ年にわたる研究成果についてその概要も示し、最終報告とする。

2 研究目的

ライフライン施設の合理的な耐震設計法の開発を図るための基本概念を検討し、各種施設の耐震性の向上に資することを目的とする。

3 平成元年度の研究成果

3-1 概要

本年度は、地中管路の動的耐震設計の基本となる地震時の振動特性の観測と管路に対する周辺地盤の拘束効果の検討を行った。地中管路の地震観測システム(図-1参照)は、昭和63年度に千葉県袖ヶ浦町の一般国道16号の中央分離帯の中に設置したものである。なお、米国においては、カリフォルニア州パークフィールドにおいて図-2に示す観測が行われている。この地点では、サンアンドレアス断層が走っており、地中管路は断層を横切る形で埋設されている。これは、米国では一般に内陸に生じる横ずれ断層によるライフライン施設の被害が多いことを考慮したものである。これに対して、図-1に示した観測システムは、日本では軟弱地盤におけるライフライン施設の被害が多いことを考慮して設置したものである。なお、日本側の観測システムは直管と同時に曲がり管の観測をしていることが特徴の一つとなっている。

3-2 実測記録に基づく地中管路の動的特性

(1) 実測記録から見た地中管路の動的特徴

表-1は、現在までに得られた記録の一覧を示すものである。残念ながら、現在の所地中管路の耐震性を十分検討するに足るだけの大きな振幅を有する記録が得られていない。しかしながら、EQ1およびEQ3の2回の地震では、ある程度の大きさの記録が得られているので、本年度はこれらの記録を中心に地中管路の地震時の挙動を検討した。

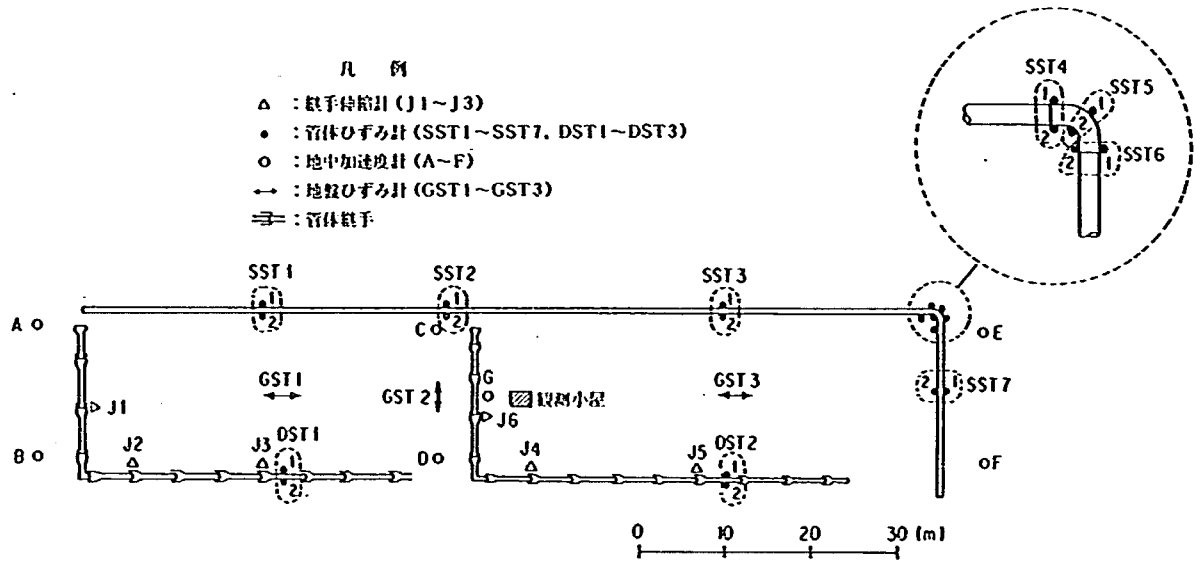


図-1 地中管路の地震観測システム

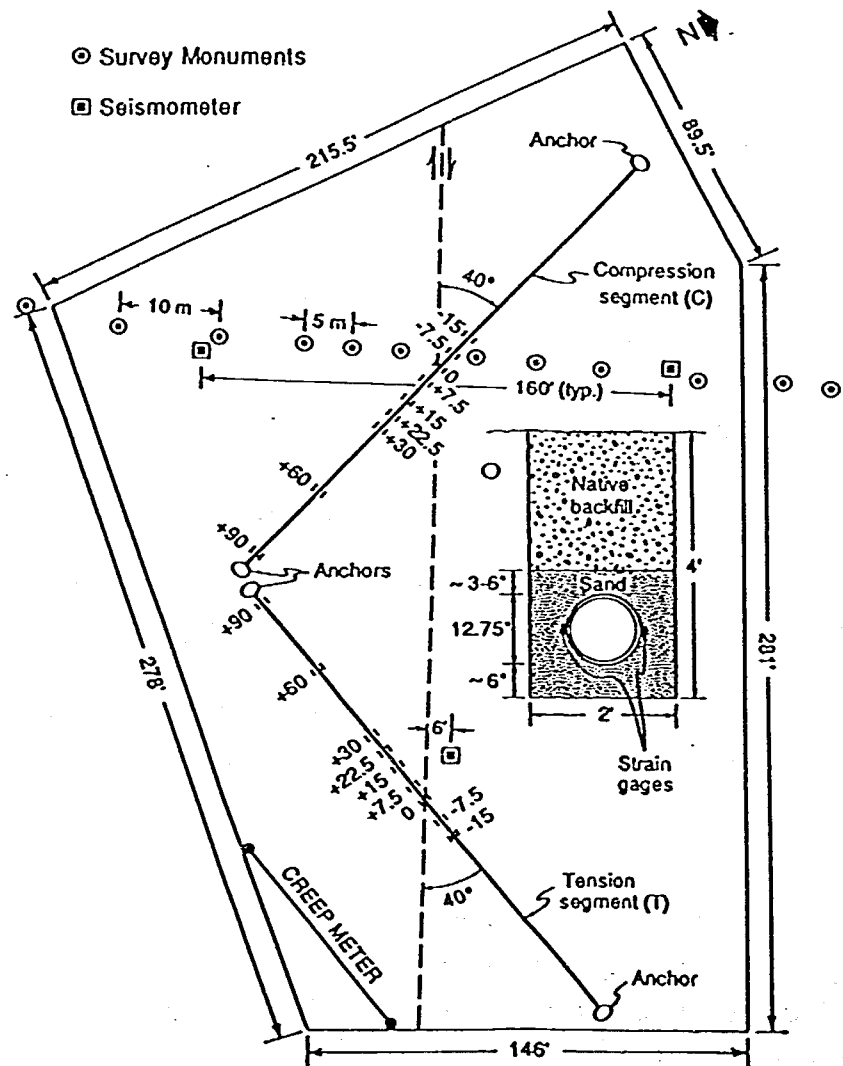


図-2 カリフォルニア州パークフィールドにおける地震観測

図-3は、EQ1による主要な観測記録を示したものである。連続管の軸方向のひずみをみると、SST1地点とSST3地点では、ひずみの方向が反対になったりはしておらず、ほとんど同位相で変形していることが分かる。このことは、地盤振動の波長がきわめて長いことを意味し、管路が大きな範囲内の地盤変形にともなって変形していることを示している。最大ひずみに着目すると、SST1地点では最大 4.8μ 、SST3点では 4.9μ とほぼ同程度となっている。これは、観測地点の地盤条件がそれほど大きく異ならないと同時に、管路の軸方向の剛性が周辺地盤の拘束効果に比較すると大きく、このため、管路方向に多少の地盤ひずみの変化があったとしても、局所的な地盤ひずみに大きく左右されずに管が変形していることを示している。一方、継手管のひずみを見ると、最大ひずみは 6.6μ と、連続管よりもむしろ大きくなっている。継手管では、本来は管（長さ6m）の両端で軸力が開放されるため、軸方向ひずみは連続管に比較してはるかに小さくなるはずであるが、EQ1程度の小さな地震では作用力が小さく（ひずみから計算される軸力は $0.35tf$ ）、このため、摩擦力等により継手がまだ軸力を開放するに至っていないためと考えられる。

図-4及び図-5は、EQ1及びEQ3地震による連続管の軸方向ひずみ及び曲げひずみの分布を示したものである。軸方向ひずみは、管路の両端（自由端）と曲がり部を除けばほぼ全長にわたり同程度の値となっている。管路の両端について軸方向ひずみが小さいのは当然の事であるが、曲がり部においても軸方向ひずみが小さいのは、90度の曲がりであるため一方の管の軸方向ひずみに対するこれとつながる（曲がった後の）もう一方の管路からすると、曲げもしくはせん断変形によるためと考えられる。

表-1 観測記録の得られた地震の諸元

地震番号	発震日	震 源			地震規模 (M)	深 さ (km)
		震源地名	経 度	緯 度		
EQ-1	1989.2.19	茨城県南部	139°55'	36°00'	5.6	54
EQ-2	1989.2.28	千葉県北部	140°12'	35°46'	4.6	74
EQ-3	1989.3.6	千葉県北部	140°44'	35°42'	5.9	61
EQ-4	1989.3.11	茨城県南部	140°35'	35°55'	4.9	42
EQ-5	1989.3.14	千葉県東方沖	140°25'	35°28'	3.8	59
EQ-6	1989.3.18	千葉県北部	140°43'	35°43'	5.2	58
EQ-7	1989.3.26	千葉県北部	140°06'	35°45'	4.3	80
EQ-8	1989.4.26	千葉県北部	140°29'	35°54'	5.3	65

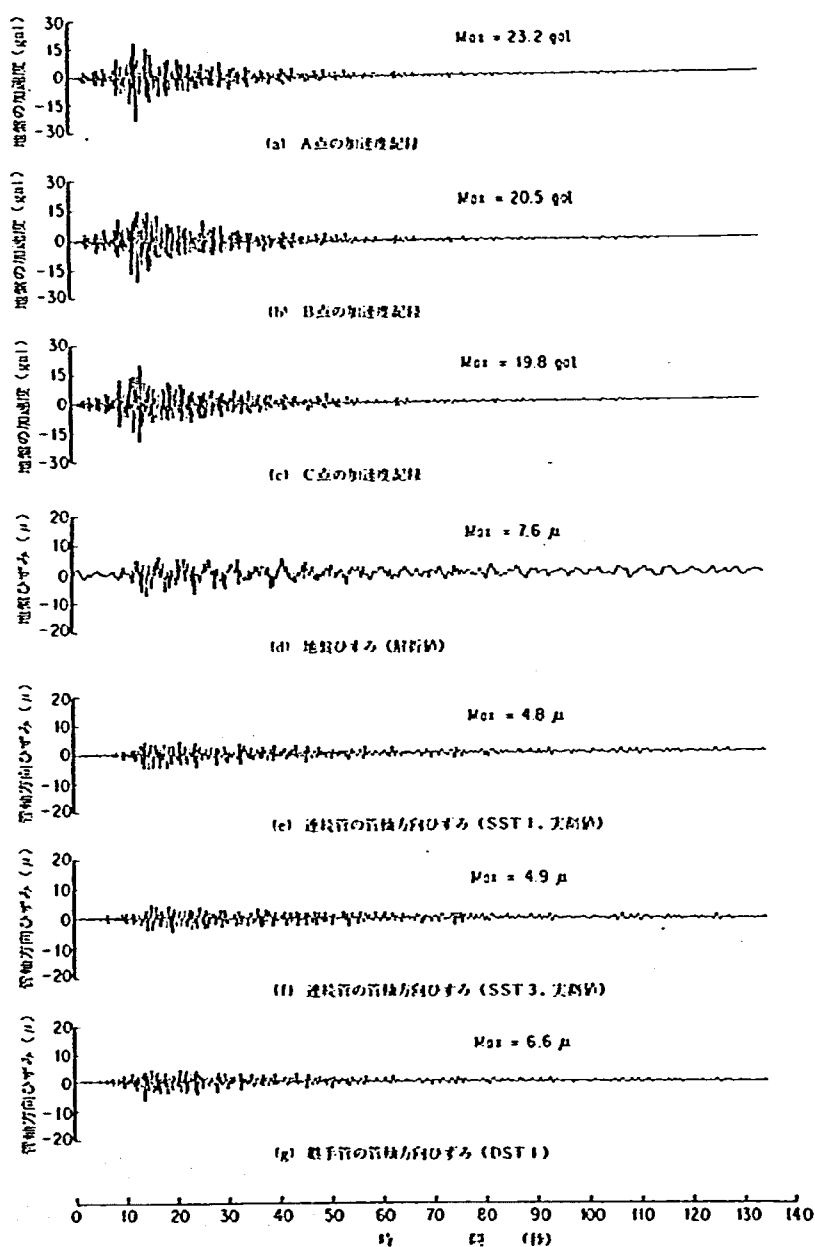


図-3 観測記録 (EQ-1)

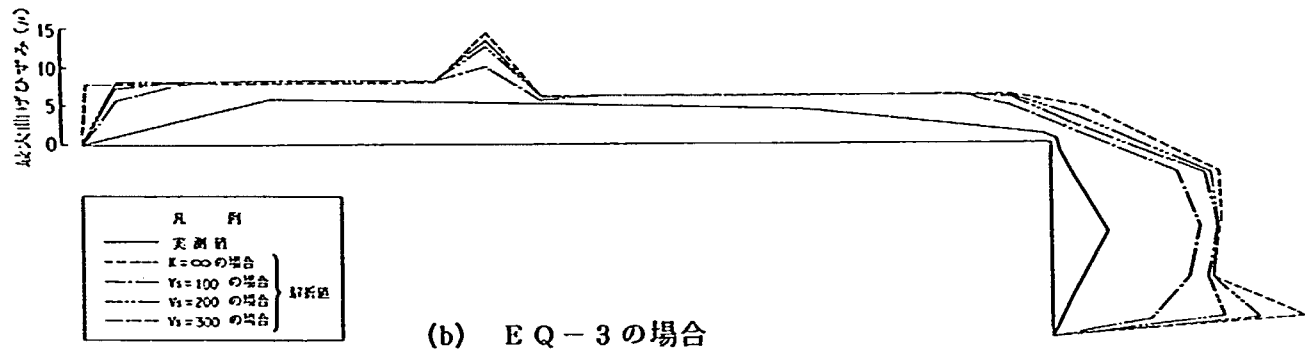
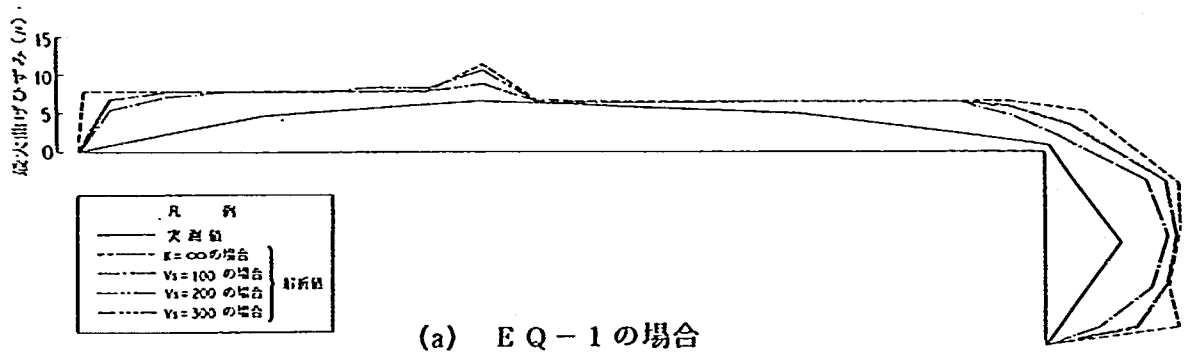


図-4 連続管の軸方向ひずみ分布

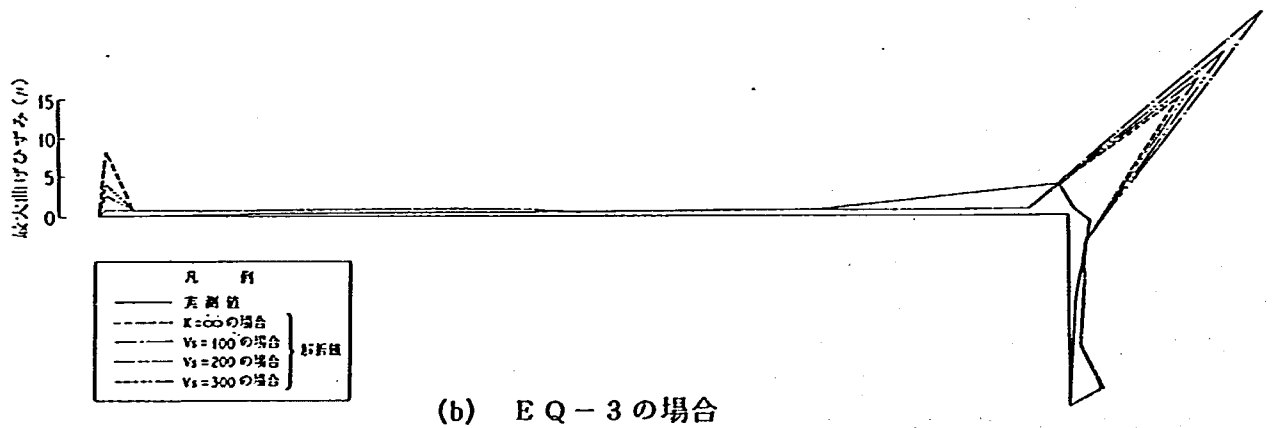
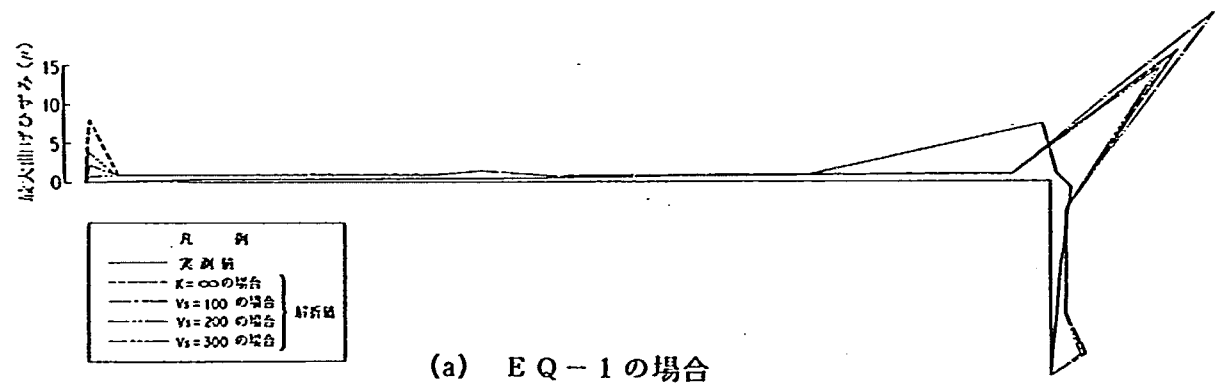


図-5 連続管の曲げひずみ分布

一方、曲げひずみの分布を見ると、軸方向ひずみとは反対で曲がり部において突出して大きくなっている。直線部においては曲げひずみは小さい。上述した軸方向ひずみと比較すると、直線部において生じる軸方向ひずみよりも曲がり部において生じる曲げひずみの方が大きい点が興味深い。これは曲がり部では、直管と考えた場合に見込まれる軸方向ひずみよりも大きな曲げひずみが生じることを示しており、曲がり部においては管路の線形の影響を十分考慮することが重要である。

図-6は管路に生じる最大軸方向ひずみと地盤の最大加速度の関係を、また、図-7は連続管と継手管の軸方向ひずみの関係を、それぞれ、示したものである。これらによれば、いずれの場合にも管路の軸方向ひずみと地盤の最大加速度にはよい相関があり、将来記録を充実させて行けば、管路の軸方向ひずみの推定式を容易に得られると考えられる。また、図-7によれば管種及び管径による軸方向ひずみの違いは顕著ではない。ただし、これは現在までに得られている記録が小さいためであり、これについては記録の蓄積を待ってさらに検討する必要がある。

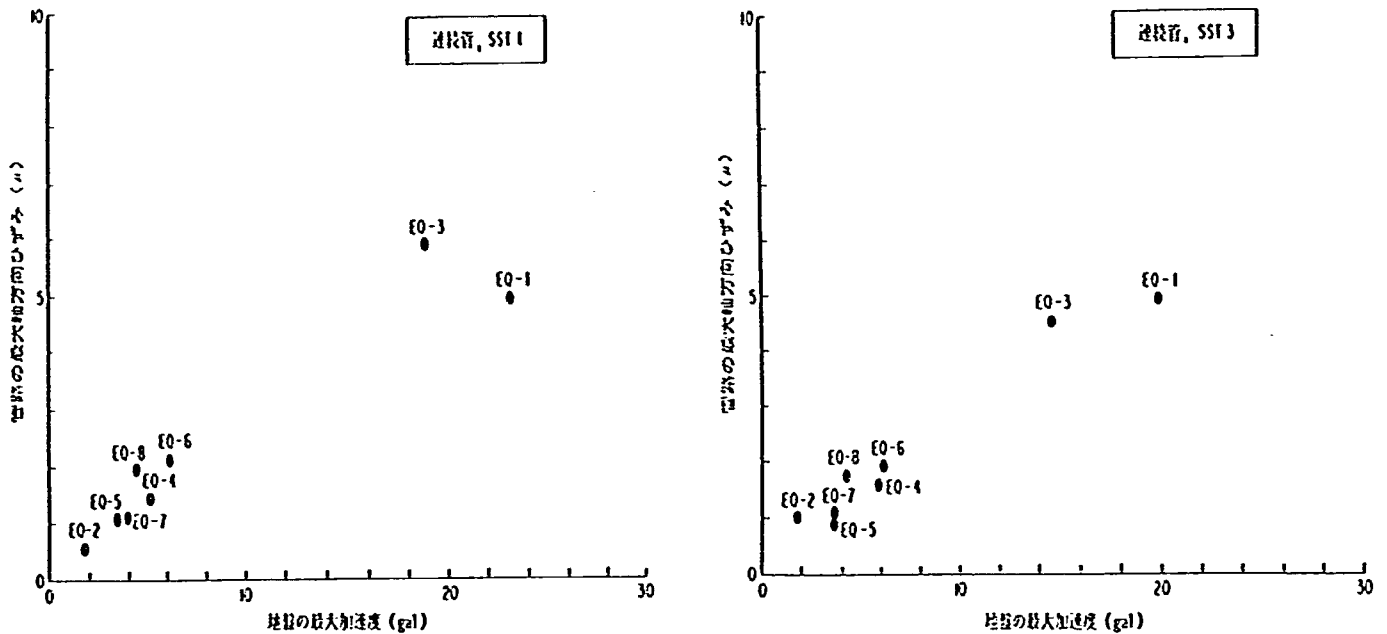


図-6 管路に生じた最大軸方向ひずみと地盤の最大加速度の関係

(2) 地盤ひずみに基づく管路のひずみの推定

図-1に示した管路の周辺の6点における地盤加速度から、地盤のひずみを計算し、これより管路を地盤によって弾性的に支持された梁と見なし、管路のひずみを解析した。石油パイプライン事業法に取り入れられた石油パイプラインの耐震計算法では、地盤とパイプを結ぶばね定数は次式によって求める。

$$K_1 = C_1 \cdot E_s \quad (1)$$

ここで、 K_1 : 管路と地盤を結ぶばね係数、 C_1 : 変換係数で、一般に1.0とする、 E_s : 地盤の弾性係数で、次式により求める。

$$E_s = 2(1+\nu) \gamma_t V_s^2 / G \quad (2)$$

ここで、 γ_t : 地盤の単位体積重量、 V_s : 地盤のせん断弾性波速度、 G : 重力の加速度、 ν ポアソン比、である。観測地点の地盤調査より、せん断弾性波速度 V_s は100 m/sec~200 m/sec程度であ

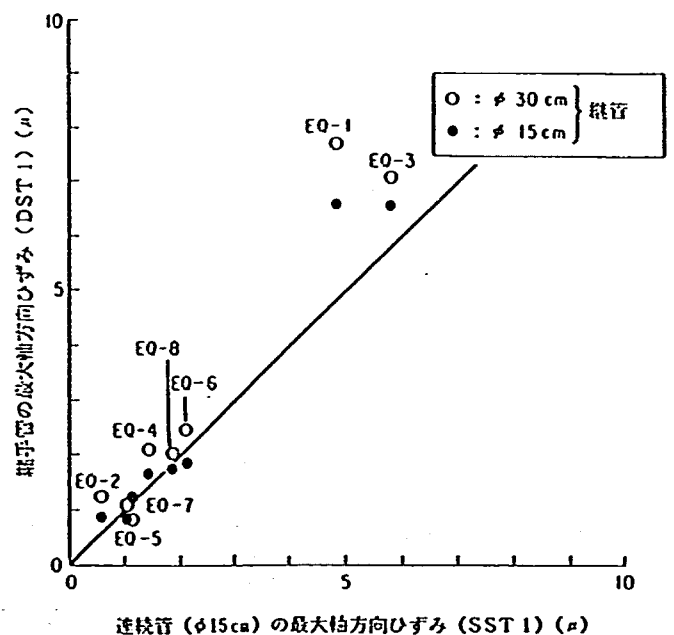
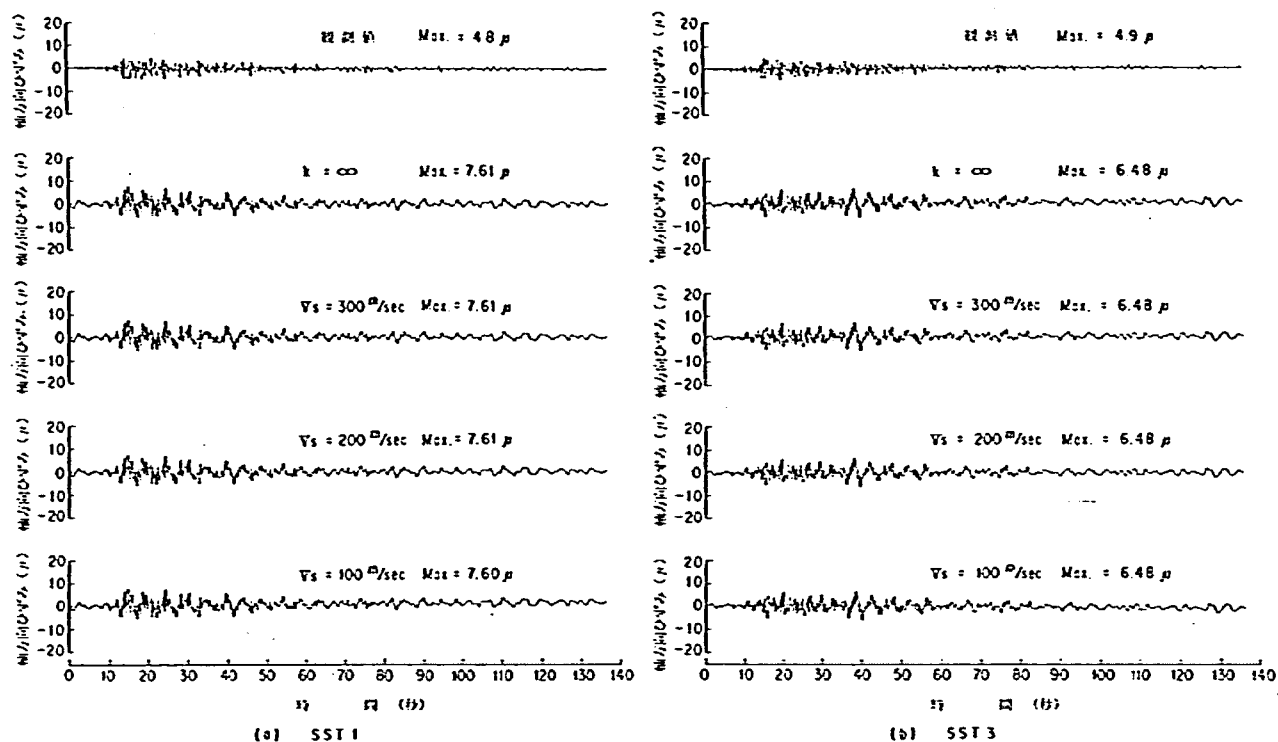
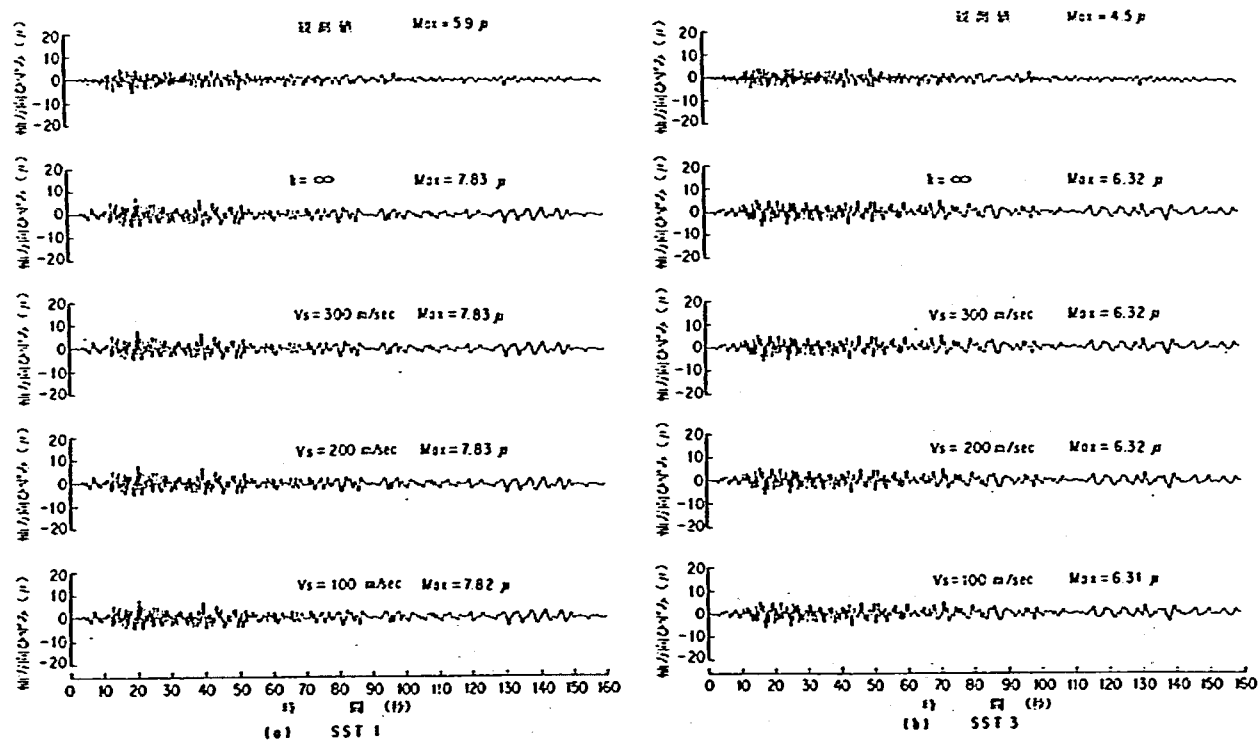


図-7 連続管と継手管の軸方向ひずみの関係

ることが分かっているため、これより式（１）、（２）で管路と地盤を結ぶばね係数を定め、これを用いて計算した連続管の軸方向ひずみが図－８である。これによれば、以下の事項が指摘される。



① EQ－１の場合



② EQ－３の場合

図－８ 解析による管路の軸方向ひずみ

1) 地盤のせん断弾性波速度を100 m/sec~200 m/secと変化させても、計算される管路の軸方向ひずみはほとんど変わらない。ちなみに、管路と地盤を結ぶばねが無限にかたい、すなわち、管路は地盤の変形通りに変形する、という条件で計算した管路の軸方向ひずみも図-8に示している。この場合も $V_s=100$ m/sec~200 m/secとした場合とほとんど変わらない。これは、径が15~30 cm程度の小口径管路では、管路自身の軸方向剛性が相対的に小さいため、 $V_s=100$ m/sec~200 m/sec程度の地盤のせん断弾性波速度を仮定することは、地盤ばねが無限にかたいとした場合とほとんど同じであることを示している。従って、この程度の小口径管路であれば、地盤ばね係数の大きさは耐震設計上支配的な要因ではないということがいえる。

3-3 動的载荷実験による地盤ばね定数の検討

管路と地盤を結ぶ地盤ばね係数に及ぼす管径の影響を検討するため、図-9に示すように鋼製の土槽の中に飽和砂質地盤を入れ、この中に埋設した管路の一方を動的加振機により強制的に変位制御で加振し、履歴特性を求めた。管路は、外径10 cmおよび30 cmの2種類で、外周面にはモルタルを塗ってコンクリート管と同程度の粗度を付けた。地盤としては、浅間山砂(比重 $G_s=2.72$ 、最大間隙比 $e_{max}=0.921$ 、最小間隙比 $e_{min}=0.56$)を用いた。また、管路の埋設深さは、1.2 mとしたが、埋設深さが変化した場合の影響を検討するため、地表面に上载荷重を作用させた。管路の载荷速度は、1 mm/secとし、同一载荷変位振幅でのくり返し回数は3回とした。

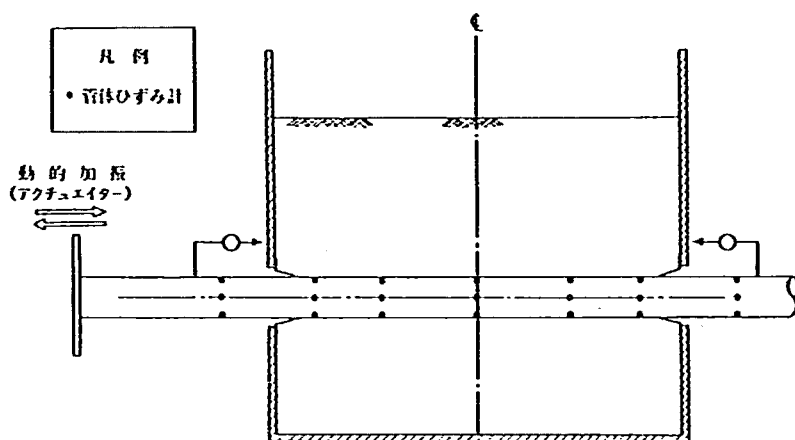


図-9 動的载荷実験の概要

図-10は、このようにして求めた地盤と管路間の抵抗力と相対変位の関係を示したものである。履歴曲線から判断すると、相対変位が0.1mm程度に達すると管と地盤内にはすべりが発生する。上载荷重 σ_v が小さい場合には、変形を0に戻した付近の履歴曲線がくびれるような傾向を示すが、これは管と周りの地盤の間に生じる相対変位により土粒子が乱されるためと考えられる。

履歴曲線の割線剛性から等価ばね係数 K (単位面積当り)を求め、管径、载荷変位振幅及び上载荷重比 $\Delta\sigma_v/\sigma_v$ ($\Delta\sigma_v$:地表面に作用させた上载荷、 σ_v :土被りによる管路の埋設位置における上载荷)によって等価ばね係数 K がどのように変化するかを示した結果が図-11である。これより以下の事項が推察される。

- (1) 等価ばね係数 K は、载荷変位振幅(相対変位)によって大きく異なる。これは、相対変位がおおよそ0.1mm程度になると管路と地盤間にすべりが生じるため、割線剛性で与えられる等価ばね係数が相対変位によって変化するのは当然のことである。
- (2) 管径の影響を見ると、管径が10cmの場合の方が管径が30cmの場合よりも2倍程度大きい。この傾向は、相対変位が小さい場合に著しい。相対変位が大きくなると両者の差が小さくなるが、これは上述したすべりを伴う場合では、大きく非線形域に入った後の割線剛性はすべり始める荷重によらなくなることによる。
- (3) 等価ばね定数はばね定数によって変化し、例えば、管径が30cmで相対変位が0.1mmの場合には、上载荷重比 $\Delta\sigma_v/\sigma_v$ が0の場合と1.0の場合では約4倍の違いが生じる。いま、これを地盤のせん断弾性係数 G_s の拘束圧依存性で考慮できるかを検討してみよう。岩崎らによれば、砂のせん断弾性係数に及ぼす拘束圧の影響は、せん断ひずみが 10^{-4} の場合には次式で与えられる。

$$G_s = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.5} \quad (3)$$

ここで、 G_s ：地盤のせん断弾性係数(kgf/cm²)、 e ：間隙比、 p ：平均主応力(kgf/cm²)、である。間隙比は上載圧によって変化しないと仮定して、式(3)より上載荷重比 $\Delta\sigma_v/\sigma_v$ が0から1.0に増加した場合のせん断弾性係数の増加割合を求めると1.4程度にしかならない、したがって、上載圧の増加による地盤ばね係数の増加は上載圧の増加による地盤のせん断弾性係数の増加よりもはるかに大きな割合で生じるということができる。これは、図-10に示したように管路と地盤間のすべりを伴う系の地盤ばね係数であり、地盤のせん断弾性係数の増加よりも、むしろ、すべり始める作用力の方に関係があるためと考えられる。

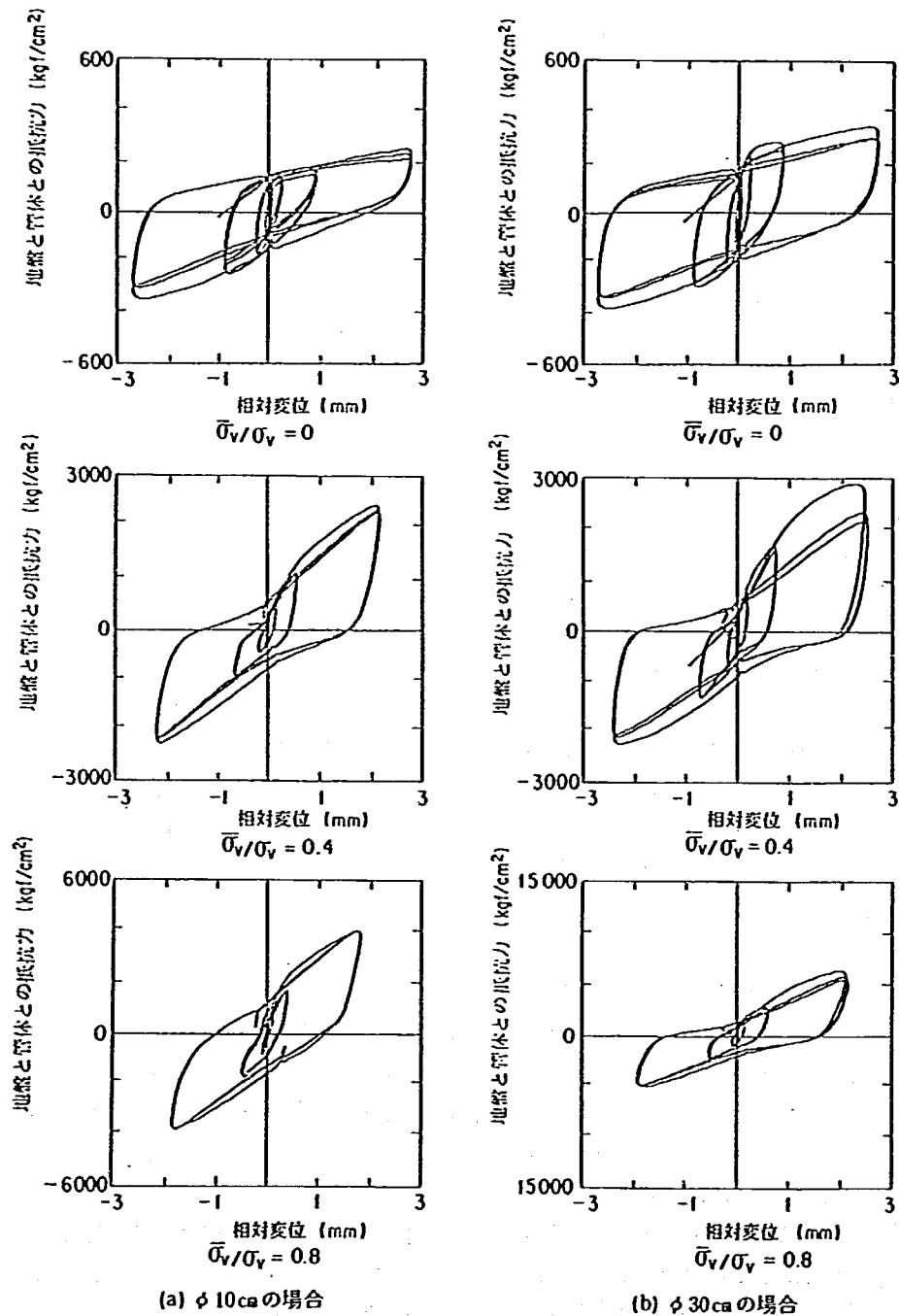


図-10 押し引き実験から求めた履歴曲線

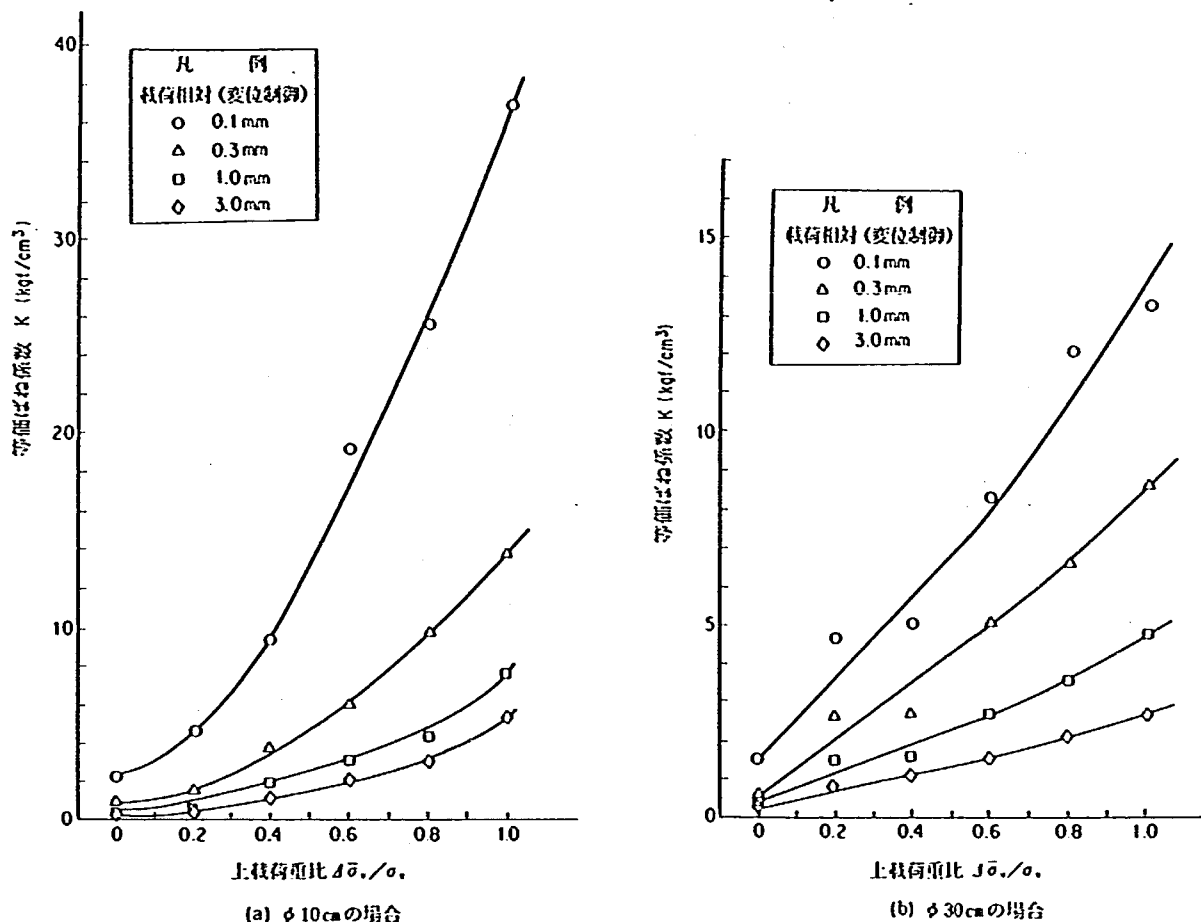


図-11 等価ばね係数の比較

3-4 まとめ

本年度は地中構造物の動的耐震設計の開発を目的として、昨年度よりスタートした地中管路の地震観測記録の解析を行った。本課題に関しては管路の耐震設計上重要な規模の大きい地震による観測記録が得られるに至っていないため小地震による記録の解析が中心となったが、地中管路の動的特性に関して以下のような貴重な結果が得られた。

- 1) 連続管の軸方向ひずみは、少なくとも長さが100mの範囲では位相特性に大きな違いは認められず、ほぼ一様な変形を生じている。
- 2) 連続管及び継手管の最大軸ひずみと地盤の最大加速度の間にはよい相関があり、今後さらに記録の蓄積を図ることにより、地中管路の軸方向ひずみを精度良く判断できる推定式が開発できる。
- 3) 曲がり部では、直管部に比較して非常に大きな曲げ応力度が発生する、これは、従来からも予想されていた点であるが、実測記録によりこの点が確められたのは初めてである。曲がり部に生じる曲げ応力に対しては耐震設計上十分な配慮が必要となる。

なお、米国ではパークフィールドで観測を進めている。観測開始後2年あまりが経過したが、この間に地震が発生しなかったため記録が得られていなかった。しかし、平成元年11月17日のロマ・ブリーク地震により有効な記録（初めての記録）が得られた。本研究の期間内には十分な情報交換ができなかったが、現在、詳細な解析が行われつつあり、米国側におけるこの成果に期待したい。

4 本研究の成果

ライフライン施設の耐震性に関する日米共同研究として、昭和58年度から平成元年度にわたる7年間に実施した研究項目は以下の通りである。

	日本側	米国側
昭和58年度	R C柱状構造物の動的耐力・変形特性に及ぼすくり返し回数及び直交2方向載荷の影響検討	載荷装置の設置調整
昭和59年度	R C柱状構造物の動的耐力・変形特性に及ぼす断面形状及び載荷方向の影響の検討	1/6スケールのR C柱状構造物の動的耐力・変形特性に及ぼすコンクリート材料の影響の検討
昭和60年度	・ R C柱状構造物の動的耐力・変形性能に及ぼす載荷履歴、載荷速度の影響検討 ・ R C柱の非線形最大応答変位の推定法の検討	1/6スケールのR C柱状構造物の動的耐力・変形特性に及ぼす軸力、せん断支間比の影響の検討
昭和61年度	・ R C柱の動的耐力・変形性能に及ぼす2方向同時載荷及び中空円形断面の影響の検討 ・ くり返し載荷に伴う剛性低下の推定法の検討	・ 1/6スケールR C柱状構造物の動的耐力・変形性能のとりまとめ ・ フルスケールR C柱状構造物（高さ9m、直径1.8m）の動的耐力・変形性能の研究
昭和62年度	・ R C柱の動的耐力・変形性能に関する取りまとめ ・ 地盤と鉄筋コンクリート地中管路を結ぶ地盤ばね係数に及ぼす相対変位振幅の検討	・ フルスケールR C柱状構造物の動的耐力・変形特性の検討 ・ 地中管路の地震観測システム設置
昭和63年度	・ 地中管路地震観測システムの設置 ・ 地盤と鉄筋コンクリート地中管路を結ぶ地盤ばね係数に及ぼす振動数の影響の検討	・ 地中管路の地震観測システムの増設
平成元年度	・ 地中管路地震観測結果の解析 ・ 地盤と鉄筋コンクリート地中管路を結ぶ地盤ばね係数に及ぼす管路の影響の検討 ・ 全体取りまとめ	・ 地中管路の地震観測（ロマ・プリータ地震）記録の採取及び解析

以上の研究から、本研究で得られた研究成果（米国側の研究成果を含む）は、以下の通りである。

- 1) 土木研究所で現在まで実施してきた60cm×60cm程度以上の断面寸法を有するR C柱状構造物模型を用いれば、これよりもさらに大きな断面寸法を有する模型を用いた載荷実験とはほぼ同様な動的耐力・変形性能が得られる。したがって、現在までに土木研究所で行った実験及び米国側で行ってきた1/6スケールモデルの実験は、R C柱状構造物の動的耐力・変形特性を

研究する上で重要なデータを与えるものである。

- 2) R C柱状構造物の動的耐力・変形特性に及ぼす載荷速度の影響は一般にそれほど大きいものではない。したがって、現在までに土木研究所及び米国国立標準技術研究所で実施してきた数々の載荷実験結果は、R C柱状構造物の動的耐力・変形特性を検討する重要な資料となる。しかしながら、土木研究所の研究結果によれば、載荷速度を10cm/secとした場合に比較して100cm/secとした場合には、ほぼ1 δy に相当する分だけ損傷の進展が遅くなる。したがって、動的耐力・変形特性を詳細に検討する場合にはこのような影響を考える必要がある。
- 3) R C柱状構造物の耐震性を評価する上では、非線形域の動的耐力・変形特性が非常に重要である。R C柱状構造物のじん性率の評価方法を開発するとともに、じん性率に基づくR C柱状構造物の動的耐震設計法を開発した。なお、本共同研究で開発したR C柱状構造物の動的耐震設計法を基本に、これに橋としての動的特性を加味し、平成2年2月に通達された道路橋示方書V耐震設計編の中に「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」の規定という形で成果を反映した。

「地震時保有水平耐力の照査」の規定は、以下から構成されている。

5 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査

5.1 一般

5.2 安全性の照査

5.3 地震時保有水平耐力の照査に用いる水平震度

5.3.1 地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度

5.3.2 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

5.4 地震時保有水平耐力

5.4.1 地震時保有水平耐力、許容塑性率および等価固有周期

5.4.2 降伏時および終局時の変位および水平耐力

5.4.3 せん断耐力

このうち、5.4章に係わる項目が、本研究の結果得られた成果である。

- 4) 地中管路の動的耐震設計上最も重要な管路の動的特性を地震観測結果に基づき検討した。日本側でも観測記録の蓄積が必要とされる段階にあり、小さな地震記録の解析が終わった段階ではあるが、日本側では3-4に示した貴重な成果が得られた。

5 研究成果の交換及び公表

本共同研究の成果は、U J N R耐風・耐震構造専門部会及びその中の作業部会のワークショップを中心に、交換を行ってきた。両国で交換した主要な研究報告・論文を示すと以下のようになる。

(1) R C柱状構造物の動的耐震設計法に関する研究

(a) 日本側

- 1) 「Experimental Tests on Dynamic Strength of RC Bridge Piers」, U J N R、第16回合同部会、ワシントンD C、昭和59年
- 2) 「Experimental Investigation on Hysteretic Behavior of RC Bridge Pier Columns」, U J N R、第17回合同部会、つく市、昭和60年
- 3) 「Hysteretic Behavior of RC Bridge Piers by Dynamic Loading Tests and Shaking Table Tests」, 第3回U J N R橋梁ワークショップ、つくば市、昭和62年
- 4) 「Effect of Number of Loading Cycles and Loading Velocity of RC Bridge Piers」, U J N R、第19回合同部会、つくば市、平成元年
- 5) 「Dynamic Strength and Ductility of RC Bridge Piers」, U J N R、第20回合同部会、ワシントンD C、昭和63
- 6) 「R C橋脚の動的耐力に関する実験的研究-(その1)昭和56年~昭和58年度の検討結果」-、土木研究所資料、第2232号、昭和60年

- 7) 「RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究－(その1)断面形状、荷重载荷方向、らせん鉄筋、及び、せん断補強筋の影響－、土木研究所資料、第2279号、昭和61年
- 8) 「RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究－(その3)荷重载荷速度及び荷重载荷履歴の影響－、土木研究所資料、第2504号、昭和62年
- 9) 「Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of RC Bridge Pier Columns」、土木学会論文集、Vol.5, No.2, 昭和63年
- 10) 「Effect of Cyclic Loading Hysteresis on Dynamic Behavior of RC Bridge Piers」、土木学会論文集、Vol.5, No.1, 昭和63年
- 11) 「Deterioration of Equivalent Stiffness of RC Columns Subjected to Inelastic Load Reversals」、第9回世界地震工学会議、東京/京都、昭和63年
- 12) 「Hysteretic Behavior of RC Bridge Piers by Dynamic Loading Tests and Shaking Table Tests」、第9回世界地震工学会議、東京/京都、昭和63年
- 13) 「等価エネルギー法によるRC橋脚の非線形地震応答変位の推定精度」、土木技術資料、Vol.29-5, 昭和62年
- 14) 「RC橋脚の動的耐力及び変形性能」、土木技術資料、Vol.29-12, 昭和62年
- 15) 「RC橋脚の動的特性に及ぼす载荷履歴の影響」、土木技術資料、Vol.29-8, 昭和62年
- 16) 「RC橋脚の動的特性に及ぼす载荷くり返し回数の影響」、土木技術資料、Vol.29-6, 昭和62年
- 17) 「RC橋脚の動的耐力に及ぼす载荷速度の影響」、土木技術資料、Vol.29-8, 昭和62年
- 18) 「RC橋脚の動的特性に及ぼす载荷履歴の影響」、土木技術資料、Vol.29-8, 昭和62年

(b) 米国側

- 1) 「NBS Large Scale Seismic Testing Project」、第1回UJNR橋梁ワークショップ、つくば市、昭和59年
- 2) 「Behavior of 1/6-scale Model Bridge Columns Subjected to Cyclic Inelastic Loading」、NBSIR 86-3494, National Bureau of Standards, 昭和61年
- 3) 「Behavior of 1/6-Scale Model Bridge Columns Subjected to Cyclic Inelastic Loading」、第3回UJNR橋梁ワークショップ、つくば市、昭和62年

(2) 地中構造物の動的耐震設計法に関する研究

(a) 日本側

- 1) 「PWRI Observation Station of Seismic Response of Pipeline」、第3回UJNRライフライン・ワークショップ、つくば市、平成元年

(b) 米国側

- 1) 「Pipeline Field Experiment at Parkfield, California」、第3回UJNRライフライン・ワークショップ、つくば市、平成元年

3. 地下空間の利用技術の開発

(建設技術研究開発調査費〈総プロ〉)

3. 1 地下施設の耐震設計法に関する研究

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

小口径管路、共同溝、沈埋トンネル等、小～中規模の地下構造物の耐震設計技術については、これまでに各種の検討がなされている。本研究は、大規模地下道路、大規模地下河川等の全く新しい構造で、かつ、大規模（大断面）な地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的として行うものである。

大規模地下構造物を地震時振動特性に基づいて分類すると、①深さ方向に比べて水平方向に長大な地下構造物、②水平方向に比べて深さ方向に長大な地下構造物、③多くの接続物や隔壁が組み合わされた地下構造物、④大断面シールドトンネル、⑤分岐部を有するシールドトンネル、⑥双設されるシールドトンネル、の6つの構造パターンに分類される。本年度は、このうち①深さ方向に比べて水平方向に長大な地下構造物（以下、水平地下構造物と呼ぶ）の耐震性の検討を行った。

2. 研究目的

本研究は、大都市域の土地利用の高密度化にともない、今後、大規模、大震度化が予想される地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的とする。

3. 研究方法

3. 1 構造形状を反映できる水平地下構造物の耐震計算法の開発

シールドトンネルのような線状構造物と異なり、3次元的な広がりを持つ水平地下構造物の地震応答を計算する場合には、次の点に注意が必要である。

①構造物軸線上だけでなく、水平方向の地盤条件の変化を反映できること。

②軸方向と軸直角方向とで構造物の剛性が異なるといった構造条件の変化を反映できること。

以上の観点から、水平地下構造物の耐震計算法として、地盤を3次元バネ～質点で、また、構造物を直交異方性を有する平面シェル要素でモデル化することのできる地震応答解析手法を開発した。

3. 2 水平地下構造物の地震時応答特性の検討¹⁾

水平地下構造物を上記の3次元モデルでモデル化した場合と、線状構造物と同様に2次元モデル（構造物を梁で、地盤を2次元バネ～質点）でモデル化した場合についてそれぞれ地震応答解析を行い、モデル化手法の違いによる地震応答特性の違いを検討した。

3. 3 地盤条件の変化部における水平地下構造物の耐震性の検討¹⁾

地盤条件が急変する箇所に地下構造物が建設される場合には、この箇所で応力の集中が生じる。基盤から表層地盤の変化部のように剛性が極端に変化する箇所に建設される場合には、このような箇所で断面力の集中を軽減することが必要な場合もある。線状地

下構造物では地盤急変部に可とう性継手を設ける場合が多いが、水平地下構造物でどの程度有効であるかを検討するために、可とう性継手を設けた水平地下構造物に対して地震応答解析を行った。

4. 研究結果

4. 1 構造形状を反映できる水平地下構造物の耐震計算法の開発

3. 1 に示した観点から、水平地下構造物を直交異方性板平面シェル要素で、また、周辺地盤を3次元バネ～質点でモデル化することのできる地震応答解析手法の検討手順を示すと図1のようになる。

①表層地盤の3次元バネ～質点系モデルの作成

3次元的な広がりを持つ表層地盤を、地表面と基盤面とを端面とする土柱に分割し、それぞれの土柱を1質点バネで置換したのち、これらの質点を伸縮バネとせん断バネを用いて相互に連結する。

②水平地下構造物の力学モデルの作成

水平地下構造物を複数の構造物要素に分割し、それぞれの要素を、構造物長手方向と軸直角方向とで剛性の異なる直交異方性板平面シェル要素に置換する。

③表層地盤の地震応答解析

表層地盤の地震応答解析を行い、各地盤質点位置での応答変位を計算する。この応答変位は、構造物本体の応答を解析するための入力地震動となるものであり、各地盤質点について時系列で計算する。

④応答変位法による構造物の応答解析

③で計算された地盤の応答変位のうち、構造物要素の節点位置での応答変位を、構造物～地盤間バネを介して、静的に構造物に作用させる。これを時系列に行うことにより構造物の動的応答変位を計算する。

⑤トンネル各部の応力、ひずみの照査

④で計算された構造物の応答から、構造物要素に生じる応力及びひずみを計算する。これらの値とトンネル各部の許容応力、許容ひずみとを比較し、トンネルの耐震安全性を評価する。

なお、表層地盤の3次元バネ～質点へのモデル化手法、トンネル要素の直交異方性板平面シェル要素へのモデル化手法の詳細については、参考文献2)を参照されたい。

4. 2 水平地下構造物の地震応答特性の検討

①解析の対象とした水平地下構造物は、全長734.2m、幅65.3m、高さ10.4m、往復4車線の鉄筋コンクリート製沈埋トンネルである。トンネル断面は図2に示すように偏平な形状であり、縦横比は6.4程度である。トンネルの物性値を表1に示す。

解析に際しては、トンネルを含む長さ734.2m、幅159.6mの範囲の地盤を対象とした。トンネル長手方向及び軸直角方向の地盤条件を示すと図3の通りである。トンネル長手方向には洪積層(D層)が緩やかに傾斜して堆積しており、トンネル軸直角方向にはほぼ一様に堆積した洪積層上にAc層、As層等の沖積層がトンネルの両側ほど厚く堆積している。なお、地盤の解析はD層内の深さ60mの水平面を耐震計算上の基盤面と設定した。地盤各層の物性値は表2に示す値を用いた。

②トンネルのモデル化

直交異方性板平面シェルモデルは、トンネル全長を長手方向に36分割、直角方向に5分割して、合計360個のトンネル要素を直交異方性板平面シェル要素にモデル化することに

より作成した。また、梁モデルは、トンネル全長を36分割し、合計36個のトンネル要素を梁要素にモデル化することにより作成した。

③地盤のモデル化

3次元解析では、解析対象地盤をトンネル長手方向に37質点、軸直角方向に7質点の合計259質点に分割した。また、2次元解析では、解析対象地盤のうち、トンネル軸線に沿う地盤断面をトンネル長手方向に37質点に分割した。

表層地盤の解析モデルを示すと図4の通りである。

④入力地震動

動的解析用入力地震動 L_2 を用いた。地震動 L_2 は、マグニチュード8.0の地震が震央距離25kmの地点に発生した場合の第1種地盤上の加速度応答スペクトルを推定し、これに1968年十勝沖地震の際に八戸港で観測された加速度記録の加速度応答スペクトルが固有周期0.8～5.0秒の間で一致するように、この加速度記録を周波数領域で振幅調整したものである。

⑤モデル化の違いによる応答の違い

トンネルを直交異方性板平面シェルモデル（3次元バネ～質点モデル）でモデル化する場合と、従来の線状地下構造物と同様に梁モデル（2次元バネ～質点モデル）でモデル化する場合の応答の差異を検討するため、トンネルに生じる最大軸応力の分布を両モデルで比較して示すと図5のようになる。

モデル化の違いによる応答の違いとして、以下の点が指摘される。

a)地震動の入射方向によらず、モデル化の違いによって最大軸応力の分布は大きく異なる。特に、地震動を軸直角方向に入射した場合に、梁モデルではほとんど軸応力が生じていない区間（地盤質点番号5～20番）でも直交異方性板平面シェルモデルでは約700tf/m²程度の軸応力が生じている点が着目される。また、このような応答の違いの程度は、地震力の入射方向や断面力の種類によって異なる。

b)本検討で対象としたような幅広なトンネルの応答を正しく設計に反映させるためには、ここで提案した3次元モデルを用いる必要がある。線状地下構造物と同様に2次元モデルを用いた場合には適切な設計ができない場合もあると考えられる。

c)それぞれ2次元モデル及び3次元モデルを用いて計算される断面力に基づいて、地盤質点番号15番位置のトンネル断面における配筋量を算定すると図6のようになる。

4. 3地盤条件の変化部における水平地下構造物の耐震性の検討

4. 2で検討の対象とした幅広トンネルの1断面（地盤質点番号14番）に可撓性継手（トンネル本体の1/50の剛性を有する）を設けたモデルに対して、地震応答解析を実施した。一例として、トンネルに生じる最大軸応力の分布を示すと図7の通りである。

可撓性継手が水平地下構造物の耐震性に及ぼす影響として、以下の点が指摘される。

a)地盤質点番号14番の位置における最大軸応力は、約700tf/m²から約300tf/m²に軽減される。したがって、基本的には、表層地盤～基盤のような地盤条件の急変部においても、近傍の構造物断面に可撓性継手を設けることにより、応力の集中を緩和することができると考えられる。

b)可撓性継手に必要とされる性能（伸縮量、曲げ角、離脱防止性能）は、本3次元モデルを用いた地震応答解析を行うことにより算定することができる。

5. まとめ

水平地下構造物の耐震性を検討することを目的として、水平地下構造物の地震応答解析手法の開発、及び、本手法を用いた地震応答解析を行った。この結果、従来の線状地下構

造物に用いられている2次元解析モデルとの応答の差異、及び、水平地下構造物における可撓性継手の有効性に関して各種の有効な知見が得られた。

大規模地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的として、今後以下の項目について検討を行う必要がある。

① 水平地下構造物の耐震性の検討

a) 構造物上載土の慣性力の影響

b) 大きな相対変位を許容できる可撓性継手構造、及び、剛性の評価方法

② 鉛直地下構造物（水平方向に比べて上下方向に長大な構造物）の耐震性の検討

a) 耐震解析モデル、及び、耐震計算法

b) 地盤条件急変部における耐震性、及び、取り得る対策

③ 複雑な地下構造物（多くの隔壁や接続物が組み合わされた構造物）の耐震性の検討

a) 耐震解析モデル、及び、耐震計算法

b) 耐震設計上のポイント、及び、取り得る対策

【参考文献】

1) 川島・杉田・加納：偏平な沈埋トンネルの耐震性の検討、土木研究所資料、作成中

2) 川島・大日方・加納：シールドトンネルの耐震性に関する研究（その4）、土木研究所資料、第2496号、昭和62年2月

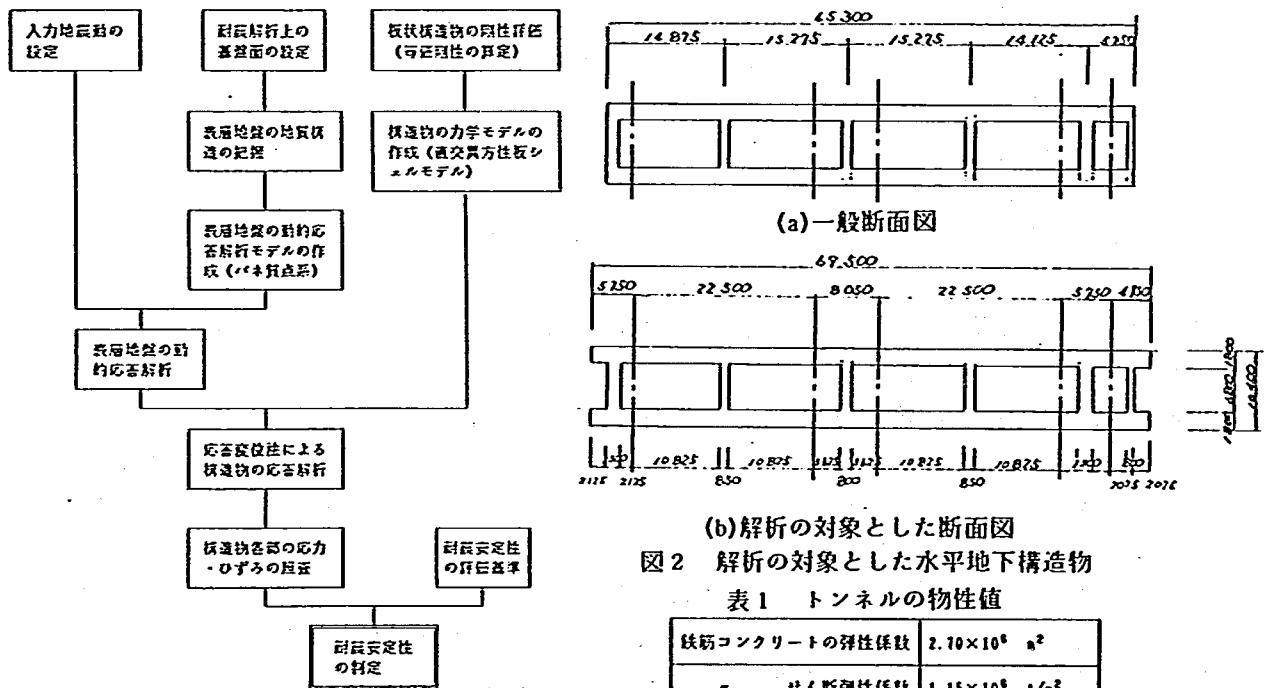
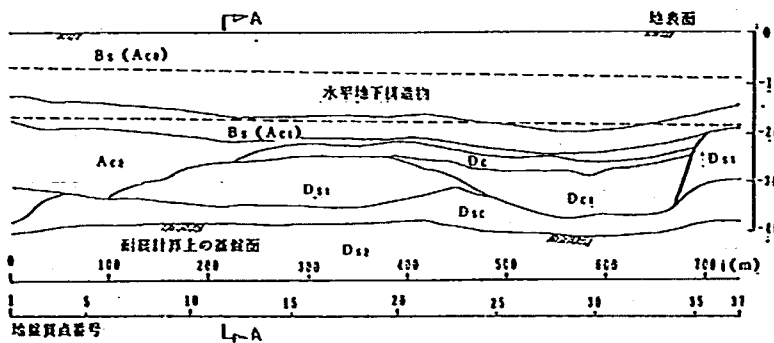
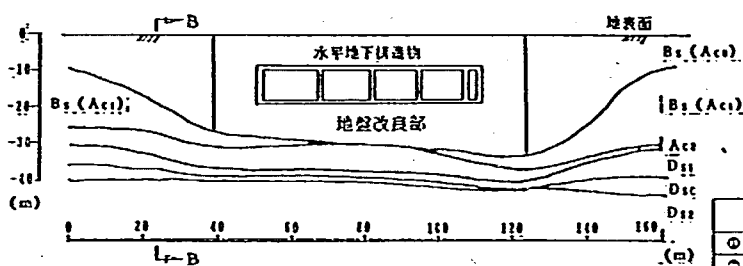


図1 水平地下構造物の地震応答解析の手順



(a) トンネル長手方向



(b) トンネル軸直角方向

図3 解析対象とした地盤条件

表2 地盤の物性値
(a)地盤各層

層	N	V_s (m/s)	γ_s (t/m ³)	G (t/m ²)	σ_{100} (t/m ²)
B _s (A _c)	0	90	1.700	1405	899
A _c	0	90	1.424	1177	753
D _{s1}	0	90	1.575	1302	833
A _c	5.3	139	2.060	4061	2599
A _c	1.1	103	1.545	1672	1070
A _c	7.2	154	1.834	4438	2840
D _{s2}	4	159	1.554	4009	2566
D _{s3}	43	280	2.100	16800	10752
D _{s4}	13.2	236	1.675	9519	6092
D _s	32.9	256	2.070	13843	8659
D _{s1}	9.0	208	1.554	6860	4381
D _{s1}	37.1	267	1.980	14403	9218
D _{s2}	45.6	286	1.831	15282	9781
D _{s1}	50	295	1.868	16588	10616

(b)地盤改良部

	(γ_s)	(σ_{100})	(V_s)	(γ_s)	(σ_{100})	(V_s)	(σ_{100})
①	78.5	1.3	208	1.500	6950	5456	3492
②	78.5	6.8	255	1.800	15200	11932	7636
③	52.3	6.8	208	1.800	15200	7950	5088
④	40.0	3.5	149	1.800	10250	4131	2624

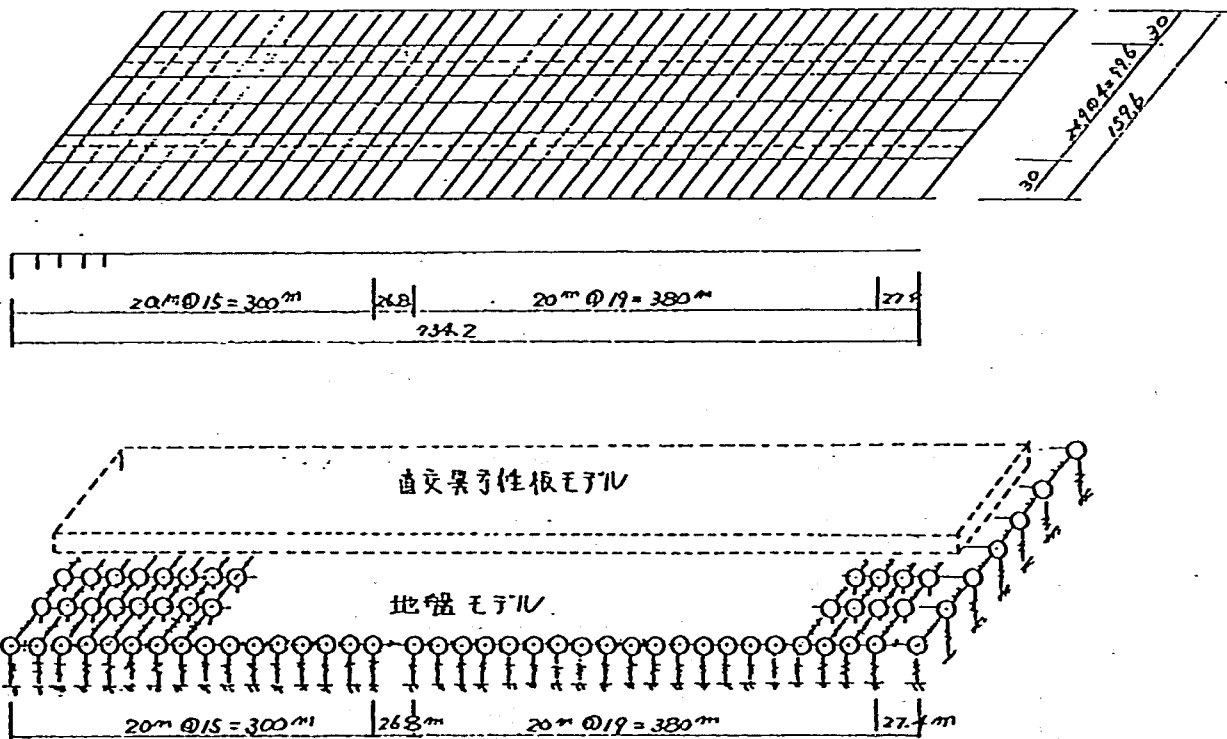
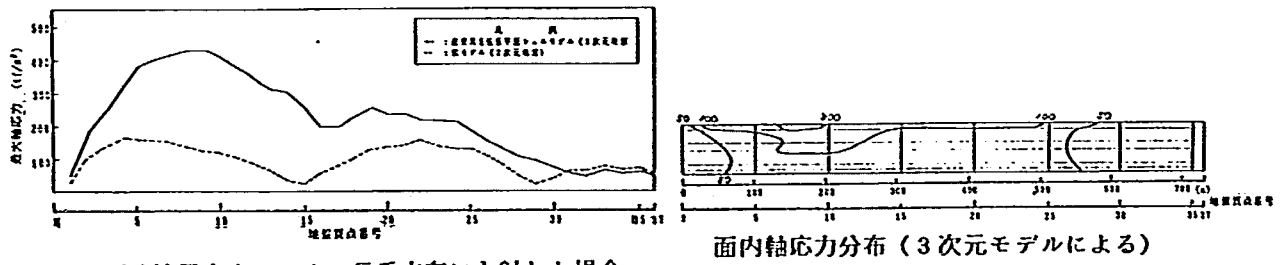
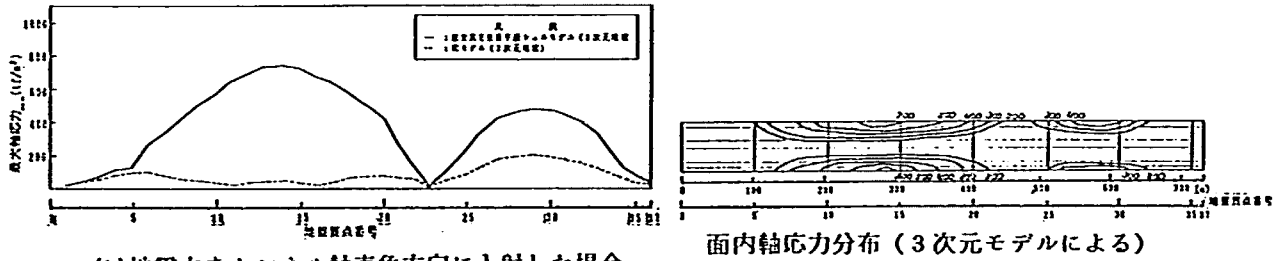


図4 表層地盤の3次元モデル



(a)地震力をトンネル長手方向に入射した場合



(b)地震力をトンネル軸直角方向に入射した場合

図5 モデル化の違いによる応答の違い

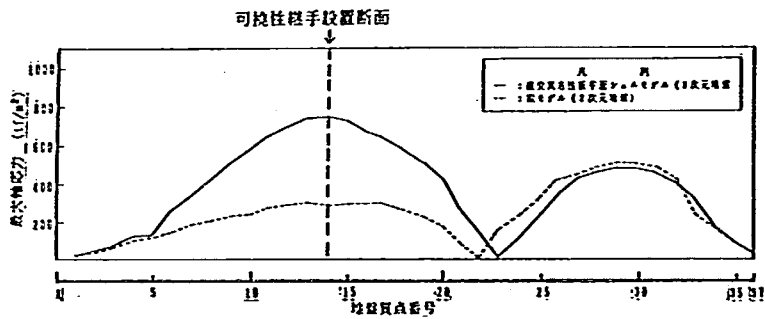
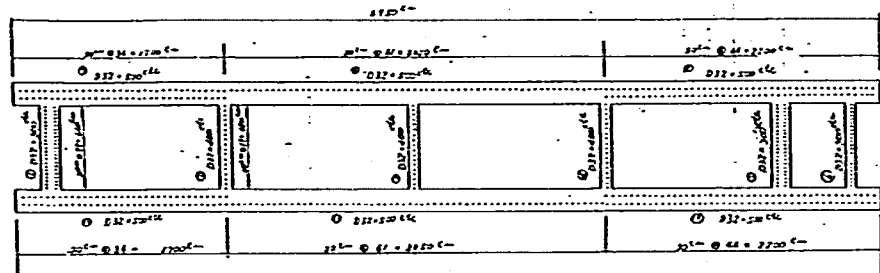
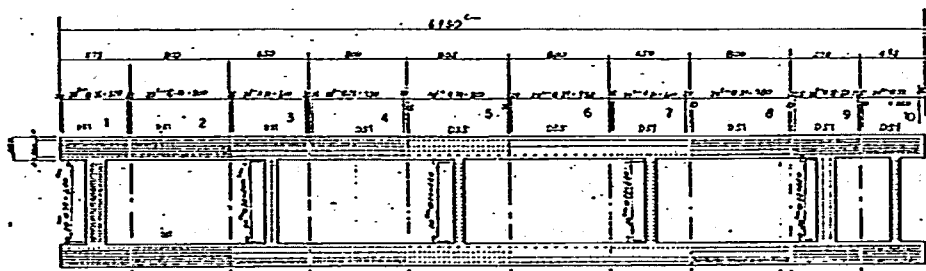


図6 解析モデルの違いによる設計断面の比較



(a)2次元モデル(梁モデル)で解析した場合



(b)3次元モデル(直交異方性板平面シェルモデル)で解析した場合

図7 可撓性継手がトンネルの最大軸応力に及ぼす影響(トンネル軸直角方向入射)

3. 2 災害防除システムに関する研究

耐震研究室 室 長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

地下構造物は、地上構造物と異なり密閉空間であるという特徴を有している。このため、地下構造物の利用者は地震災害に対する潜在的な不安感を抱きやすく、地震時にはパニック等の二次災害が懸念されている。本研究は、地下構造物のうち不特定多数の車両及び人間が利用する大規模な地下道路を想定し、利用者の地震時の不安感を解消する上で有効と考えられる対策とその選定方法を検討しようとするものである。

2. 研究目的

本研究は、大都市域の土地利用の高密度化にともない、今後、大規模、大深度化が予想される地下構造物の地震災害防除技術を開発することを目的とする。

3. 研究方法

本検討は、一般の道路利用者の立場から見て、何故地震時に不安を感じるか、また、これを解消するためにはどのような対策が有効かをブレインストーミングを繰り返して行うことにより抽出しようとするものであり、以下に示す項目について順次検討を行った（図1、図2参照）。

3. 1 不安感を解消させる上で有効な対策（基本機能、上位機能）の抽出

大規模地下道路の利用者が地震に対して潜在的に抱くであろう不安感は、様々な要因から構成されるものと考えられる。したがって、一般の道路利用者の立場からブレインストーミングを行い、不安感を解消させる上で有効な対策（基本機能、上位機能）を抽出するとともに、不安感を解消できる効果の大小に応じてこれら対策の順位付けを行った。

3. 2 上位機能に応じた実施項目及び実施細目の検討

上記の上位機能を達成する上で有効となる具体的な実施項目及び実施細目をブレインストーミングを行うことにより抽出した。

3. 3 実施項目及び実施細目の実現可能性による分類

上記の実施項目及び実施細目の中には、相反する項目や実現性の小さい項目も含まれており、適切な地震防災方策を選定するためには、実施項目を実現可能性の観点、及び、どの程度の不安感の解消が望めるかの2面から総合的に評価することが重要となる。ここでは、実施項目及び実施細目を、特に実現可能性にもとづいて、可能性の大きい項目と可能性の小さい項目に分類した。

ここに、検討に用いたブレインストーミング手法とは、集団の連鎖反応効果を期待して、複数の人間が1つのテーマについて自由にアイデアを出し合う会議方法のことである。ブレインストーミングにおいては、①アイデアに対して良し悪しの判断はしない、②自由奔放なアイデアを歓迎する、③アイデアの質より量を求める、④他人のアイデアの改善・結合を求める、の4つの原則に従って会議を進行させる。

本検討では、3～8名のメンバーによりブレインストーミングを実施した。

4. 研究結果

4. 1 不安感を解消させる上で有効な対策（基本機能、上位機能）の抽出

①上位機能及び基本機能の抽出

『大規模地下道路での地震時の不安感を解消させるためには？』をテーマとしてブレインストーミングを行った結果、223件のアイデアが抽出された。さらにこれらのアイデアを整理した結果、「不安感をなくす」が大規模地下道路の地震防災上最も基本的な働き（基本機能）であることが明らかになった。また、基本機能を達成するための対策として、次の9件の上位機能が抽出された。すなわち、①安全性をPRする、②付加機能を持たせる、③快適な線形・形状をつくる、④快適な空間環境をつくる、⑤情報をコントロールする、⑥避難システムをつくる、⑦通行規制をつくる、⑧構造物の耐災性を向上させる、⑨車の耐災性を向上させる、である。

②上位機能の評価

一対比較により、利用者の不安感を解消させる上での有効性に着目して、上位機能の順位付けを行った。一対比較表及び基本機能と上位機能の機能系統図を示すと、それぞれ表1及び図3の通りである。なお、図3には、それぞれの上位機能に対応して、特に解消が期待できる不安感の種類を併記している。

以上の検討により、大規模地下道路の地震防災上の特徴として、以下の点が指摘される。

- a) 利用者の不安感を解消する効果が最も期待できる機能として「快適な線形・形状をつくる」が抽出された。本機能を達成することにより解消が期待できる不安感は、「狭い・暗い・不快である」といった全ての地下施設に対する常時からの漠然としたイメージであり、このような潜在的なイメージを取り除くことが地震防災上も最も重要である。
- b) 大規模道路利用者の不安感を構成する要因は、「狭い・暗い・不快」や「逃げ場がない」という地下道路に特有な要因と、「情報が入らない」や「事故が起こりやすい」という地上道路に共通する要因に大きく分類される。地下道路に特有な要因は、地上道路に共通する要因に比べて不安感に及ぼす影響の順位が高いことから、まず、地下道路に特有な要因の解消を図ることが重要となる。
- c) さらに、不安感を構成する要因は、「狭い・暗い・不快」や「安全とは思えない」という心理面からの不安感と、「逃げ場がない」や「構造物が壊れる」という物理的側面からの不安感に分類される。心理面からの不安感は快適なイメージを与えることにより、また、物理的側面からの不安感は地下道路に利用者を守るだけの機能を与えることにより解消できる。

4. 2 上位機能に応じた実施項目及び実施細目の検討

上述した上位機能を達成するための実施項目、及び、具体的な実施細目を、ブレインストーミングを行うことにより抽出した。一例として、最も不安感に及ぼす影響の大きい要因「狭い・暗い・不快である」を解消するための上位機能「快適な線形・形状をつくる」、及び、「避難システムをつくる」を達成する上で有効な実施項目及び実施細目を示すと表2の通りである。

以上の検討により、以下の点が指摘される。

a)対策「快適な線形・形状をつくる」は、道路が本来持つべき『人を運ぶ』機能を確実に達成しようとするものであり、実施細目の中で特に、「適切な線形計画を立てる」、「出入口を工夫する」、及び、「視界をよくする」の3つが地下道路の地震防災を検討する上での特徴となる。

b)実施細目中には、「全て地下にする」と「時折地上に出るようにする」など相反する項目も含まれている。このため、適切な地震防災対策を選定するためには、実施細目を実現可能性の観点、及び、どの程度の不安感の解消が望めるかの2面から総合的に評価することが重要である。

4. 3 実施項目及び実施細目の実現可能性による分類

4. 2で抽出した実施項目及び実施細目を、実現の可能性に基づいて、可能性の大きい対策と小さい対策に分類した。一例として、上位機能「快適な線形・形状をつくる」を達成するための実施項目及び実施細目の分類結果を示すと表3のようになる。

以上の検討により、以下の点が指摘される。

a)実施項目及び実施細目を技術的に建設が可能かどうかといった側面から評価すると、「立体交差にする」や「断面形状を変える」など、複雑な線形及び断面形状を必要とする対策は、都市部での実現性は基本的に低いと考えられる。また、地上での用地確保の側面から評価すると、「出入口のアプローチを長くとり」や「時折地上に出るようにする」といった対策も同様に実現性が低いと考えられる。

b)「分離帯を設ける」や「高速車と低速車に分ける」など、構造上で対応できる対策については、実現は比較的容易と考えられる。

5. まとめ

大規模地下道路の利用者の立場からブレインストーミングを行うことにより、地震に対する不安感を解消する上で有効な対策、及び、大規模地下道路の地震防災上の特徴を明らかにした。本年度の研究結果を踏まえて、次年度以降は以下の項目について検討する必要がある。

①利用者の不安感の解消に着目した地震防災方法の検討

a)個々の対策を行うことによる不安感の解消程度

b)不安感を解消する上で最も有効な対策の選定方法

②二次災害の防止に着目した地震防災方法の検討

a)二次災害の種類・程度に応じた対策の抽出

b)二次災害の防止する上で最も有効な対策の選定方法

【参考文献】

- 1) 建設省土木研究所：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書、共同研究報告書、第29号、平成元年8月

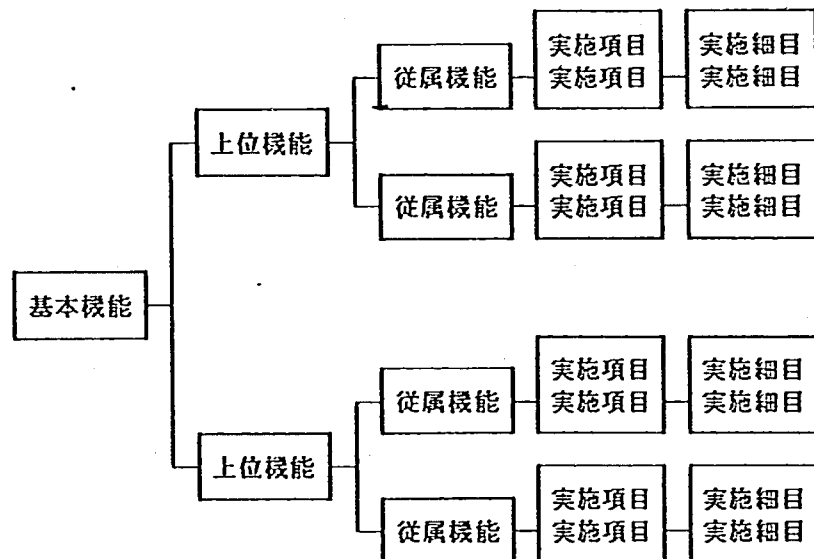


図1 基本機能～実施細目までの上下関係

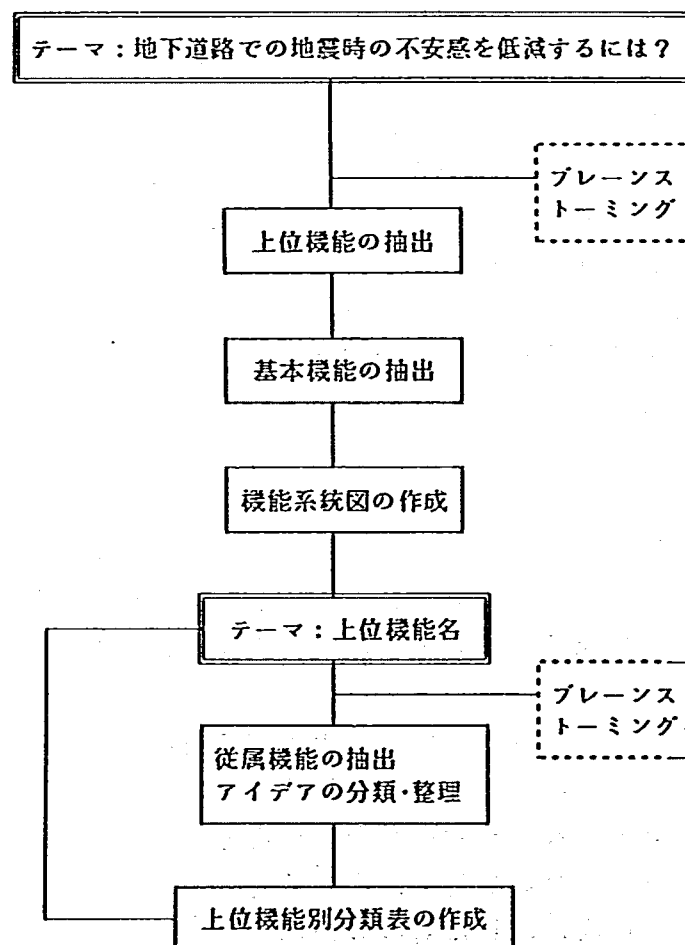


図2 検討の手順

表1 上位機能間の一対比較表

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	得点	順位
1. 安全性をPRする	—	O ¹	x ¹	x ¹	Δ ¹	Δ ¹	O ¹	O ¹	O ¹	4 ²	3 ¹
2. 付加機能を持たせる	x ²	—	x ²	x ²	x ²	x ²	O ²	x ²	O ²	2 ²	7
3. 快適な線形・形状をつくる	O ³	O ³	—	O ³	O ³	O ³	O ³	O ³	O ³	5 ³	1
4. 快適な空間環境をつくる	O ⁴	O ⁴	x ⁴	—	O ⁴	O ⁴	O ⁴	O ⁴	O ⁴	7 ⁴	2
5. 情報をコントロールする	Δ ⁵	O ⁵	x ⁵	x ⁵	—	Δ ⁵	O ⁵	Δ ⁵	O ⁵	3 ⁵	5
6. 避難システムをつくる	Δ ⁶	O ⁶	x ⁶	x ⁶	Δ ⁶	—	O ⁶	Δ ⁶	O ⁶	3 ⁶	4
7. 通行規制をつくる	x ⁷	x ⁷	x ⁷	x ⁷	x ⁷	x ⁷	—	x ⁷	O ⁷	1 ⁷	8
8. 構造物の耐災性を向上する	x ⁸	O ⁸	x ⁸	x ⁸	Δ ⁸	Δ ⁸	O ⁸	—	O ⁸	3 ⁸	6
9. 車の耐災性を向上する	x ⁹	x ⁹	x ⁹	x ⁹	x ⁹	x ⁹	x ⁹	x ⁹	—	0 ⁹	9

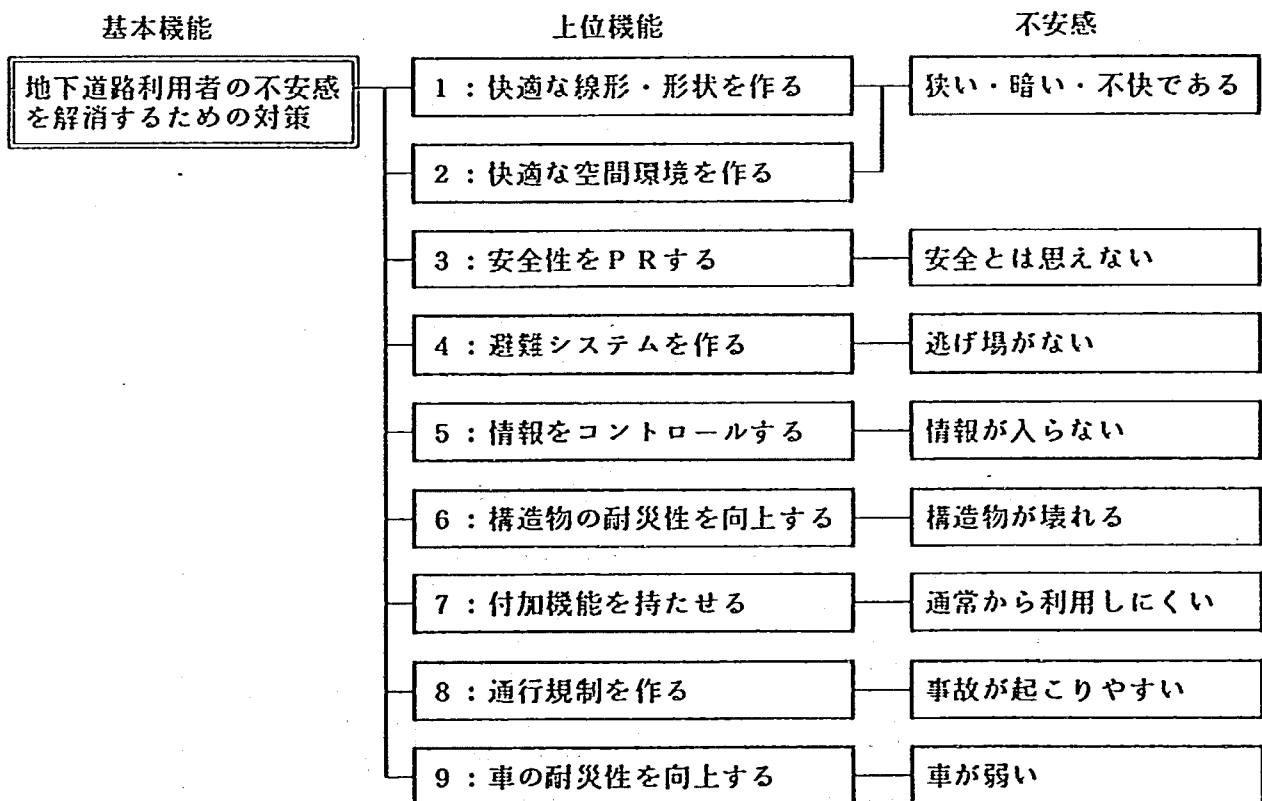


図3 基本機能、上位機能、及び、解消できる不安感の関係

表2 不安感を解消する上で有効な実施項目及び実施細目
(a) 上位機能「快適な線形・形状をつくる」を達成するための実施項目及び実施細目

実施項目	実施細目
1.適切な路線計画を立てる	・すべて地下にする(環状線にする、編目状にする、地上の道路に接続させない、地上部からトンネルにする)・バイパスにする・単純なルートにする・長いトンネルにしない
2.運転者を飽きさせない	・路線の曲率を変える・短く感じさせる・時折地上にできるようにする
3.分合流を工夫する	・分合流を完全にする(勾配をなくす、車線を増やす、車線変更区間を長くする)・交差点をなくす・立体交差にする・合流させない
4.設計速度を上げる	・線形を滑らかにする(急勾配・急カーブをなくす)・高速車と低速車に分ける(普通車・大型車で道路を別にする、車種によって勾配を変える)
5.車線を工夫する	・車線数を多くする(一方4車線以上とする)・一方通行にする・分離帯を設ける・基本車線数を減少させない
6.出入口を工夫する	・入口を親しみやすい形状にする・入口を大きくする・雨・雪を入れない・出入口のアプローチを長くする
7.視界をよくする	・断面形状を工夫する(丸みを持たせる、楕円状にする、矩形状にする)・断面を大きくする(高さを高くする、幅を広くする、車線幅を広くする)・無駄なものを書く(柱を設けない、天井に物を吊さない)

(b) 上位機能「避難システムをつくる」を達成するための実施項目及び実施細目

実施項目	実施細目
1.避難しやすいトンネル構造にする	・避難路を作る・シュルターをつける・副道を作る・出口をたくさんつける・安全区間を設ける・非常駐車場を作る・車線数を多くする・停車帯を設ける・必ず安全な場所を確保する・非常口を広くする・避難路を広くする・緊急車両用の車線を作る・車線幅を広くする
2.人・車の流れをコントロールする	・人と車で避難を分ける・パニックを防ぐ・閉鎖しない・外証から進入させない・車を管理する・人を席につかせる・避難者の名前を登録する・できるだけ地上に逃がす・全ての車のマスターキーを作る・ドライバーを安心させる・誘導員を配置する・被災箇所近づけない・自動車保管システムを作る・障害者・老人・子供を積極的に保護する
3.非常用設備を備える	・自家発電機をつける・電話をつける・無線システムを作る・排水システムを作る・医療機器を備える・非常用食料を備える・エレベーターをつける・モニターをつける・救急装置をつける・排気システムを作る・燃料を蓄える・水道をつける・防煙シャッターを作る・防水シャッターをつける・防火シャッターをつける・作業員を確保する・火災検知装置をつける・振動検知装置をつける・消火システムを作る・車両検知装置をつける・レスキュー隊を確保する・常時より照明を明るくする・誘導標識をつける・浸水検知装置をつける・トンネル内に緊急用車両を常駐させる・医療設備を備える
4.情報を管理する	・スピーカーを使わない・表示板をつける・管理者同士の連絡を確実に行えるようにする・TVから指示を出す・ラジオから指示を出す・情報集中管理システムを作る・トンネル内の状況を教える・避難路選定エキスパートシステムを作る・無線を使えるようにする・ドライバーに判断させない・外証の状況を知らせる・わかりやすい地図を作る・避難情報を集める・自分のいる位置がわかるようにする・他の施設と連絡する・適切な情報だけ教える・被害状況がわかるようにする・避難誘導機器をつける・ビデオ装置をつける
5.P.Rする	・通常からラジオで避難方法を教える・避難訓練をする・パンフレットを作る・避難システムのCMを流す・避難訓練を宣伝する

表3 実施項目及び実施細目の実現可能性に基づく分類
(上位機能「快適な線形・形状をつくる」)

実現の可能性が大きい実施細目	実現の可能性が小さい実施項目
地上の道路に接続させない、 地上部をトンネルにする、 路線の曲率を変える、 カーブの数を左右同じにする、 合流させない、 分合流の勾配をなくす、 急勾配をなくす、 急カーブをなくす、 縦断勾配をつけない、 曲線部を長くする、 登坂車線を設ける、 1車線にしない、 入口を親しみやすい形状にする、 雨や雪を入れない、 天井に物を吊さない、 全体に丸みを持たせる、 路側を広くする、 車線幅を広くする、	△環状線にする、 △編目状にする、 短く感じさせる、 ▲時折地上に出るようにする、 △トンネル断面を変える、 △立体交差にする、 △分合流部で車線を増やす、 車線変更区間を長くする、 普通車、大型車は別のトンネルを使う、 車種によって勾配を変える、 △一方4車線以上とする、 △地上から見えるようにする、 ▲出入口のアプローチを長くする、 ▲坑門口を広くする、 △柱を設けない、 △断面を楕円形にする、 △断面を四角くする、 △トンネル高さを高くする、 △幅を広くする、

注) △は、技術的に建設が可能か否かの観点から、実施が困難と考えられる細目。

▲は、地上での用地確保の観点から、実施が困難と考えられる細目。

4. 震災復旧計画作成支援システムの開発 (建設技術研究開発調査費〈総プロ〉)

耐震研究室	室長	川島	一彦
	研究員	杉田	秀樹
		加納	尚史
		飯田	寛之

1. まえがき

大規模な地震が発生した場合には、被害の拡大防止、二次災害の防止を図るとともに、被災した施設の復旧対策を適切に実施することが、被害の拡大や社会不安の増大を防ぐ上できわめて重要である。このためには、震災発生後において、震災及び措置・復旧情報を的確かつ迅速に収集し、処理伝達することにより、円滑な復旧に役立たせる必要がある。

2. 研究目的

本研究は、被災情報を速やかに収集し、大量の情報を系統的に分析し、施設管理者が災害復旧対策を実施する際の基本情報を提供することが可能な支援システムの開発を目的として実施するものである。

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「災害情報システムの開発委員会(梅村魁委員長)」、及び、この委員会のもとに設置された「復旧計画作成支援システムの開発委員会(久保慶三郎委員長)」、さらに、その下に設けられた「震災復旧計画作成支援システムの開発分科会(栗林栄一分科会長)」で研究計画、研究成果の検討を行いつつ、以下の項目について検討した。

3. 1 震災復旧計画作成支援システムの全体構成の検討

震災復旧の時期区分を、震後の時間経過、及び、必要とされる対策に応じて分類するとともに、それぞれの時期区分で必要とされる震災・復旧情報を整理した。また、現段階で提案のなされている「防災情報システム(案)、建設省防災情報システム研究会」を有効な情報支援システムとして発展させていくために、本震災復旧計画作成支援システムに必要とされる役割及び全体構成に関して検討を行った。

3. 2 震災・復旧情報の収集・伝達システム(ヘリコプターを用いた場合)の検討

ヘリコプターを用いた震災・復旧情報の収集・伝達システムを開発することを目的として、震災復旧の時期区分に応じたヘリコプターの飛行方法、及び、ヘリコプターからのビデオカメラの撮影方法を提案するとともに、熱赤外線カメラの夜間撮影への適用性をRC橋脚模型及び盛土模型を用いた撮影実験により検討した。また、情報収集能力及び伝達能力の向上に貢献できる新技術の調査を行った。

3. 3 震災・復旧情報の表示・分析システムの検討

復旧計画の策定に際しては、誤情報も含む大量の情報が集まる中で、管理者の復旧に必要な情報を抽出するとともに、これを必要な部署に正しく連絡することが重要となる。このような観点から、震災復旧活動を支援する情報解析システムとして、震災・復旧情報の表示・分析システムの全体構成を提案するとともに、システムを構成する10個のサブシステムが持つべき表示・解析機能を検討した。また、10個のサブシステムのうち、道路網の復旧状況を時系列にシミュレートすることのできる復旧過程予測サブシステムについて簡単な道路網モデルを用いた試算を行うことにより、適用性を検討した。

4. 研究結果

4. 1 震災復旧計画作成支援システムの全体構成の検討

震後の時間経過、及び、必要とされる対策に応じて、震災復旧の時期区分を以下に示す4つに仕分けした。

①被震期（発震～ほぼ1時間後）

地震特性、余震、津波、気象条件を把握するとともに、周辺・主要施設の被害情報の概略を把握し、必要に応じて緊急避難措置を行う段階。

②震災復旧の第一段階（ほぼ1時間～ほぼ1日後）

施設全体の被災状況の概略を把握し、以後の対応・復旧の基本方針を定めるとともに、二次災害の危険性を適切に判定し、必要に応じて緊急措置を行う時期。

③震災復旧の第二段階（ほぼ1日～ほぼ1週間後）

施設全体の被災状況を把握し、二次災害の危険性、施設復旧の緊急性、施設の用途、重要度、及び、本復旧までの工期等に基づいて応急復旧の必要性を判断する。応急復旧が必要な場合には、応急復旧の優先順位及び復旧水準を定め、適切な工法で応急復旧を行う段階。

④震災復旧の第三段階（ほぼ1週間後～）

施設の重要性、被災の箇所及び程度、復旧の難易度、及び、施設の将来計画を考慮して本復旧水準を定めるとともに、地域の将来計画・復興計画を配慮して本復旧を行う段階。

この際、震災復旧計画作成支援システムを統括する災害対策本部の構成を図1に示すように想定した。

4. 2 震災・復旧情報の収集・伝達システム（ヘリコプターを用いた場合）の検討

①ヘリコプターの飛行方法

震後の時期区分に応じて必要とされる情報を迅速に収集するために、ヘリコプターの飛行方法を以下の3つに分類した（図2参照）。また、調査の進め方について、一例として一定飛行における調査フローを示すと図3の通りである。

1)緊急飛行……災害対策の基本方針を決定するための視察飛行であり、次の方針で飛行する。

- a)被災地区の大勢、及び、ポイントとなる施設の被災特性を判断する。
- b)被災地域に最短経路で直行する。調査箇所の選定は視察者の判断による。
- c)震災地域に到着後、概ね30分程度で必要な情報収集を終える。

2)一定飛行……緊急飛行結果に基づいて、被災状況を一定のフォーマットで調査するための飛行であり、次の方針で飛行する。

- a)飛行経路及び飛行速度は、予め設定しておいたマニュアルに従い、原則として地上本部からの指示による変更はしない。
- b)被災施設の特徴が判断できる調査者を同乗させる。
- c)可視カメラ、赤外線カメラの映像を地上本部に伝送し、被災状況の分析を行う。

3)調査飛行……本復旧に必要な情報を得るために、個々の施設に対して行う飛行であり、次の方針で飛行する。

- a)飛行高度はできるだけ低空とし、不足はカメラの倍率を上げて対応する。
- b)撮影映像は地上本部に伝送し、カメラ操作の指示を受ける。

②可視ビデオカメラの運用方法

ヘリコプターから可視ビデオカメラで撮影を行う場合に、調査対象施設及び被害の特徴に応じて必要とされる焦点距離及び撮影幅等の諸元について検討し、図4に示す調査フローを作成した。検討のポイントは以下の通りである。

1)飛行高度の決定

現行法規による最低飛行高度（市街地で300m、これ以外で300m）に準じる。

2)撮影幅の決定

施設の全容を捉えることのできる撮影幅の下限 A_{min} 、及び、被害を画像上で識別できるだけの解像幅を得るために必要な撮影幅の上限 A_{max} を式(1)により決定する。

$$A = M \times N / 6$$

(1)

ここに、 A は撮影幅(m)、 M は解像幅(m)、 N は垂直解像度(本)である。

3)焦点距離の決定

焦点距離 f は式(2)を満足するように定める。

$$f_{max} > f \geq f_{min}$$

(2)

ここに、 f_{max} 及び f_{min} は焦点距離の上限値及び下限値であり、それぞれ式(3)及び式(4)により定める。

$$f_{max} = Z \times H / A_{min} \quad (3)$$

$$f_{min} = Z \times H / A_{max} \quad (4)$$

ここに、 Z はカメラの撮影管の横幅(mm)、 H は飛行高度(m)である。

4)施設からの水平離間距離の決定

施設及び被害の特徴に応じて撮影角度を決定した後、式(5)を用いて施設からの水平離間距離 h を決定する。

$$h = H \times \tan \alpha \quad (5)$$

ここに、 α は撮影角度(俯角)である。

5)飛行速度の決定

調査を迅速に行うためにできるだけ高速とする。ただし、カメラのシャッタースピードに比べて画像上の施設の移動速度が大きすぎると、施設の輪郭が流れて記録される現象が生じるため、十分な注意が必要となる。

③熱赤外線カメラの運用方法

熱赤外線カメラは可視カメラと異なり、気象条件、被害の規模、撮影時間帯等により被害の識別程度が変化する。このため、撮影に際してはこれら諸条件に応じて、カメラのレベル(撮影基準温度)及びゲイン(撮影温度幅)を適切に調整する必要がある。

上記諸条件による被害の識別程度の変化を検討するために、RC橋脚模型(写真1参照)及び盛土模型を対象として撮影実験を行った。一例として、撮影時間帯によるRC橋脚の被害の識別程度を写真2に示す。また、解像幅による被害の識別程度の変化を表1に示す。

上記の検討により、熱赤外線カメラの運用方法に関して以下の点が指摘される。

- 1)橋脚のコンクリート剥落や鉄筋の露出、盛土の亀裂は、いづれも適切な距離であれば十分に被害として識別可能である。被害の程度は大きい方がより識別しやすくなる。
- 2)撮影幅及び解像幅の設定が被害の識別程度に大きく影響する。撮影幅は対象施設に対して大きすぎてはならない。また、解像幅は調査対象被害の最小要素(橋脚の場合、クラック幅、鉄筋径等)より小さくしなければならない。
- 3)必要な解像幅を得るためには対象施設に十分近づく必要がある。実際の調査ではヘリコプターの飛行高度が制限されるため、高解像度のカメラと高倍率の望遠レンズを組み合わせて用いる必要がある。

4. 3 震災・復旧情報の表示・分析システムの検討

①震災・復旧情報の表示・分析システムの構成

震災・復旧情報の表示・分析システムは、以下の条件を備えている必要がある。

- 1)被震期から震災復旧の第三段階まで広く用いることができ、かつ、復旧が全て完了した後までも情報の保存がなされること。
- 2)上級管理者から末端の管理者までが同一の情報を共有できること。
- 3)大量の情報を、更新機能を保ちつつ、集計・分析・表示できること。
- 4)震災復旧予測に関するシミュレーション機能を有していること。

上記の観点から、震災・復旧情報の表示・分析システムの全体構成及びシステムを構成する10個のサブシステムの持つべき機能を検討した(図5参照)。一例として、入力サブシステム及び地図情報サブシステムの表示画面を示すと図6のようになる。

②復旧過程予測サブシステムの検討

本サブシステムは、震災後の道路網の被害状況を初期条件として、時系列に復旧過程をシミュレーションすることにより、実際に復旧計画を策定する上での資料を提供しようとするものである。本サブシステムが有効に機能する場合は、複雑な道路種別(車線数、位置、迂回路)からなる道路網において、復旧をどの路線からスタートさせればよいか、また、限られた備蓄資機材でできるだけ復旧の効果を上げるためにはどのような投入の仕方がよいかを検討する場合である。

本年度は、復旧の指示を人間が逐一行うことのできる(マニュアルシミュレーション)システムの検討を行った。マニュアルシミュレーションにおける復旧過程の算定手順は

図7に示す通りである。

以上に示した復旧過程予測サブシステムを用いて、簡単な道路網を対象に試算を行った。試算の対象とした道路網は図8に示す通りであり、11個の盛土が被害を生じているものと想定した。試算ケースは以下に示す2ケースとした。

ケース1：とりあえず1車線を確保することにより道路を啓開して、両側復旧が早くから行えるようにして、復旧時間の短縮を図ろうとする場合。

ケース2：個々の構造物を1回で復旧することにより、できるだけ個々の構造物の復旧程度を向上させようとする場合。

試算結果として、両ケースの復旧状況を時系列に比較して示すと図9の通りである。

5. まとめ

本年度の研究成果をもとに、以下の事項について検討を行う必要がある。

①震災・復旧情報の収集体制

1)ヘリコプターの飛行体制（運用方法、地上局との連携）

2)災害対策本部での情報収集体制（ビデオからの被害状況把握）

②震災・復旧情報の伝達体制

1)必要とされる機材、運用方法（ヘリコプター・地上間、関係機関間）

2)情報の伝達フォーマット

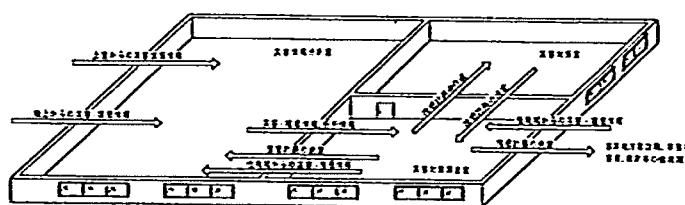
③復旧計画の分析体制

1)自動シミュレーションによる復旧過程予測方法

2)復旧優先箇所の選定方法

【参考文献】

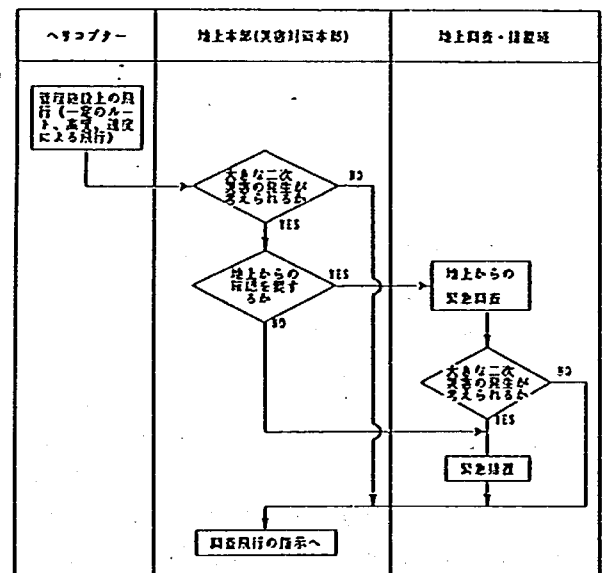
- 1) 土木研究所：ヘリコプターを用いた上空からの震災状況の把握（その1）、土木研究所資料、第2802号、平成元年9月
- 2) 川島・運上、他：ヘリコプターによる上空からの震災情報収集能力の検討、土木技術資料、Vol.32-1、1990
- 3) 川島・杉田・加納：震災時の被災調査及び情報連絡体制、土木研究所資料、第2656号、昭和63年8月
- 4) 建設省：土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）、昭和62年3月



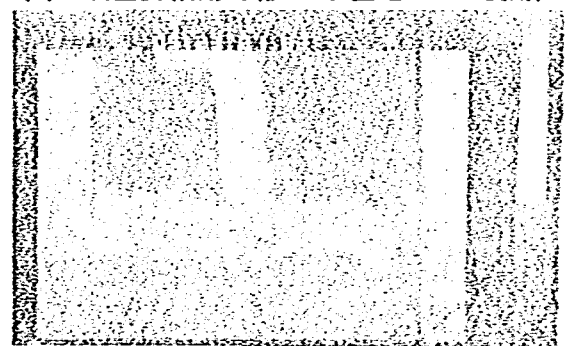
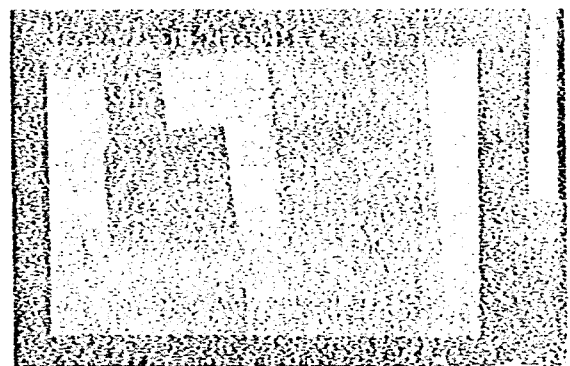
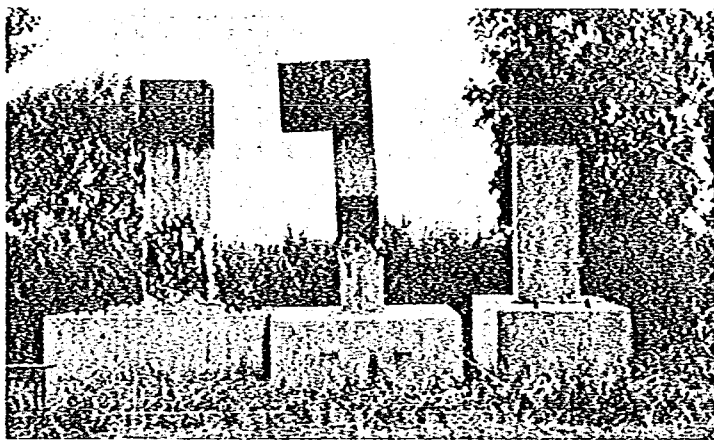
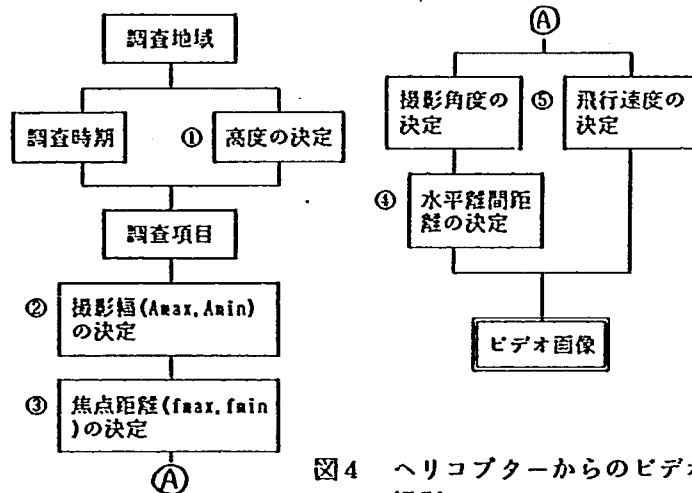
- ①災害情報分析室………地上および上空からの災害・復旧情報の収集・整理
・復旧計画作成のための情報分析
- ②災害対策調査室………災害情報分析室からの情報にもとづく復旧計画の作成
・警察・消防・公共団体等関係機関との連絡・調整
・災害対策室の決定にもとづく復旧計画の実施
- ③災害対策室………災害対策調査室からの情報にもとづく復旧計画の決定

図1 災害対策本部の構成

図3 一定飛行における調査フロー



	緊急風行	一定風行	四五風行
巨大波の五尺風			
巨大波の二尺風			
巨大波の五尺風			

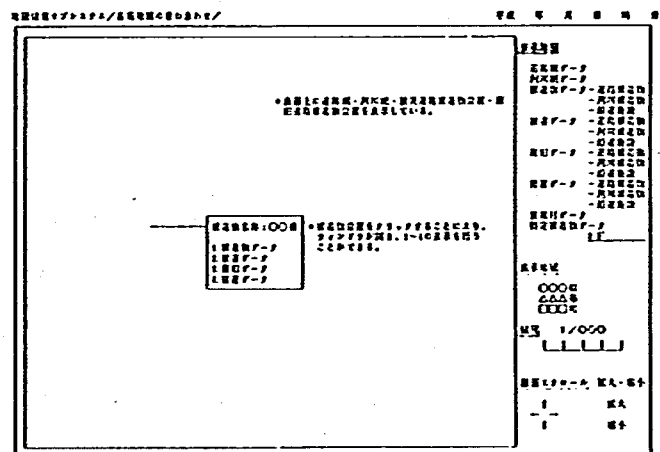


(b)夜明け前(撮影距離50m、望遠レンズ使用)

写真2 撮影時間帯による被害の識別程度の変化

表1 解像幅による被害の識別程度の変化

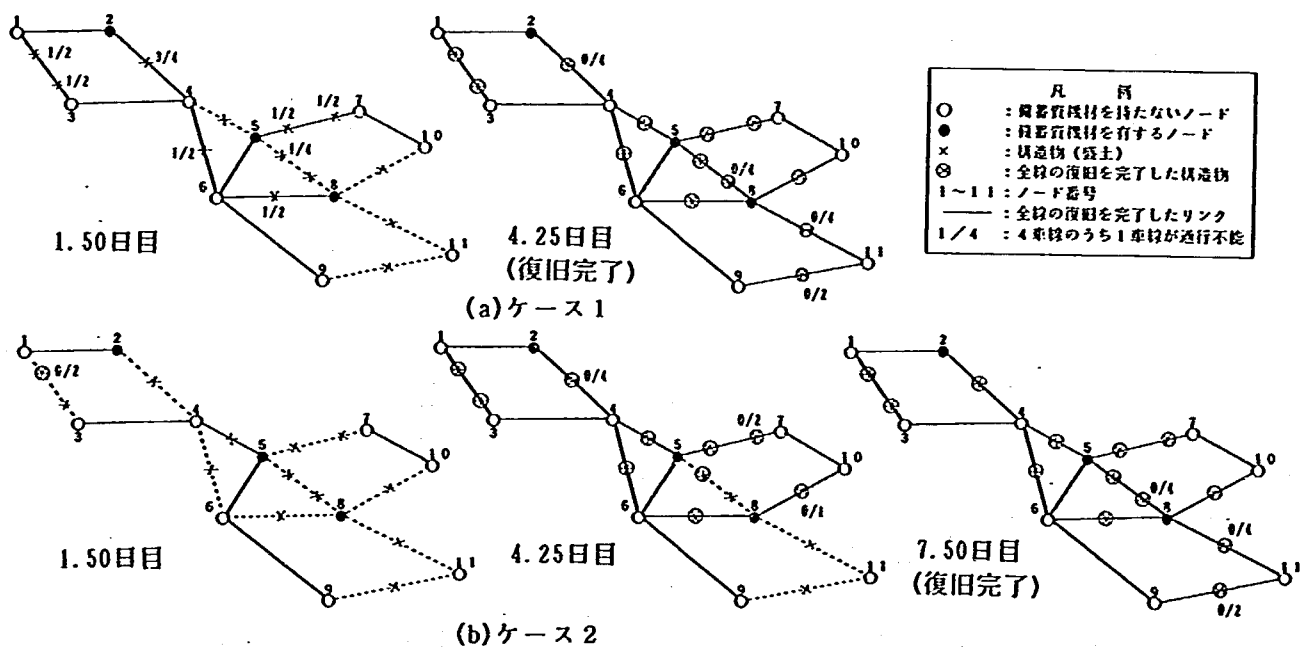
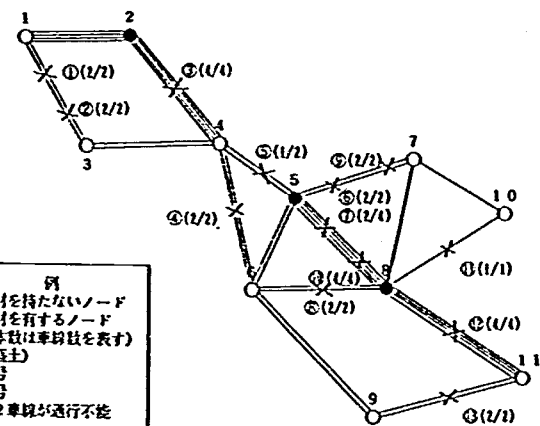
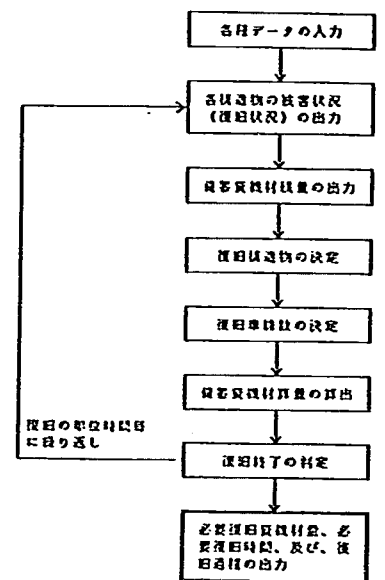
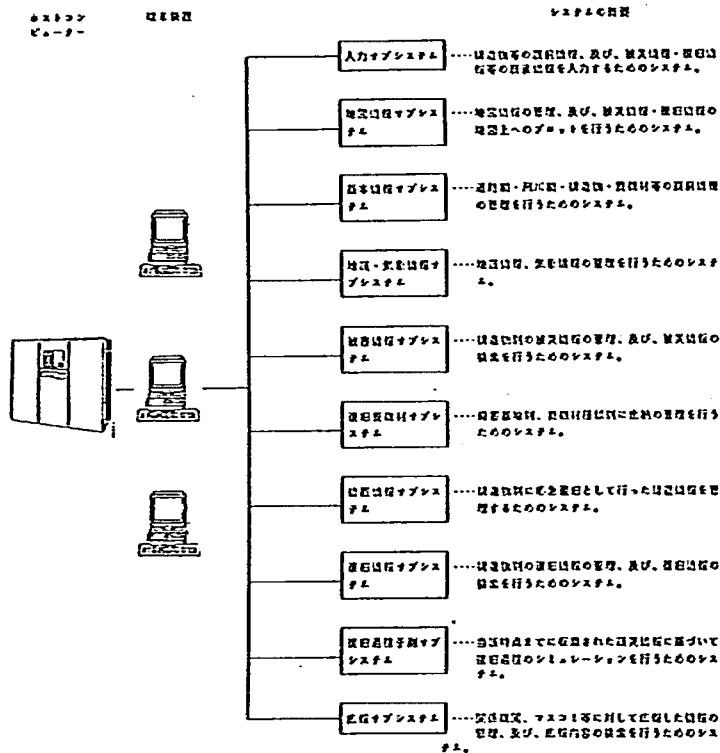
撮影の対象	経緯	
「大柱音」の 中空模様	0.012m	224F-1の剥落や鉄筋の露出まで詳細にわかる。
	0.047m	224F-1の剥落がわかる。
	0.094m	何らかの異常が生じていることがわかる。
	0.187m	被害が生じているか否かはほとんどわからない。

[illegible]

(a) 入力サブシステム

図6 表示画面の例

(b) 地図情報サブシステム



5. 道路橋の免震構造システムの開発 (建設技術研究開発調査費〈総プロ〉)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
研究員 長谷川金二
長島 博之

1. まえがき

近年、「耐震設計」に代わり、主に建築の分野で「免震設計」が注目を浴びている。道路橋に対してもニュージーランド、米国等の諸外国では、免震効果を積極的に取り入れて地震力を大幅に低減したり、既存橋の耐震補強に使用されている。また、我国においても橋に対する免震設計の利用が開始されようとしているが、我国では、ニュージーランド、米国に比較して一まわり大きな地震が生じ得ること、また、建築物に比較して橋はより軟弱な地盤に建設される場合が多いことから免震設計により地震力を低減するというよりも耐震性の向上を図ることに重点が置かれている。

しかしながら、橋に対しても適切に振動特性を反映した免震設計を行えば、耐震性の向上と同時に経済性にも優れた設計とすることができる。そこで、本課題では橋梁に対する免震効果を積極的に取り入れた設計手法および免震支承の開発を官と民が共同して行い、地震力の低減を目指した道路橋の免震設計の開発をしようとするものである。

2. 研究目的

本研究は、橋梁用の免震装置の開発および免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発を図るとともに、道路橋に対する免震設計法を開発し、これを適用するための技術の開発を行うことを目的とする。

3. 研究方法

本共同研究は図-1に示すように4つの研究課題を設定し、さらにそれを18の研究項目に細分して研究を進めた。本共同研究の実施体制を図-2に示す。

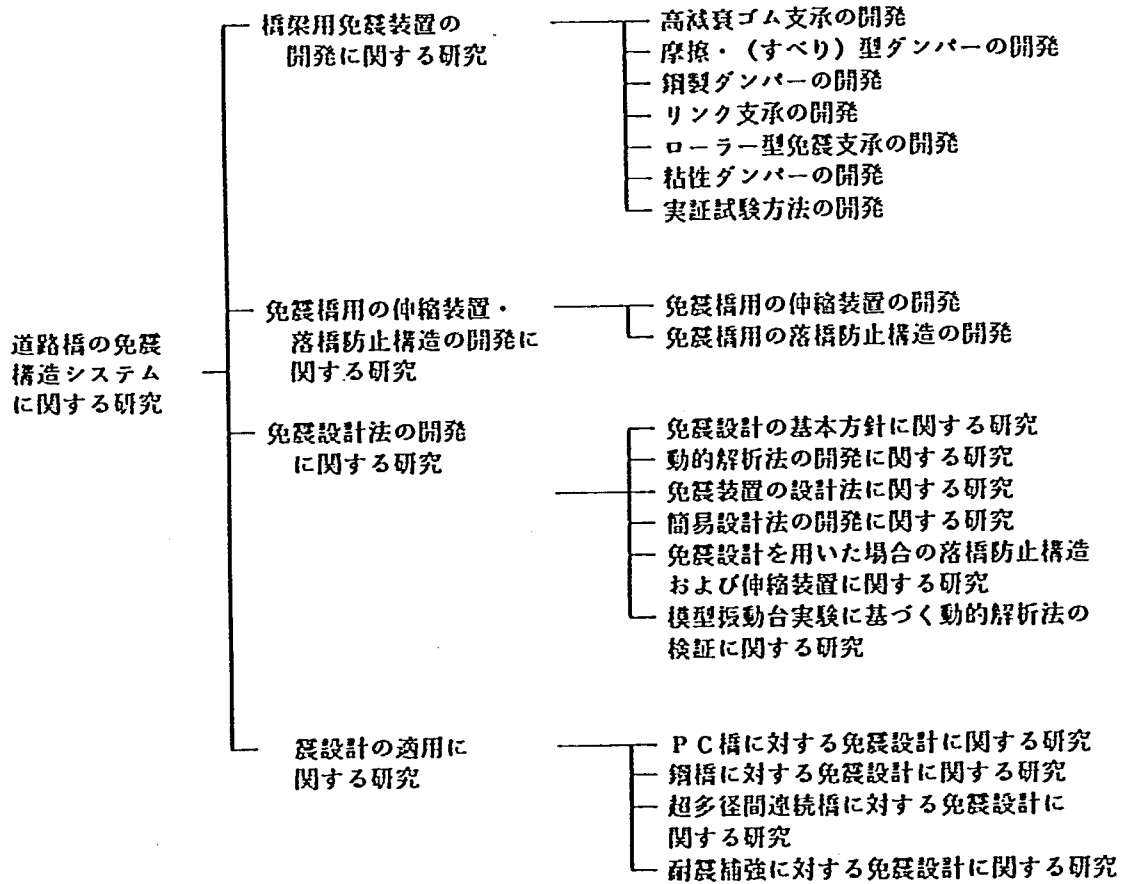
4. 研究結果

4. 1 橋梁用免震装置の開発に関する研究

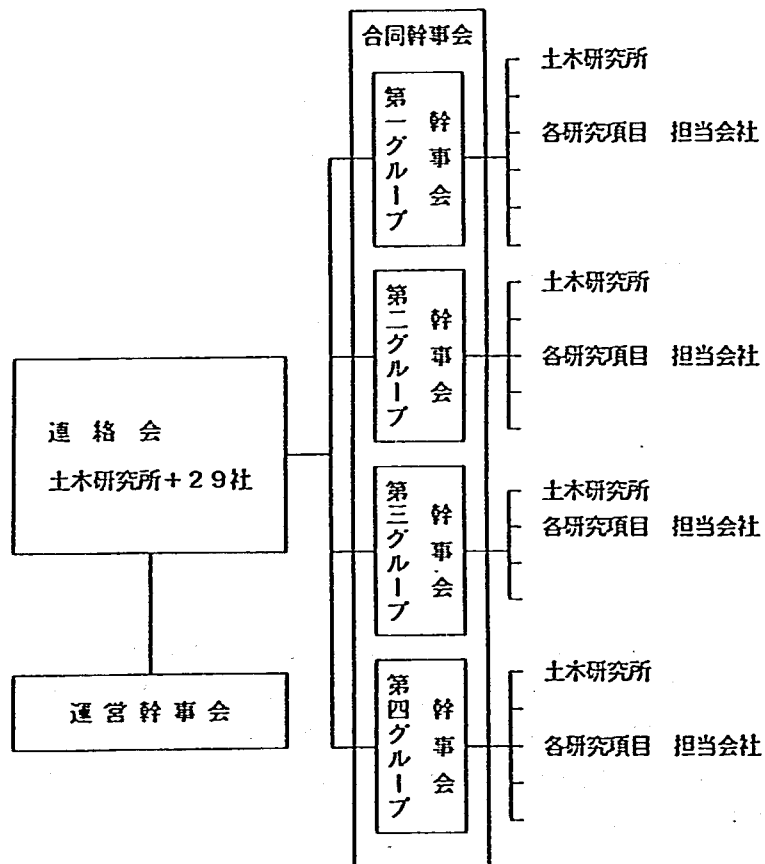
道路橋に適用できる免震装置の構造及び性能を検討し、本共同研究において11種類の免震装置の開発が取り上げられた。内訳は以下の通りである。

- | | |
|-----------------|-----|
| 1) 高減衰ゴム支承 | 4 種 |
| 2) 摩擦(すべり)型ダンパー | 3 種 |
| 3) 鋼製ダンパー | 1 種 |
| 4) ローラー型免震支承 | 1 種 |
| 5) リンク支承 | 1 種 |
| 6) 粘性ダンパー | 1 種 |

また、これらの免震装置の特性を統一的に評価するために必要とされる実証試験方法について検討を行った。実証試験方法としては本研究開発で提案された免震装置のみならず既往の免震装置も対象とした総合的なものを目標としている。免震装置の構造や要求される性能に見合った実証試験方法を開発するために、免震装置を図-3のように分類した。また、それぞれの免震装置を対象とする実証試験項目をまとめた結果が表-1である。



図－１ 研究課題及び研究項目



図－２ 研究実施体制

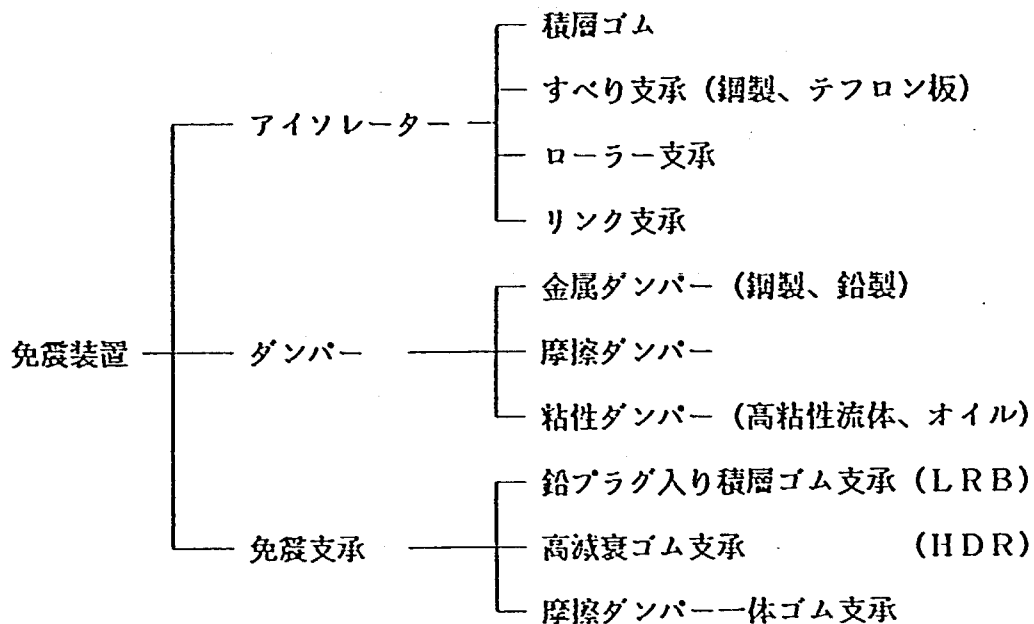


図-3 免震装置の分類

表-1 対象とする免震装置と要求性能

免震装置 実証試験項目			アイソレーター				ダンパー			免震支承		
			積層 ゴム	すべり 支承	ロー ラー 支承	リン ク 支 承	金属 ダン パ ー	摩擦 ダン パ ー	粘 性 ダン パ ー	L R B	H D R	摩擦 ゴム 支 承
使用材料の性能	基本性能		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	耐久性		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	耐候性		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
免震装置の性能	動的特性	水平弾性復元性能	○			○				○	○	○
		減衰性能					○	○	○	○	○	○
		大変形安定性能	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	静的特性	鉛直弾性特性	○							○	○	○
		クリープ特性	○							○	○	○
	耐久性	耐疲労特性	○				○			○	○	
		耐摩耗特性		○	○	○		○				○

○---実証試験を必要するもの

4. 2 免震橋用の伸縮装置・落橋防止構造の開発に関する研究

免震設計を用いた場合に橋に適した伸縮装置及び落橋防止構造を開発するために、2種類の伸縮装置と1種類の落橋防止構造が検討された。図-5は伸縮装置の一例を示したもの（ノックオフ装置）である。これは、常時に桁と橋台の遊間をあまり大きくしないための工夫としてニュージーランドで使用されているもので、大地震時に桁と橋台が衝突した場合にノックオフ部の橋台が裏込め土側に移動できるようにしたものである。図-6は、現在用いられている伸縮装置の問題点についても解決できるように考慮した伸縮装置であり、免震設計に用いるという観点と同時にジョイント部の耐久性の向上及び走行性の向上も図ろうとしている。

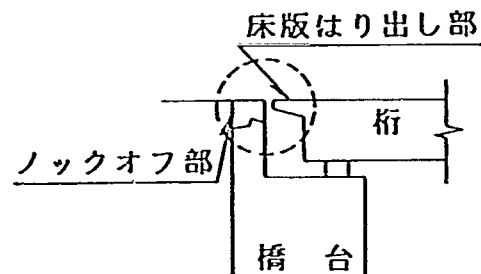


図-5 免震橋用伸縮装置の概要（その1）

免震橋の落橋防止構造としては、上部構造の過度な振動を柔軟に受け止められる必要がある。図-7は前記を考慮した装置として検討されたものである。

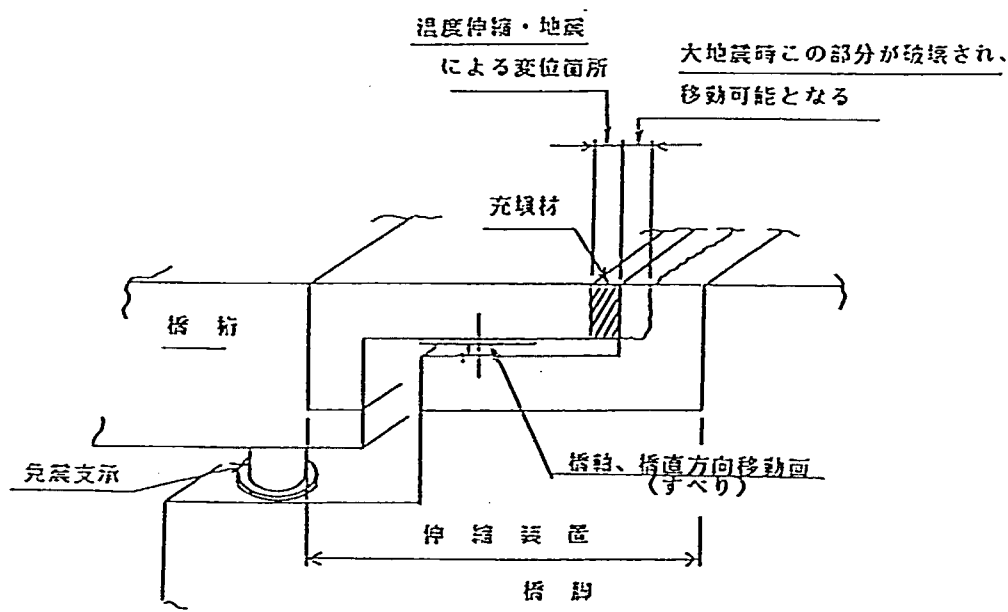


図-6 免震橋用伸縮装置の概要（その2）

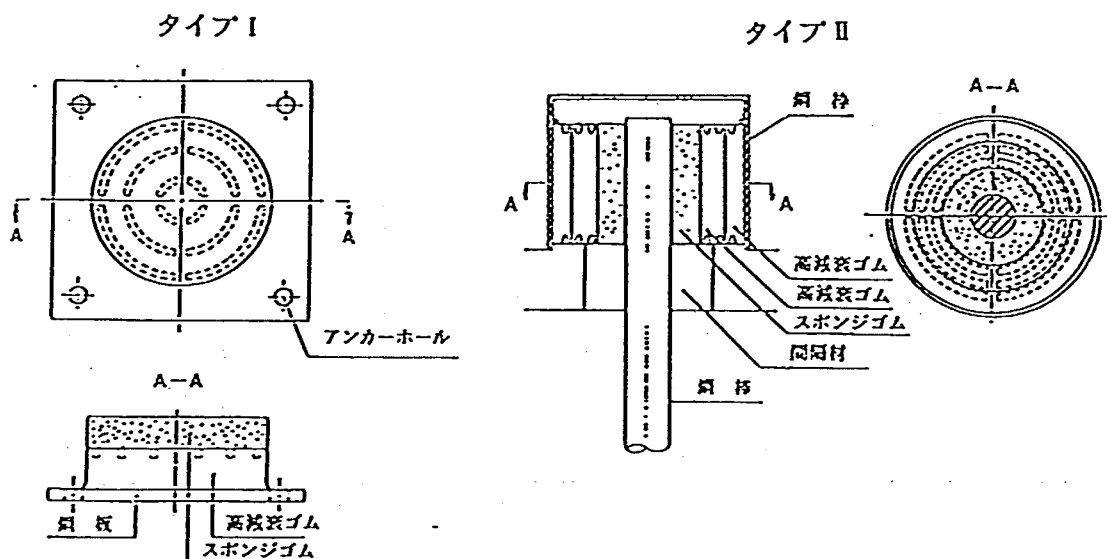


図-7 免震橋用落橋防止構造の概要

4. 3 免震設計法の開発に関する研究

4. 3. 1 模型振動台実験に基づく等価線形化動的解析法の開発に関する研究

免震橋は、アイソレーターによる長周期化及びエネルギー吸収装置による減衰特性の向上を基本として設計されるため、動的解析法に際してはアイソレーターの剛性及びエネルギー吸収性能を適切に評価しモデル化することが重要である。

平成元年度には、非線形な特性を示す免震装置の剛性を等価線形化法で評価した場合に、どの程度正確に免震橋の振動特性を評価できるかを、免震橋模型を用いた振動台加振実験結果との比較により検討した。免震装置の等価剛性の評価は、等価線形化法では以下のように与える。

$$k_e = k(u_e) \quad \text{-----} \quad (1)$$

$$h_e = h(u_e) \quad \text{-----} \quad (2)$$

ここで、 k_e 、 h_e ：等価線形動的解析に用いる免震装置の等価剛性及び等価粘性減衰定数

u_e ：等価剛性 k_e 及び等価粘性減衰定数 h_e を定める際の基準とする免震装置の変位で、次式により与える

$$u_e = c \cdot u_{max} \quad \text{-----} \quad (3)$$

u_{max} ：地震時に免震装置に生じる最大変位

c ：等価係数

橋全体系の減衰定数は式(1)により求めた h_e と免震装置の代わりに可動・固定支承を用いた振動実験から求めた免震装置以外の部分の橋の減衰定数0.02を用いてエネルギー比例減衰により次式により求める。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n \phi_{ij}^T \cdot h_j \cdot k_j \cdot \phi_{ij}}{\phi_i^T \cdot K \cdot \phi_i} \quad \text{-----} \quad (4)$$

ここで、 h_i ： i 次のモード減衰定数

ϕ_{ij} ： i 次の j 要素のモードベクトル

h_j ： j 要素の減衰定数

k_j ： j 要素の剛性マトリックス

ϕ_i ： i 次のモードベクトル

K ：構造全体の剛性マトリックス

n ：要素数

解析対象とした免震橋模型は写真-1に示すように支間長6m、桁重量39.8tで、振動台上に固定された2基の鋼製橋脚により支持されている。また、免震支承としては鉛プラグ入り積層ゴム支承（以下、LRBと呼ぶ）と高減衰ゴム支承（以下、HDRと呼ぶ）の2種類を用い、それぞれ、1橋脚あたり2個の免震支承で桁を支持した。実験では、正弦波による共振振動実験と地震波加振実験を行った。共振振動実験から求めた免震装置の等価剛性 k_e は実験ごとに多少の差はあるがおおむね次式により表される。

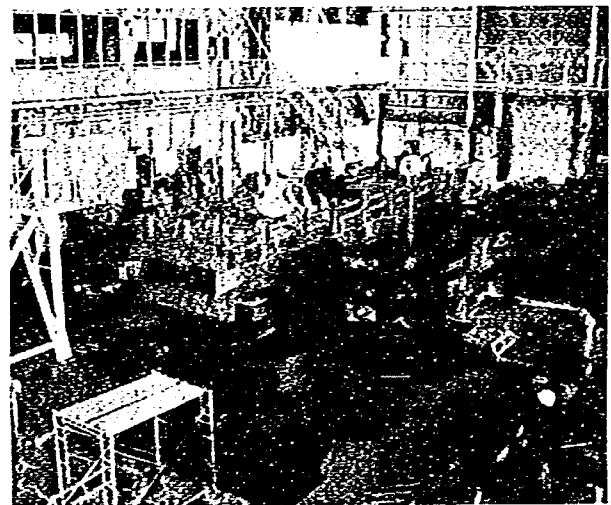


写真-1 振動台(6m×8m)上にセットされた免震橋模型

$$k_e = \begin{array}{ll} 0.0241 + \frac{0.259}{u} - \frac{0.092}{u^2} & (1\text{mm} \leq u \leq 50\text{mm}) \quad \text{LRBの場合} \\ 0.0435 + \frac{0.331}{u} - \frac{0.151}{u^2} & (1\text{mm} \leq u \leq 50\text{mm}) \quad \text{HDRの場合} \end{array} \quad (5)$$

h_eについては、実験ごとにかんがりのばらつきはあるが、免震装置の相対変位が1mm~40mm程度の範囲ではおおむね0.16 (LRBの場合) 及び0.13 (HDRの場合) の値を示す。

表-2は解析に用いた地震波加振実験結果を解析結果と合わせて示したものである。

解析は、等価係数 c を0.7と1.0の2ケースについて行い、表-3の結果を得た。 c を0.7とした場合と1.0とした場合とでは、基本固有周期と減衰定数には顕著な違いは認められない。また、図-8は、開北橋記録を入力した場合の桁の加速度を比較したものである。

最大応答値に着目して実験値と解析値を比較すると前出の表-2のようになる。これによると、解析で求めた桁の応答は実測値の特徴をよく表わしており、また、最大加速度及び最大相対変位に注目すると、実験値に対して大部分が0.9~1.0の範囲に収まっている。ただし、LRBを用いて八郎潟記録を作用させた場合には、桁の最大加速度に対して約1.3~1.5、桁の最大相対変位に対して約1.15~1.2と大きくなる。この原因については今後検討が必要とする。

式(3)の等価係数 c を0.7としても1.0としても免震橋の基本固有周期及びモード減衰定数は、それぞれ7%、2%程度変化するだけで、解析によって求められる免震橋の振動応答には大きな違いはない。LRB及びHDRの2種類の免震装置に対して強度を2段階に変化させた2種類の地震波加振実験に対するシミュレーションを行った結果では、 c を1.0の場合の方がやや実験値と近い値を示した。今回の解析結果から一応等価係数 c を1.0とすることを提案するが、両者には本質的な違いはない。

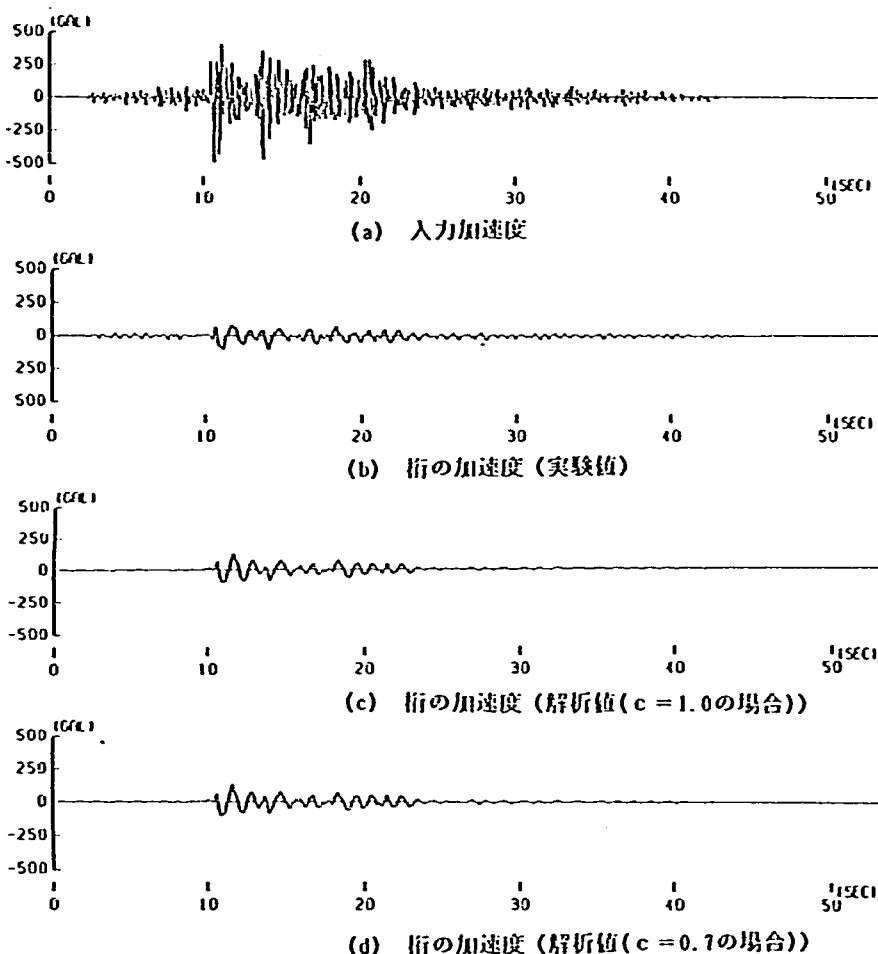


図-8 桁の応答加速度に対する実験値と解析値の比較
(開北橋B記録、LRB)

表-3 解析によって求めた基本固有周期(秒)及びモード減衰

入力地震動		LRBを用いた場合		HDRを用いた場合	
		$c=0.7$ の場合	$c=1.0$ の場合	$c=0.7$ の場合	$c=1.0$ の場合
開北橋記録	A	1.04 (0.149)	1.11 (0.150)	0.84 (0.111)	0.88 (0.112)
	B	1.13 (0.151)	1.18 (0.152)	0.90 (0.113)	0.93 (0.114)
八郎潟記録	A	1.08 (0.150)	1.14 (0.151)	0.80 (0.109)	0.85 (0.111)
	B	1.15 (0.152)	1.29 (0.152)	0.89 (0.133)	0.92 (0.114)

注、()内は減衰定数を表す

表-2 等価線形化動的解析法により求めた模型橋の最大応答値と実験値の比較

免震装置	入力地震動		入力最大 加速度(gal)	実 験 値		解 析 値			
				桁の最大 加速度(gal)	桁の最大相対 応答変位(mm)	c = 0.1の場合		c = 1.0の場合	
						桁の最大 加速度(gal)	桁の最大相対 応答変位(mm)	桁の最大 加速度(gal)	桁の最大相対 応答変位(mm)
L R Bを用 いた場合	関北橋記録	A	273.2	72.5	21.0	80.2 (1.11)	18.2 (0.87)	80.2 (1.11)	20.5 (0.95)
		B	481.3	101.0	35.8	134.5 (1.33)	35.5 (1.02)	130.4 (1.29)	39.1 (1.09)
	八郎潟記録	A	85.1	81.7	26.1	120.0 (1.47)	30.4 (1.16)	111.5 (1.36)	31.5 (1.21)
		B	115.6	110.2	41.2	153.7 (1.49)	47.5 (1.15)	151.3 (1.37)	47.9 (1.16)
H D Rを用 いた場合	関北橋記録	A	276.4	124.6	18.6	125.6 (1.01)	17.9 (0.96)	118.6 (0.95)	18.9 (1.02)
		B	484.7	181.9	33.1	190.9 (1.05)	32.2 (0.97)	182.2 (1.00)	33.1 (1.00)
	八郎潟記録	A	83.1	102.7	14.0	112.5 (1.10)	14.8 (1.05)	113.8 (1.11)	17.0 (1.21)
		B	111.5	170.4	30.4	186.2 (1.09)	31.5 (1.04)	197.3 (1.16)	35.2 (1.19)
() 内の平均						(1.21)	(1.15)	(1.17)	(1.11)

() 内は実験値との比を示したものである

4. 3. 2 免震設計の基本方針に関する研究

耐震設計の基本方針、免震設計の耐震設計としての位置付け、および設計のクライテリアに着目し、耐震設計及び免震設計に関する国内外の示方書、指針、研究論文を調査し免震設計の基本方針を以下の観点から検討した。

1) 橋梁全体の被害レベルと構造部材の限界状態との対応を明確にする

2) 「落橋」を橋梁全体の被害レベルの一つとして取り扱う

3) 解析手法は、動的応答スペクトル解析を基本とする

道路橋の役割の大きさを認識し、重要な道路橋を関東地震クラスの地震においてもその機能を十部発揮できるように設計する場合の「免震設計の基本方針」を提案した。

4. 3. 3 動的解析法の開発に関する研究

橋梁の動的解析に関する文献調査及び一般建築物、原子力施設の免震設計の調査を行い、免震橋梁の動的解析を実施する際に検討しておかなければならない課題を以下のように抽出した。

1) 2方向地震入力による曲線橋の3次元挙動

2) 橋梁基礎と地盤の動的相互作用

3) 多径間連続橋等に対する位相差地震入力の影響

4. 3. 4 免震装置の設計法に関する研究

国内外の設計基準及び研究論文の調査から、アイソレーターとダンパーについて作動原理別に現状の設計法を分類整理した。これに基づき、免震装置の設計法の確立に必要な以下の検討課題を抽出した。

1) 設計条件を満足する構造設計法の検討

2) 免震装置のモデル化の方法・精度の検討

3) 所要の免震効果を得るための特性値の設定法の検討

4. 3. 5 簡易設計法の開発に関する研究

免震橋梁に対する簡易設計法を静的解析の範囲でのみ考えるよりは、応答スペクトル法をも含めた等価線形化法として定義することが望ましい。このため、簡易設計法の基本方針と設計手順の試案を作成し、それに基づいて、簡易設計法を開発する場合の検討課題を以下のように抽出した。

- 1) より簡単な計算法の追求と適用範囲の明確化
- 2) 動的解析による地震時応答をより精度良く予測できる簡易設計法の検討

4. 3. 6 落橋防止構造及び伸縮装置に関する研究

落橋防止構造及び伸縮装置の現状調査から、設計の基本方針、作動原理と計算方法及び適用例を整理した。そして、免震橋梁としてのそれらの設計の基本方針を検討し設計に対応させるべき地震動の大きさを3段階に設定して、それぞれに対応する設計上の考え方、作動原理及び形状の考察と分類及び設計計算法の検討を行った。

4. 4 免震設計の適用に関する研究

4. 4. 1 PC橋に対する免震設計の適用に関する研究

橋梁を対象とした免震設計法を調査した結果、クリープ、乾燥収縮の影響を考慮した免震装置の設計法を考案する必要があること等が分かった。我が国におけるPC橋の耐震性の調査から、連続形式の桁橋が免震化に適しており、メリットも大きいと考えられる。免震化に影響する諸要因を調査し、対象橋梁を反力分散式の連続桁形式に絞り込んだ。

4. 4. 2 鋼橋に対する免震設計の適用に関する研究

免震設計の適用性が橋梁の固有周期と密な関係にあることから、国内の代表的な鋼橋について実績調査を行い、橋梁形式ごとの各部位の固有周期ならびに橋脚と固有周期の関係を傾向的に把握した。ニュージーランドの免震橋の実績調査から、ダンパーの取り付け場所の選定や、橋脚構造の選定が重要であることを明らかにした。我が国における鋼橋の耐震性の調査からは、連続形式の桁橋が免震化に適していると考えられる。既存の多径間連続桁橋に対して地震力の分担方式と原理を整理し、動的解析による照査の現状を分析した。

4. 4. 3 超多径間連続橋に対する免震設計に関する研究

代表的な多径間連続橋について調査した結果、鋼桁橋では多様な水平力の分担方式が取られているが、PC桁橋では反力分散方式がとられ、免震の原理に相当する設計となっていることが明らかになった。また、多径間連続橋に対する実験例では、支承の変形性能の確認に注目した振動実験が行われていることが明らかになった。長大橋における伸縮継手の事例調査では、伸縮量500mm程度までは通常の伸縮装置を大型化したもの、それ以上はやや複雑なものが採用され、橋軸直角方向にも変形可能なものは限られていることが明らかになった。

4. 4. 4 耐震補強に対する免震設計に関する研究

既存道路橋に対する耐震補強に関する技術動向の調査から、免震装置を適用した耐震補強が米国で2橋、ニュージーランドで8橋あることが判明した。耐震補強としての免震装置の採用は、現状で耐震性に十分でない場合で、上部構造の変更によって下部構造の安定に問題が生じる場合には、水平反力分散機能を有する免震装置を用いることにより耐震性の向上を図ることが考えられる。耐震補強に対する免震設計の適用性は、問題の原因が慣性力による場合に効果的であり、具体的には特に以下の場合に有効と考えられる。

- 1) RC橋脚の主鉄筋段落し部分
- 2) 古い材料で施工された下部構造の補強
- 3) 比較的古い設計によるもので、現行の示方書の規定では水平耐力が不足する場合
- 4) せん断破壊が曲げ破壊に先行する高さの低いRC橋脚
- 5) 鋼製橋脚の保有耐力確保を図る場合

6. 下水道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 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

下水道施設は1923年関東地震、1964年新潟地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震などの主要な地震のたびに被害を受けており、これらに対する有効な耐震化対策が必要とされている。本調査は、下水道施設のうち管渠、マンホール、沈澱池、大断面管渠などの地中構造物の耐震設計法を開発することを目的として、昭和60年から検討を開始したもので、本年度が最終年度にあたる。

本年度は、下水道用鋼製シールド管渠の耐震設計上基本となる長手方向の動的変形特性を検討するために、部分模型供試体を用いて交番載荷し、供試体の変形特性・破壊性状を検討した。また、本調査課題5年間の研究成果の取りまとめを行った。

2. 調査目的

下水道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把握し、所要の対策を講じる必要がある。本調査は、地震時における下水道施設の挙動を把握し、合理的な耐震計算法の開発を図るとともに、下水道施設の耐震化対策を検討することを目的とする。

3. 下水道用鋼製シールドセグメントの動的交番載荷実験

3. 1 供試体及び載荷方法

載荷実験に用いた供試体は、外径1.8mの下水道用標準鋼製セグメントを参考に、図1に示す、厚さ7.5cm、リング長75cmの鋼製セグメントを継ぎボルトで長手方向に連結した後、20cm厚の二次覆工コンクリートを打設したものである。供試体は二次覆工が無筋のものと図2に示すようにD13鉄筋(SD30)を管体長手方向に3本配置したものを、それぞれ製作した。

鋼製シールドセグメントはRCシールドセグメントと異なり、リング接合面の鋼板(主桁)がそのまま継手板となるため、RCシールドセグメントにみられるような継手金具がない点が特徴である。継手板の厚さは9mmであり、セグメント内には主として施工時の推進力に耐える目的から縦リブ(L字型、厚さ12mm)が3箇所配置されている。継ぎボルトにはM16(強度区分4・6)を一体当り4本用い、それぞれ軸力1.5tfを目標に締め付けた。使用したコンクリート及び二次覆工鉄筋の引張強度は、それぞれ、 19.3kg/cm^2 、 5260kg/cm^2 である。

供試体の載荷は図3に示すように、供試体の一端を反力壁に固定し、他端を加振機に連結して長手方向に軸力を載荷した。載荷方法は、正負交番繰返しとし、最終的に継手部が破壊するまで載荷した。

3. 2 破壊の進展状況

載荷の履歴を図4に示す。以下、二次覆工鉄筋のある供試体について結果を述べる。

まず、最大1mmの引張載荷ループの変位0.11mmで継手部の二次覆工コンクリートにクラックが発生した。ついで、最大2mmの引張載荷ループの変位0.92mm(荷重30.35tf)で二次覆工コンクリートのクラックが二次覆工全周に導入されるとともにボルトが全て降伏した。その直後の変位1.12mm(荷重30.25tf)で継手部における二次覆工鉄筋が降伏を開始した。

継手部の開きは載荷変位の増加とともに順次増加し、最大20mmの引張載荷ループの変位18.8mmで最大荷重44.1tfが発生し、その直後二次覆工鉄筋が1本破断した。次に、最大30mmの引張載荷ルー

プの変位29.4mm（荷重44tf）で継ぎボルトが1本破断し、耐力が低下した。続いて、31.6mm、36.5mm、43.4mmの引張変位で継ぎボルトが破断し、変位49.6mm、55.7mmにて二次覆工鉄筋が破断して載荷を終了した。

継手板の変形状況を概略示すと図5のようになる。これによれば、内側のボルト位置の継手板の軸方向変形量が外側に比べて小さくなっている。これは、内側のボルト位置の継手板を拘束する縦リブの断面積に比べて、外側のボルト位置の継手板を拘束する縦桁の断面積が小さく、継手板の拘束の度合いが低いと考えられるためである。

3. 3 供試体の耐力・変形性能

表1に供試体の耐力・変形性能を示す。なお、表中には荷重～供試体変位の履歴曲線から求めた概略の軸剛性も併せて示している。

二次覆工鉄筋のある供試体では、二次覆工鉄筋の降伏と継ぎボルトの降伏がほぼ同時に発生しており、この時の降伏耐力は、材料試験から得られたボルト・二次覆工鉄筋の降伏強度の合計29tfとよく一致している。また、供試体の最大耐力44.1tfは、ボルト・鉄筋の破断が最大耐力発生の直前から始まったことを考えると、材料試験結果から得られたボルト・鉄筋の破断強度の合計45.1tfとよく一致しているといえる。

終局変位を供試体が破断した時の供試体変位55.7mmと考えると、これは二次覆工鉄筋のない供試体の終局変位43.5mmを上回っている。ただし、ボルト破断時の供試体変位を終局変位とすると二次覆工鉄筋のある供試体では43.4mmであり、これは二次覆工鉄筋のない供試体の終局変位とほぼ等しく、ボルトの破断する変位に二次覆工鉄筋の有無が及ぼす影響は極めて小さいと考えられる。

3. 4 鋼製シールド管渠の動的変形特性及び破壊特性のまとめ

本年度の実験から得られた、鋼製シールド管渠の耐震性を考慮する上でポイントとなる事項をまとめると以下の通りである。

- 1) 供試体の破壊は継手部に集中し、その他の箇所には変状はみられなかった。
- 2) 二次覆工鉄筋のある供試体の破壊は、①継手部二次覆工コンクリートにクラックが発生→②継ぎボルトの降伏→③二次覆工鉄筋の降伏→④継手部の開きの拡大→⑤継ぎボルト及び二次覆工鉄筋の破断、の順に進展した。これは、既に載荷実験を行っている鉄筋コンクリート製シールドセグメントの破壊の進展状況と基本的には同一である。
- 3) 継手板は継ぎボルトによって伝えられる軸力を受けて曲げ変形をしており、このことから、継手部の剛性を検討する際には、継ぎボルトの軸剛性と継手板の曲げ剛性を評価することが基本となる。また、二次覆工鉄筋がある場合には鉄筋の軸剛性を併せて評価することとなる。

4. 本調査5年間のまとめ

4. 1 下水道管路耐震設計法（案）の作成

地中構造物の耐震計算法としては応答変位法があるが、下水道管路（シールド等を除く）の管体長さは、一般に2m程度と短いことから、ここでは、CABの耐震設計に採用されたものと同じ方法を基本として、以下の仮定に基づき、下水道管渠の縦断方向に必要な断面力（離脱防止力）及び継手部の許容伸縮量を計算する方法を開発した。なお、継手部における許容伸縮量が大きければ、管体に生じる軸力は減少し、軸力と許容伸縮量とはトレード・オフの関係にあるが、このような点が見込める耐震計算法を目指した。

図6に耐震計算法（案）の計算フローを示す。以下に耐震計算法（案）の基本方針を示す。

- 1) 地中の管渠には、加速度よりも地震時に地盤に生じるひずみ ε_g の方が影響が大きいので、これを外力の基本と考える。
- 2) 地盤ひずみ $\varepsilon_g \times$ 管長 ℓ だけの地盤の相対変位 $\Delta \ell$ が生じるが、これを継手部の許容伸縮量 $\Delta \bar{\ell}$ で吸収できれば、当該管渠にはその管渠に地盤から伝えられる地震力だけが作用する。 $\Delta \ell$ が $\Delta \bar{\ell}$ によって吸収できない場合には、当該管渠には隣接管渠の地震力が伝えられてくる。このとき、地震

力に寄与する隣接管渠の本数 n を計算する。

3) 地盤から管渠に伝えられる力 P は、管渠の外周面積 ($\pi D \ell$) に単位面積当りの摩擦力 (τ_0) を乗じて求める。

4) 上記2)で、 $\Delta \ell > \Delta \bar{\ell}$ の場合には、当該管渠に作用する軸力は $n \times P$ となる。

5) 液状化の判定は、道路橋示方書耐震設計編のFL法によって行う。

6) 地盤の軟弱さ及び液状化の度合に応じて、地震時地盤ひずみ ε_G を次のように求める。基本的に、地盤が軟らかい方が、また、液状化する方が、 ε_G が大きく求められるようにしている。

$$\varepsilon_G = C_2 \cdot C_1 \cdot C_L \cdot C_D \cdot \varepsilon_0$$

ここで、 C_2 : 地域別補正係数、 C_1 : 地盤別補正係数、 C_L : 液状化補正係数、 C_D : 埋設深度別補正係数、である。

現行のヒューム管に対して上記の耐震計算法に準じて試算を行った結果から、図7に示すような管渠に必要とされる継手部の伸縮性能と離脱防止性能の関係を求めた。また、地下埋設管路耐震継手の技術基準(案)(財)国土開発技術研究センター、昭和52年3月)に示される分類を参考に、継手部に必要とされる伸縮性能と離脱防止性能を、それぞれ、表2に示すように3種類に区分し、図7から継手部に必要とされる伸縮性能と離脱防止性能の組合せを表3のように整理した。

4. 2 ヒューム管継手部の離脱防止装置の試設計

上記4. 1に示した計算法に基づき、 $\phi 250\text{mm}$ 、 $\phi 1000\text{mm}$ 、及び $\phi 2000\text{mm}$ のヒューム管に対して離脱防止装置を試設計した。試設計の方針としては、管渠の継手部の許容伸縮量を定め、これに応じて表3で与えられる離脱防止力が得られる離脱防止装置を設計することとした。

図8～図10は、各管渠に対して試設計した離脱防止装置を示したものである。離脱防止装置は、いずれの場合にも基本的に連結金具とこれを固定するボルトから成り立っており、管渠の口径によって異なるが継手部1箇所あたりに2～6個取り付け。また、図11は $\phi 250\text{mm}$ の管渠に対して、JISの規格にとらわれず、新しく継手構造を採用できるという前提条件の下で離脱防止装置を試設計したものである。

表4に離脱防止装置の製造費を示す。これによると、 $\phi 1000\text{mm}$ 及び $\phi 2000\text{mm}$ のヒューム管では、管渠本体価格の3～5%程度の製造費で済み、大口径のヒューム管に対しては、離脱防止装置の導入がある程度実現性があると考えられる。これに対して、 $\phi 250\text{mm}$ のヒューム管ではインサートを固定するための鋼板の費用が高いため、離脱防止装置の製造費は管本体価格の約92%にも達し、JIS規格にとらわれない新しい継手構造とした場合には管本体価格の160%に達してしまう。これは、 $\phi 250\text{mm}$ のヒューム管の本体価格がもともと安いためであり、施工費等を考慮しても $\phi 250\text{mm}$ 程度の小口径管では、離脱防止装置の導入は現状では経済的に難しいといえる。今後、さらに低廉で実用的な構造を検討していく必要がある。

4. 3 マンホールと管渠の取付部の耐震構造の試設計

下水道管路の地震被害のうち、特徴的な被害形態として、①マンホールとの取付管のマンホール内への突出、②マンホールとの取付管の折損に着目し、これらの被害を軽減することを目的として、マンホールと管渠の取付部の可撓性継手構造の試設計を行った。

試設計の対象としたマンホールは、1号及び3号マンホールの2種類であり、取付管としてはそれぞれのマンホールに対して、 $\phi 250\text{mm}$ 及び $\phi 600\text{mm}$ のヒューム管を設定した。取付管のマンホール内への突出量を30cmと想定し、管渠がマンホール外に抜け出さないように離脱防止装置を設けることとした。

図12に試設計したマンホールと管渠の取付部の耐震構造を示す。また表5は、取付部の耐震構造に要する製造費について評価した結果をまとめたものである。

市販のマンホールジョイントを併用した場合には、離脱防止装置の設置が問題となるが、ここで

は、1号マンホールの場合には取付管に設置された支持バンドがマンホールに取り付けられた支持パイプの突起とぶつかることにより、また、3号マンホールの場合にはマンホールに取り付けられた支持パイプと取付管に巻き付けられた支持バンドとを結ぶボルトが抵抗することにより、それぞれ抜け出しに対応することとした。

市販のマンホールジョイントを使用しない場合には、曲げに対して可撓性を有するパイプを用い、このパイプにさや管をかぶせ、さや管内で管渠とマンホールの相対変位を吸収する構造とした。

マンホールと管渠の取付部の耐震構造の製造費が、マンホール一箇所あたりの部材・施工費に対する比を示すと、マンホールジョイントを使用した場合は6～7%、可撓性パイプを使用した場合は18%程度の額となる。

4. 4 シールド管渠の耐震性調査

(1) 下水道用RCシールドセグメントの動的交番载荷実験

二次覆工の有無に着目した下水道用標準シールドセグメントの長手方向(軸方向)の動的载荷実験を行い、変形特性及び破壊特性を検討した。この結果、二次覆工を有するシールド管渠の方が、終局耐力のみならず終局変位についても二次覆工のないシールド管渠を上回り、二次覆工の評価がシールド管渠の耐震性を考える上で重要であることがわかった。

(2) 立坑近傍のシールド管渠の地震時断面力の検討

立坑近傍ではシールド管渠に大きな地震時断面力が生じる可能性があることから、地震応答解析により、立坑のロッキングがシールド管渠に及ぼす影響をケーススタディー的に検討した。その結果、立坑とシールド管渠を剛結にした場合には、立坑のロッキング振動に伴い、大きな管水平軸まわりの曲げモーメント及びねじりモーメントが管渠に発生することがわかった。いずれのモーメントについても二次覆工が無筋であれば、それぞれ、引張及びせん断により大きなクラックの生じる程度の応力度であり、こうした場合には二次覆工に対する配筋が必要とされる。

(3) 曲がり部のあるシールド管渠の地震時断面力の検討

曲がり部のあるシールド管渠では大きな地震時断面力が生じる可能性があることから、地震応答解析により、地震の入射角度を変化させてケーススタディー的に検討した。その結果、直線シールド管渠に比較して、曲がり部では大きな曲げモーメントが発生することがわかった。これはシールド管渠の二次覆工が無筋であれば、引張力により二次覆工にクラックが生じる程度の応力度であり、こうした場合には二次覆工に対する配筋が必要とされる。

5. 本調査による調査報告

5ヶ年にわたる調査結果をまとめた報告書等は以下の通りである。

- 1) 昭和58年日本海中部地震による下水道管路施設の被害調査―(その1)被害の特徴―、土木研究所資料、第2244号、昭和60年3月
- 2) 昭和58年日本海中部地震による下水道管路施設の被害調査―(その2)被害状況写真集―、土木研究所資料、第2237号、昭和60年3月
- 3) 日本海中部地震による下水道管渠の被害の特徴、土木技術資料、Vol. 28、No. 6、昭和61年6月
- 4) 日本海中部地震による下水道管渠被害の解析、土木技術資料、Vol. 29、No. 1、昭和62年1月
- 5) 日本海中部地震による下水道管きょ被害の解析、下水道協会誌、Vol. 23、No. 271、昭和61年12月
- 6) シールドトンネルの耐震性に関する研究―(その3)鉄筋コンクリートシールドセグメントの载荷実験―、土木研究所資料、第2381号、昭和61年4月
- 7) シールドトンネルの耐震性に関する研究―(その8)シールド管渠の地震応答に及ぼす立坑の影響―、土木研究所資料、第2815号、昭和63年2月
- 8) 下水道管渠の耐震離脱防止装置の検討、土木技術資料、(投稿中)
- 9) マンホールと管渠の取付部の耐震構造の検討、土木技術資料、(とりまとめ中)

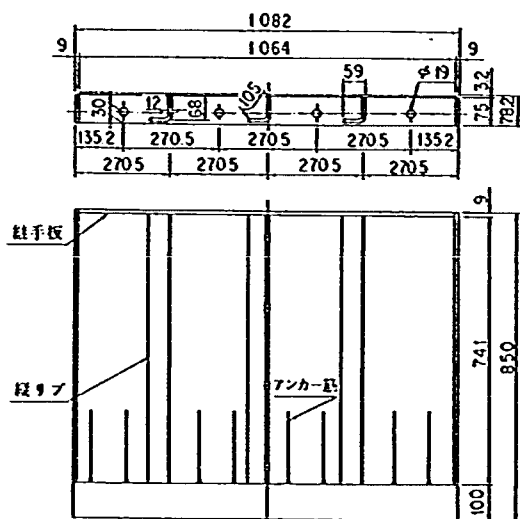


図1 実験に用いた鋼製セグメント

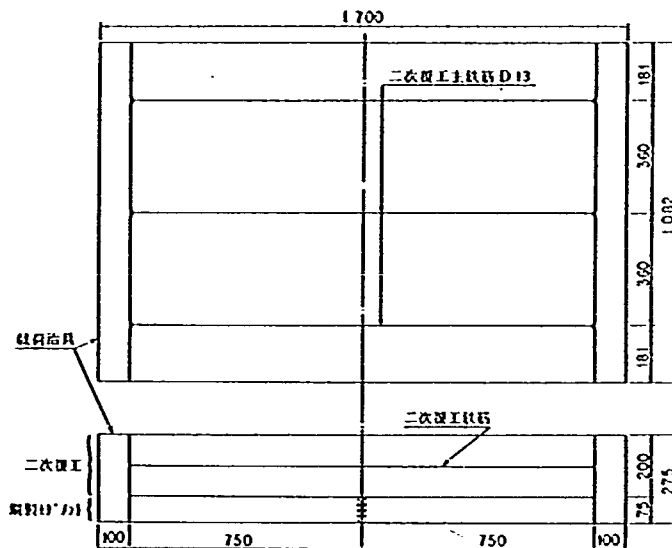


図2 供試体の概要（二次覆工鉄筋あり）

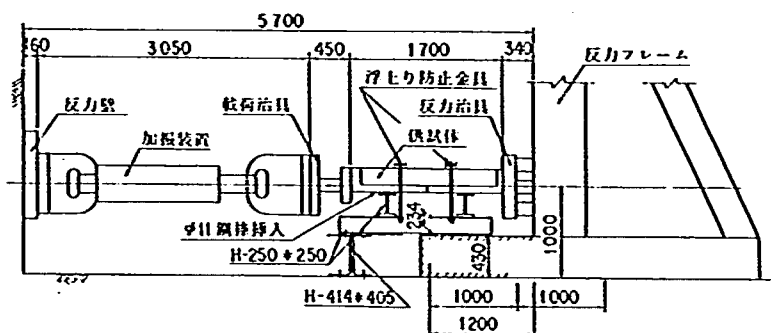
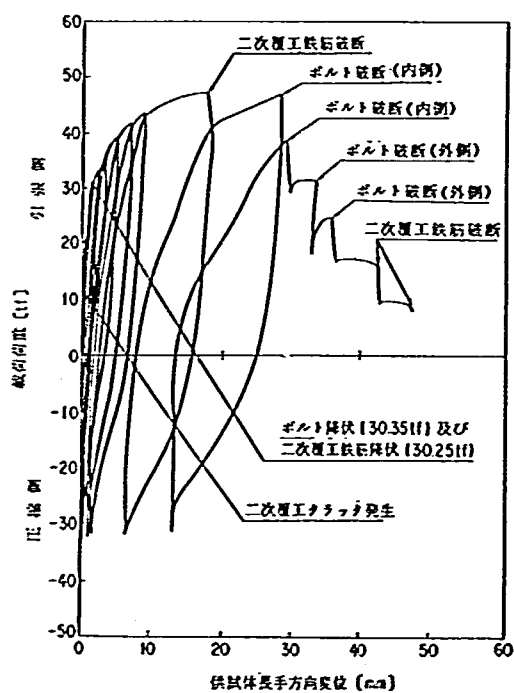
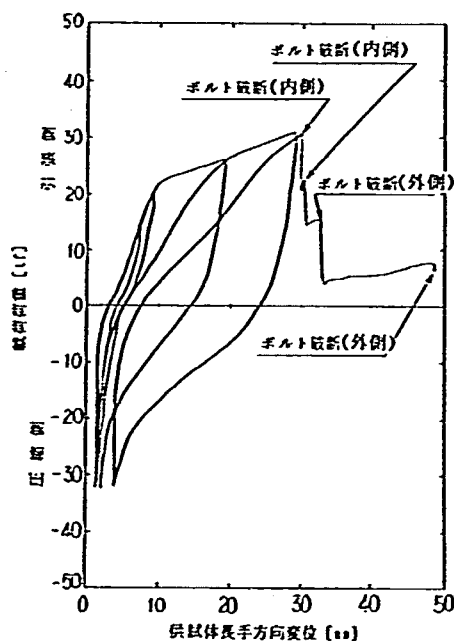


図3 载荷の方法



(a) 二次覆工鉄筋あり



(b) 二次覆工鉄筋なし

図4 载荷の履歴

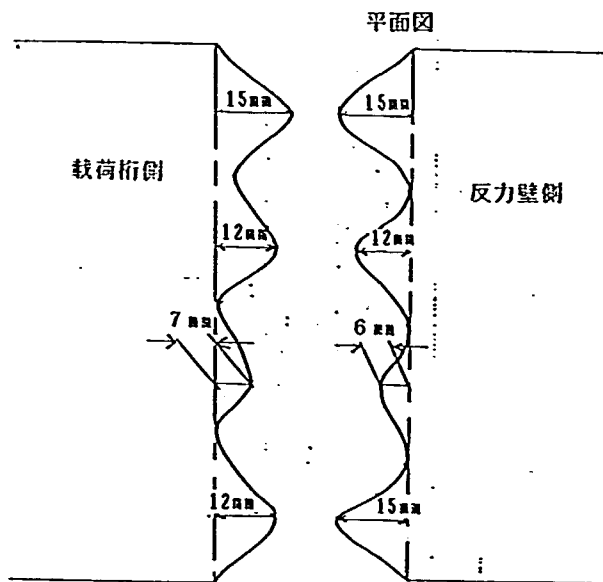


図5 継手板の変形状況（二次覆工鉄筋あり）

表1 供試体の耐力・変形性能

		鉄筋あり	鉄筋なし
二次覆工発生荷重 (tf)		11.2	—
降伏耐力 (tf)	鉄筋降伏時	30.3	—
	鉄筋降伏時	30.2	—
降伏変位 (mm)	鉄筋降伏時	0.92	—
	鉄筋降伏時	1.12	—
終局耐力 (tf)		44.1	29.7
終局変位 (mm)	鉄筋破断前	43.4	43.5
	鉄筋破断前	55.7	—
供試体の引張剛性 (tf/mm)	降伏前	30	—
	降伏後	0.8	0.4

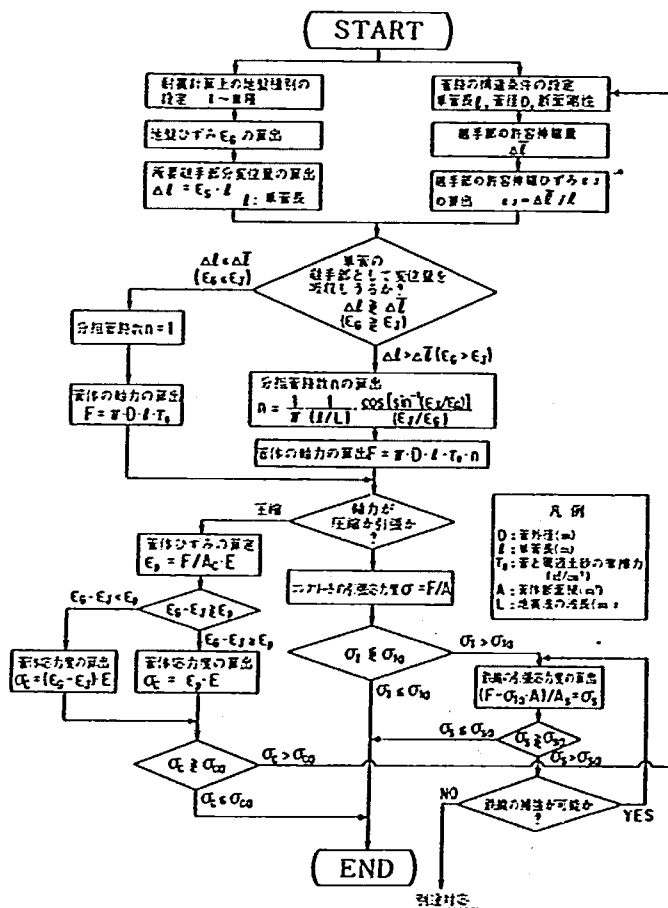


図6 耐震計算法(案)の計算フロー

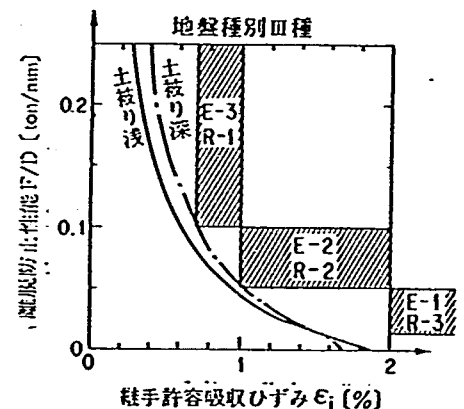


図7 継手部の伸縮性能と離脱防止性能の関係

表2 継手の耐震性評価基準(案)

	区分	性能
伸縮性能	E-1	0.02 ℓ以上
	E-2	0.01 ℓ ~ 0.02 ℓ 未満
	E-3	0.007 ℓ ~ 0.01 ℓ 未満
離脱防止性能	R-1	0.1 Dtf 以上
	R-2	0.05 D ~ 0.1 Dtf 未満
	R-3	0.01 D ~ 0.05 Dtf 未満

表3 継手部の伸縮性能と離脱防止性能との組合せ

		伸縮性能		
		E-3	E-2	E-1
離脱防止性能	R-1	○	—	—
	R-2	—	○	—
	R-3	—	—	○

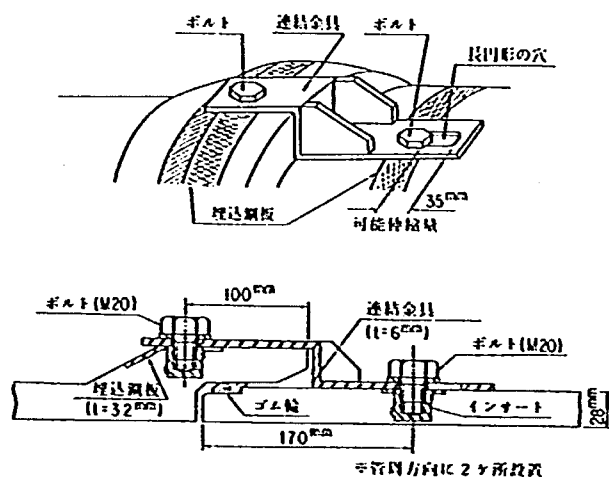
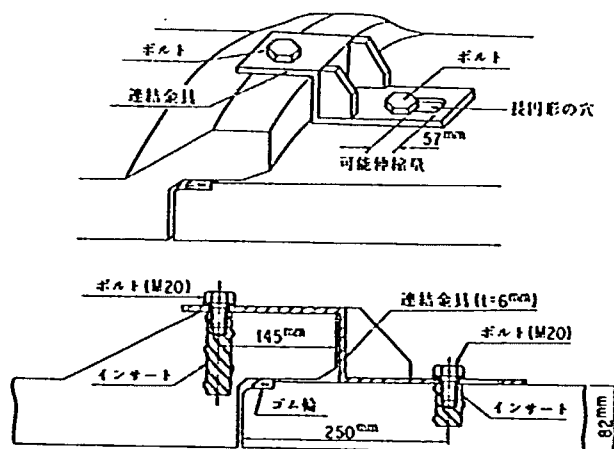


図8 $\phi 250$ mmの管渠に対する離脱防止装置



(a)管周方向に4ヶ所設置する場合

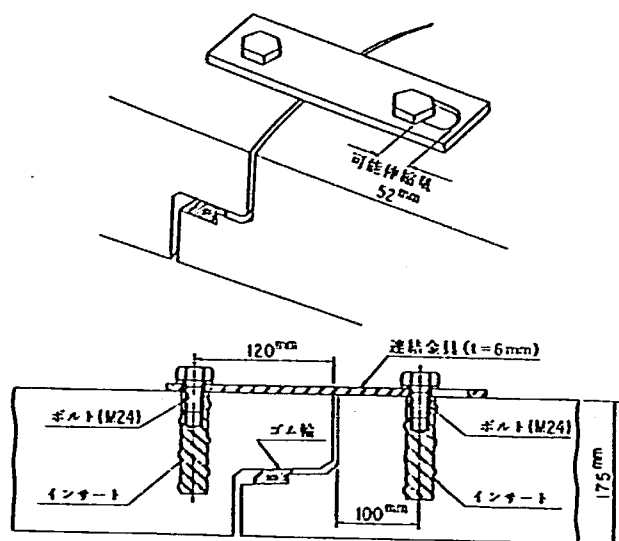
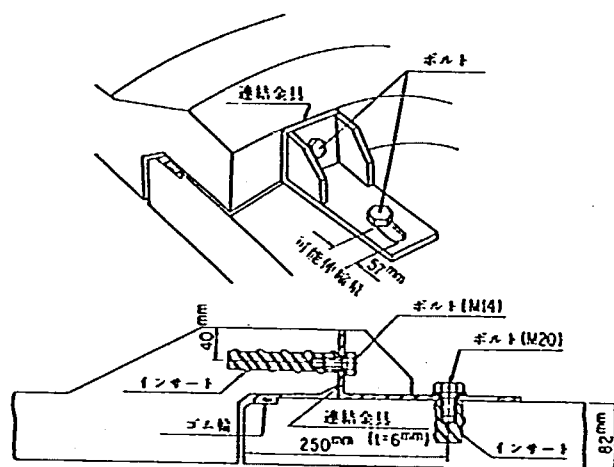


図10 $\phi 2000$ mmの管渠に対する離脱防止装置



(b)管周方向に6ヶ所設置する場合

図9 $\phi 1000$ mmの管渠に対する離脱防止装置

表4 試設計した離脱防止装置の価格（管渠本体価格に対する比）

呼び径	構造	必要材料	管渠本体価格に対する比
250mm	図8参照	埋込鋼板、インサート(D29×25, 4本)、ボルト(M20×20, 4本)、ワッシャー(M20, 4枚)、緊結プレート(2枚)	0.92
	図11参照	埋込鋼板、ボリロレソケット、インサート(D35×50, 4本)、ボルト(M24×30)、ワッシャー(M24, 4枚)、緊結プレート(2枚)、ジョイント増(138kgf)	1.62
1000mm	図9(a)参照	インサート(D29×50, D29×100, 8本)、ボルト(M20×30, 8本)、ワッシャー(M20×8本)、緊結プレート(4枚)	0.05
	図9(b)参照	インサート(D22×135, D29×50, 12本)、ボルト(M14×30, M20×30, 12本)、ワッシャー(M14, M20, 12本)、緊結プレート(6枚)	0.05
2000mm	図10参照	インサート(D35×125, 12本)、ボルト(M24×40, 12本)、ワッシャー(M24, 12枚)、緊結プレート(6枚)	0.03

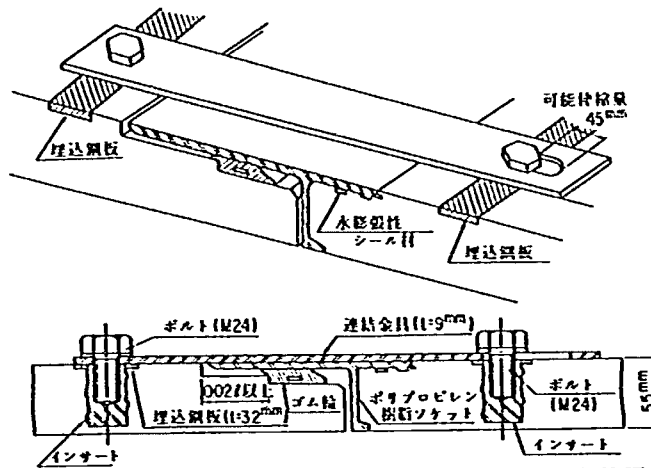
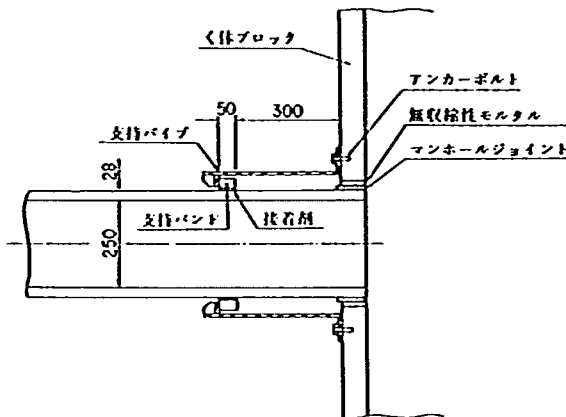
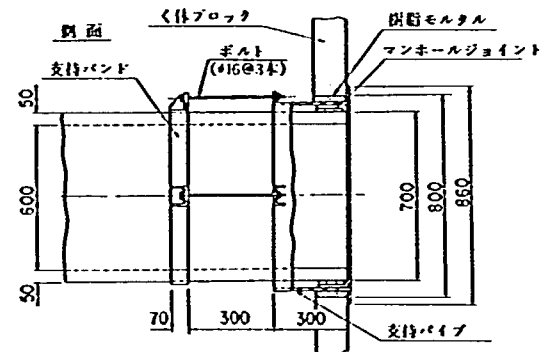


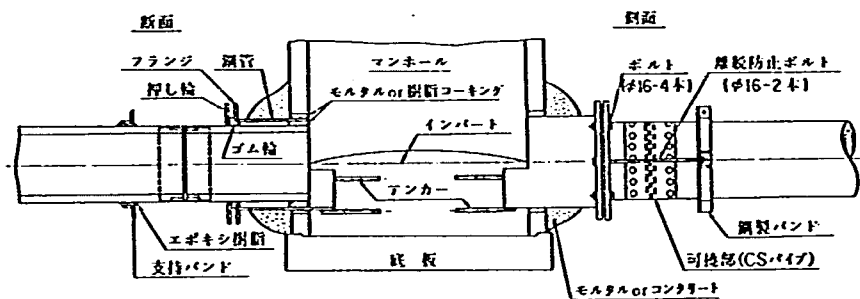
図11 新しい継手構造を基本とした離脱防止装置の試設計 (φ250mm、管周方向に2ヶ所設置)



(a) 1号マンホール、取付管φ250mm、可撓角2°



(b) 3号マンホール、取付管φ600mm、可撓角2°



(c) 1号マンホール、取付管φ250mm、可撓角4°

図12 試設計したマンホールと取付管の耐震構造

表5 試設計したマンホールと管渠の取付部の耐震構造の価格
(マンホール材料・施工価格に対する比)

マンホール種類 及び取付管	構造	必要材料	マンホール部材・施工 価格との比
1号 250mm	図12(a) 参照	マンホールジョイント、アンカーボルト(M14、3本)、支持パイプ、 支持バンド、無収縮性モルタル	0.07
3号 600mm	図12(b) 参照	マンホールジョイント、長尺アンカーボルト(M16、3本)、支持パイプ、 支持バンド、無収縮性モルタル	0.06
1号 250mm	図12(c) 参照	C/Sパイプ(可撓パイプ)、鋼管(さや管)、ボルト(M16、 4本)、長尺アンカーボルト(M16、2本)、支持パイプ、フッパ(2 枚)	0.18

7. 震災対策における道路整備効果に関する試験調査

(道路事業調査費, 試験調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

我が国の道路施設の耐震性向上に関する諸対策は、大正12年の関東地震を契機として始められた。今日まで、耐震設計法、震災復旧法等の技術開発がなされた結果、旧来の地震に多くみられた被害は基本的に減少しつつあるが、都市化等時代の変化によって新しい被害形態も生まれる傾向にある。本調査は、個々の道路施設及びネットワークとしての道路施設の耐震性を評価する尺度を開発し、耐震化対策の目標水準、耐震化対策事業の費用便益効果を検討することを目的として本年度から開始するものである。本年度は、アンケート方式により道路施設の耐震性評価及び耐震性向上水準に関する意識調査を行い、道路施設に要求される耐震性の水準等を取りまとめた。また、道路の復旧・啓開といった観点から道路網の耐震性を評価できるプログラムの開発を行った。

2. 道路施設の耐震性向上水準に関する意識調査

2. 1 調査方法

アンケートは道路の計画・設計・管理に携わる実務者、及び耐震設計の専門家の合計117名を対象として実施し、うち95名(回収率81.2%)から回答を得た。回答者の所属及び年齢構成を図1に示す。

道路施設としては、橋梁、切土斜面、盛土、都市トンネル、共同溝、擁壁を取り上げた。調査票は大きく分けて以下に示す3つの設問群から構成されている。

設問の第一群は、各道路施設ごとに地震に対して耐震設計で対応すべきか、それとも震前・震後対策で対応すべきかを質問すると同時に、耐震設計で対応すべきであるならばそのように判断するポイントは何かを問うものである。設問の第二群では、耐震設計で対応する際に対象とすべき地震の大きさはどの程度であるべきか、また、大地震が発生した場合に許容し得る損傷の程度について設問を設定している。設問の第三群では、施設の重要性に応じて耐震性に差をつけることの是非、及び施設の重要度の判定基準等について設問を設定している。

2. 2 調査結果

各道路施設の地震対策として、「耐震設計で対応すべき」、及び「震前・震後対策で対応すべき」のそれぞれの必要性を、地震対策のトータルを100%とした場合に占める割合で回答を求めた。橋梁及び盛土に対する結果を図2に示す。橋梁については「耐震設計で対応すべき」との意見が大勢を占めており、この傾向は都市トンネル及び共同溝でも同様であった。盛土については、「耐震設計で対応すべき」と「震前・震後対策で対応すべき」がほぼ同程度の比率となっており、切土斜面及び擁壁についても同様の傾向となった。

耐震設計する場合に考慮すべき地震の規模を施設ごとに示すと図3のようになる。橋梁と都市トンネルについては、回答者のそれぞれ48.3%、50.5%が「1923年関東地震(M7.9)を目安とする」としており、約40%が「その地域で起こり得る上限の地震」を選択している。これに対して、切土斜面、盛土、及び擁壁については、約40%の回答が「その地域で起こり得る上限の地震」を選択しており、「関東地震を目安とする」を大きく上回っている。なお「その他」の回答では、地震規模を設定する際の観点として、地震の発生頻度、施設の耐用年数、構造物の許容被災レベル等について具体的な意見が得られた。

施設の重要性に応じて耐震性に差をつけることに関しては、ほとんどの回答者が肯定しており、反対したのは1件のみであった。施設の重要性を判断する要因としては、図4に示すように「施設が使用できなくなることによる影響の大小」と「施設が存在する路線の重要度」の2つが特に重要であると考えられる。なお、その他の判断要素として「人命への影響の程度」が5件得られている。

3. 道路網の耐震性評価プログラムの開発

図5にプログラムの解析の流れを示す。本プログラムは、道路網が被害を受けた場合に必要となる復旧資機材量及び復旧に要する時間を算定するものであり、道路の整備効果について以下の項目を検討できる。

- 1) 個々の施設の耐震性の向上が道路網全体の機能に与える効果
- 2) 道路網としての機能保持の面から見た場合に耐震性の向上が必要となる施設箇所の選定

4. 今後の検討課題

次年度以降、以下の検討項目を実施することが必要である。

- 1) 道路施設に要求される耐震性の水準を、都市規模、地震規模に応じて検討する。
- 2) 復旧の際の人員の確保、及び資機材の調整を考慮した道路網の復旧戦略を検討する。
- 3) 本年度開発したプログラムを拡張して、都市域における震後の道路網としての物流にあたる道路整備効果を検討する。

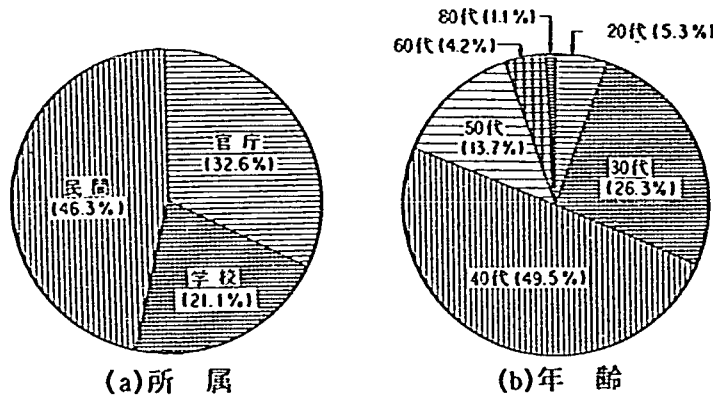


図1 回答者の所属及び年齢の内訳

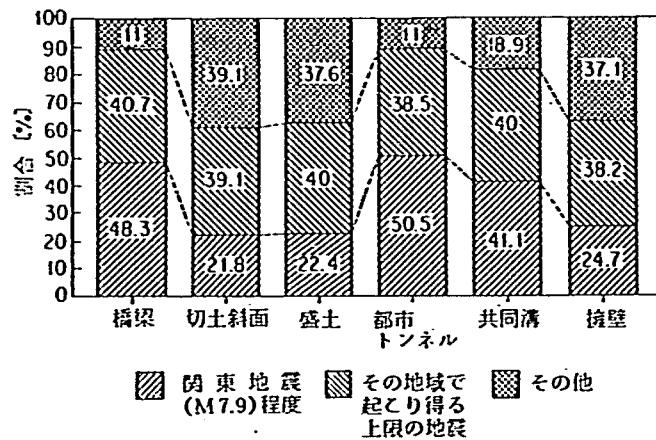


図3 耐震設計で考慮すべき地震規模

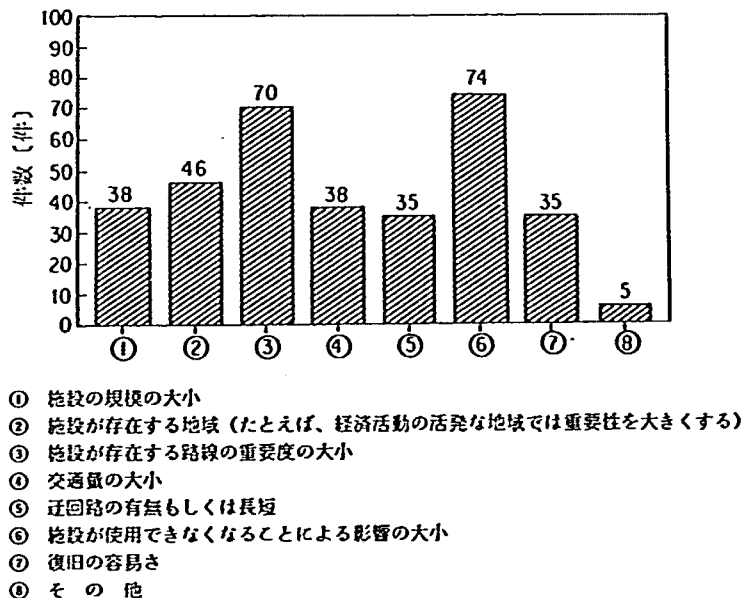
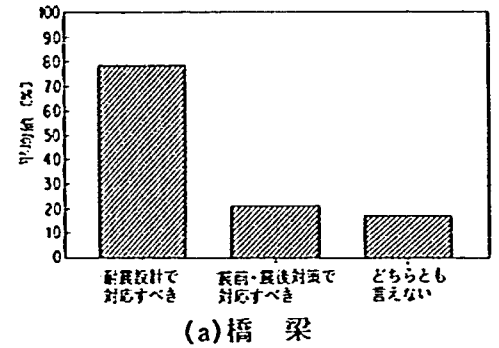
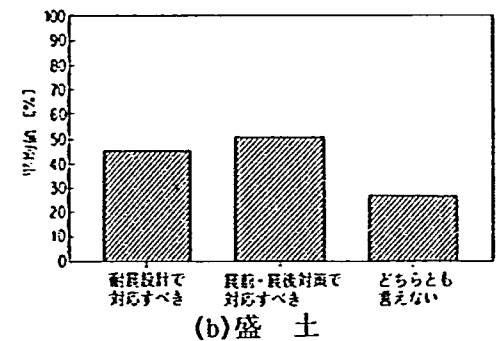


図4 施設の重要性を判断する要因



(a) 橋梁



(b) 盛土

図2 道路施設の地震対策のあり方

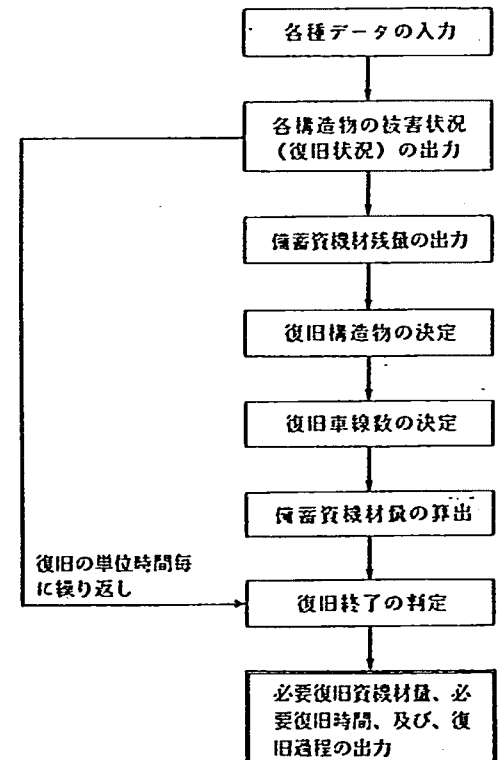


図5 解析の流れ

8. 道路施設の耐震性判定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 川島一彦
 研究員 運上茂樹
 飯田寛之

1. まえがき

近年の地震においては鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し位置に被害を受けた事例が多い。主鉄筋段落しについては昭和55年の道路橋示方書の改訂によりすでに対応されているが、これ以前の橋梁については基本的に段落し部の定着長が短く、したがって耐震点検で耐力が相対的に低いと判断される橋脚については、適切な補強対策を施すことが求められている。本調査は、このような背景のもとに鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法の開発及び補強が必要と判断された場合の補強方法を開発することを目的とするものである。

2. 調査方法

鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性を判定するために次の安全率を定義した。

$$S_{nn} = S_{rn} / S_{r1} \quad (1)$$

ここで、 S_{rn} は主鉄筋段落しが行われている n 断面の降伏時の抵抗モーメント(M_{rn})と作用モーメント(M_{cn})の比、すなわち、段落し部の降伏時の安全率を、 S_{r1} は同様な基部の安全率を示す。したがって、 S_{nn} は基部の安全率に対する段落し部の安全率の比として定義され、これまで実施してきた正方形断面を有する橋脚に対する実験結果からは、 $S_{nn} \leq 1.0$ では段落し部で破壊し、 $1.0 < S_{nn} \leq 1.2$ では段落し部に損傷を受けるが最終的に基部で破壊、 $S_{nn} > 1.2$ では基部で破壊することが推定されている。本年度は、昨年度に引き続き耐震性判定法を開発するために断面形状の異なる場合に対する検討を行うとともに、鋼板巻立てによって補強設計する場合に式(1)を用いてよいかを検討した。

実験に用いた供試体は、

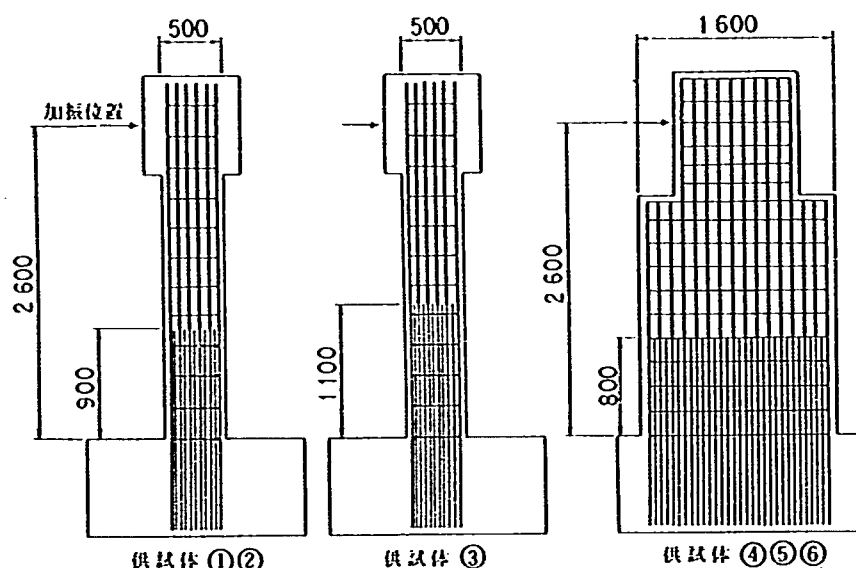


図-1 実験に用いた供試体

表-1 供試体の諸元及び耐震性能

供試体	断 面	軸 力	柱高 _s	段落し位置	せん断 支間比	鋼板巻 立て幅	注入材料	段落し部 の抵抗モ ーメント	基部の抵 抗モーメ ント	段落し部 の作用モ ーメント	安全率	実験での破壊位置
	D×b	N		h _c				h/d	M _{rn}	M _{r1}		
①	50×50 (正方形)	28.8	2.40	0.90	4.40	—	—	17.61	30.08	12.75	0.906	段落し部
②						1.50	無収縮(6%)	29.79	27.63		1.649	段落し部
③				—		—	15.67	28.69	0.962		段落し部	
④	40×160 (長方形)	64.0		0.80	5.00	—	—	25.27	31.41	20.16	0.930	段落し部
⑤						1.50	無収縮(6%)	46.79	38.24		1.767	段落し部(基部損傷)
⑥				2.00		無収縮(6%)	47.26	38.82	1.758		基部	

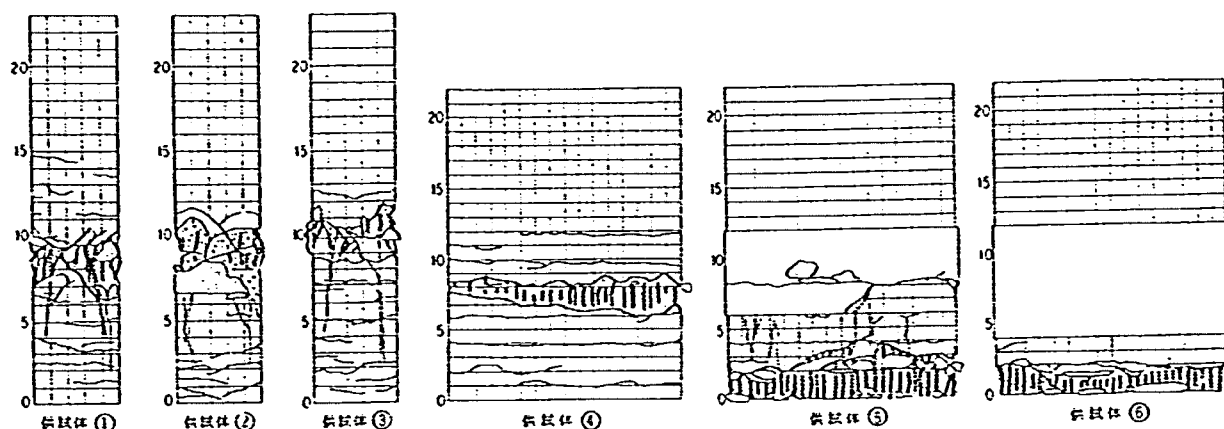


図-2 供試体の最終破壊形態

図-1に示すように50cm×50cmの正方形断面を有する載荷高さ2.6m、せん断支間比5.2が3体（供試体①、②、③）、40cm×160cmで載荷高さ2.6m、せん断支間比6.5の壁式橋脚が3体（供試体④、⑤、⑥）の合計6体である。表-1に示すように供試体①、③、④は無補強であり、供試体②、⑤は載荷方向の幅の1.5倍、供試体⑥は、載荷方向の幅の2倍の鋼板を巻いて補強したものである。補強を施した3体の供試体本体と鋼板の間の充填剤には、無収縮モルタルを使用した。これらの供試体の段落し位置の安全率は、表-1に示すように無補強の①、③、④は $S_{nn} \leq 1.0$ となり、供試体②、⑤、⑥は、鋼板による補強により $S_{nn} > 1.2$ となる。実験では、供試体に上部工荷重に相当する軸力を加え、加振機によって降伏変位の整数倍の変位を1δ_yから順次10波ずつ強制的に与えた。

3. 調査結果

3.1 主鉄筋段落し部の耐震性判定法の検討

安全率 S_{nn} が1.0よりも小さい場合には、正方形断面の供試体①、③、及び壁式供試体④ともに図-2に示すように最終的に段落し部で破壊した。したがって、段落し部での脆性的な破壊を避けるためには $S_{nn} \leq 1.0$ が主鉄筋段落し部の耐震性判定のポイントとなる。

3.2 主鉄筋段落し部の補強方法の検討

1.5Dの幅の鋼板で補強した正方形断面を有する供試体②については、耐力及びじん性は無補強の場合よりも改善されるが、 $S_{nn} > 1.2$ であっても最終的には図-2に示すように段落し部で破壊した。これは、安全率の計算では巻立て鋼板と軀体との付着が完全であると仮定しているが、実験では降伏変位より大きな強制変位を与えた場合には軀体と鋼板の付着が切れ、帯鉄筋としての効果はあるが、軸方向鉄筋として有効に働かないためである。

壁式橋脚模型に載荷方向の幅の1.5倍の幅の鋼板を巻立てた供試体⑤と2.0倍の幅の鋼板を巻立てた供試体⑥はともに $S_{nn} > 1.2$ である。供試体⑤の場合には最終的には基部で破壊が生じたが、鋼板と供試体の間に充填した無収縮モルタルが崩れ、補強鋼板が膨れ上がって段落し部にも損傷が生じた。これに対して、供試体⑥は充填コンクリートの下端が剥離したものの鋼板に変形は生じず、また段落し部にも損傷は生じなかった。

4. まとめ

本年度は、主鉄筋段落し部の耐震性判定法のための実験データを増やすとともに、鋼板巻立て工法による補強方法の検討を行った。その結果、1)安全率 S_{nn} の値によって主鉄筋段落し部の破壊の可能性を判定できること、2)1.5倍の幅の鋼板を巻立てて補強した場合には、鋼板と供試体間の付着は十分発揮されず、正方形断面の場合には段落し部で、壁式橋脚の場合には最終的に基部で破壊したが段落し部にも損傷が生じたこと、3)2.0倍の幅の鋼板で補強した壁式供試体の場合には破壊は基部に移行し、段落し部には全く損傷が生じなかったこと、4)補強方法を安全率 S_{nn} で評価する場合には鋼板と軀体間の付着の影響を考慮した上で数値あるいは細目を定める必要があること、5)補強鋼板の帯鉄筋としての効果を評価する必要があることが分かった。

5. 今後の検討課題

実験ケースを追加して耐震性判定法及び鋼板巻立て工法による補強方法を確立する。

【参考資料】「既設道路橋の耐震性判定法」 土木研究所資料 第2783号

9. ゴム支承を用いた超多径間連続橋の耐震設計に関する調査 (道路事業調査費, 試験調査)

耐震研究室 室長 川島 一彦
研究員 長谷川金二
長島 博之

1 まえがき

連続化は、橋の不静定次数を高め大地震を受けた場合の構造系全体としての崩壊の可能性を小さくするという観点から、大きく耐震性の向上につながる。一方、振動・騒音等の環境面やメンテナンスの面から、エキスパンションをなるべく少なくし、多径間連続化が図られつつある。多径間連続化を図ると、温度による桁の伸縮量が大きくなったり、固定橋脚に作用する地震力が大きくなるため、ゴム支承を用いて弾性固定方式を採用し、地震時慣性力を分散しようという試みが多数行われている。本課題は、このような流れをさらに押し進め、ゴム支承を用いて1 Km級の超多径間連続橋を設計しようとした場合の耐震設計上の問題点を整理・検討し、有効な耐震設計法を整備しようというものである。なお、ゴム支承の利用の中には、免震設計の利用も考えられるが、これについては、別途官民連帯共同研究「道路橋の免震構造システムの開発」の中で検討を進めている。

2 調査方法

ゴム支承を用いた1 Km級の超多径間連続橋の耐震設計法を開発するために、以下の検討を行う。

- 1) ゴム支承で弾性固定された橋梁の動的特性を解析できる手法の検討
- 2) 弾性固定された超多径間連続橋の動的特性の解明
- 3) 超多径間化に伴う問題点の整理とそれに対する対策方法の検討

本年度は、茨城県で建設された弾性固定方式の5径間連続橋における実測の地震記録をもとに、1) および2) について検討した。

3 調査結果

千代橋は、図-1に示すように5径間連続鋼箱桁橋であり、ゴム支承を用いて多点弾性固定方式を採用している。本橋では、茨城県により自由振動実験や土木研究所の起振機を用いた強制振動実験が行われ、基本的な振動特性が把握されている。また、強震観測も行われ、地震時の実測記録も得られている。これらを用いて、弾性固定方式の連続橋の基本的な振動特性を検討した。

表-1は、表-2に示す2回の地震による橋脚及び桁の最大加速度を示したものである。橋脚天端を基本とした桁の加速度の増幅率を見ると、例えばA地震のP3橋脚では、橋軸直角方向には橋脚天端では183galであるが、これが桁になると413galと2.25倍になっている。橋軸直角方向にはゴム支承の移動を拘束するためのストッパーが設けられているが、この遊間があるため、桁とストッパー間で衝突が起こり、このため桁の加速度には高振動数の成分が含まれるが、2.25倍程度の加速度増幅率は、この程度の橋では一般的な増幅率である。ただし、本来はいろいろな方向に移動でき、桁に無理な地震力が作用しにくいゴム支承を採用したにもかかわらず、エキスパンションジョイントの移動方向の拘束のため、橋軸直角方向にストッパーを設け、そこに遊間があるために衝撃的な地震力が生じるということは望ましいことではない。このような場合に対する耐震設計上の考え方を整理する必要がある。

一方、橋軸方向には、橋脚天端では67galであるが、これが桁では48galと橋脚天端に対して0.72倍に小さくなっている。これは、ゴム支承の採用により橋軸方向の固有周期が長くなり、地震動との共振が起こりにくくなるためである。本橋の設計には考慮されていないが、弾性固定方式を用い固有周期を調節することにより、慣性力の分散と同時に耐震性の向上も図ることができる。

この橋を動的解析によりシミュレートした結果の一例が図-2である。地表面下22mの記録を入力し地盤の振動も解析しているため、解析値は実測と完全には一致しないが、両者は全体としてみる

とよく一致しているということができる。

また、連続橋に対する耐震計算法として、「静的フレイム法」と呼ぶ新しい計算法を開発し、平成2年2月に通達された道路橋示方書V耐震設計編に反映した。この方法で千代橋を解析した結果、固有周期、振動モードともに動的解析とよく一致することが分かった。このため、今年度の検討結果に基づき、ゴム支承で弾性固定された橋についても静的フレイム法の適用範囲に含め、耐震設計編の解説に含めた。

4 免震橋の詳細設計に対する技術指導

免震橋梁の実地での適用性の検討としてとりあげられた7号線長木川橋（東北地建）、340号線丸木橋（岩手県）、294号線烏山1号橋（栃木県）、362号線宮川橋（静岡県）の詳細設計を、橋梁計画官、橋梁・基礎・振動の各研究室と共同で技術指導した。

5 今後の課題

今年度の検討により、弾性固定された場合にも静的フレイム法によって解析が可能であることが明かとなった。したがって、今後は、静的フレイム法により線形が変化した場合の支承移動の取扱い、適切な慣性力の分担と固有周期調節による耐震性の向上法につき検討を進めると同時に、実測記録の蓄積を図り、桁とストッパーの衝突等、解析的な検討が及ばない事項に対する検討も進めていく必要がある。

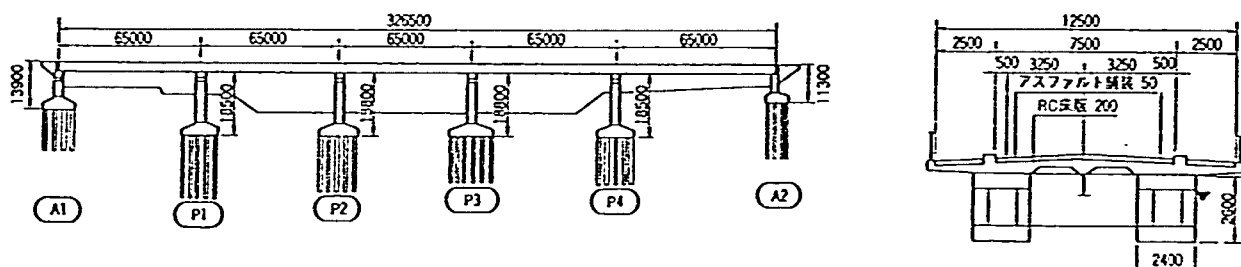


図-1 千代橋一般図

表-1 解析対象とする地震記録

解析対象地震	発生年月日	震源地	マグニチュード	震央距離 (km)
A 地震	平成元年2月15日	茨城県南部	5.6	60
B 地震	平成元年12月9日	茨城県沖	5.6	85

表-2 実測記録からみた方向別の増幅度

地震記録	測定箇所	橋軸方向	橋軸直角方向	上下方向
A 地震	P ₁ 橋脚	石	48 (0.72)	413 (2.25)
		橋脚天端	67 (1.0)	153 (1.0)
	P ₂ 橋脚	石	49 (0.69)	437 (3.20)
		橋脚天端	72 (1.0)	127 (1.0)
	地盤(地表面下22m)	11	19	15
B 地震	P ₁ 橋脚	石	12 (0.38)	82
		橋脚天端	32 (1.0)	42
	P ₂ 橋脚	石	14 (0.41)	36
		橋脚天端	34 (1.0)	25
	地盤(地表面下22m)	13	17	8

注 () 内は、橋脚天端を1.0とした場合の石の振動加速度

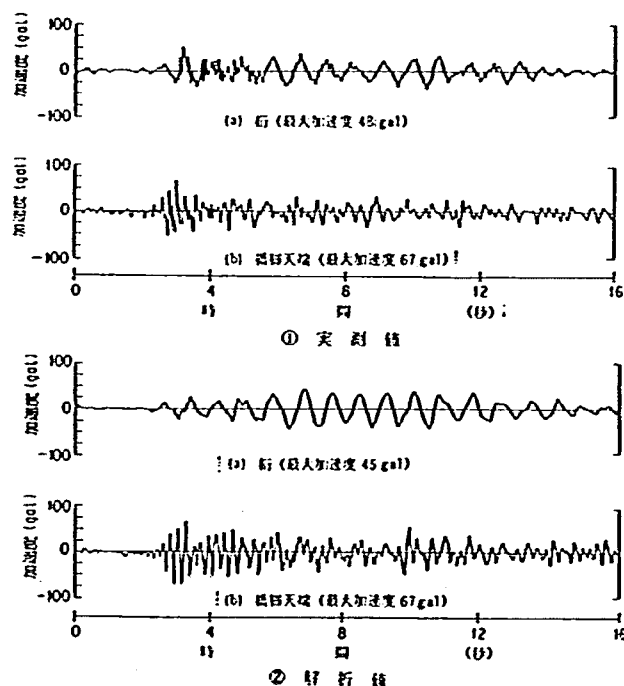


図-2 実測記録と解析値の比較 (A 地震)

10. 斜張橋の耐震設計法に関する試験調査 (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 川島一彦
研究員 運上茂樹
吾田洋一

1. まえがき

近年、長大スパンの斜張橋が建設される事例が増えているが、斜張橋に対しては従来震害経験がなく、また、強震観測等による動的特性の把握も十分ではないのが実情である。特に斜張橋の減衰定数は、既往の実橋振動実験では1%以下となる場合が多く、従来耐震設計では2~5%程度の減衰定数を採用してきた点と大きな隔たりがある(減衰定数の小さいところでは、わずかな減衰定数の違いが橋の振動に大きな違いを生じる)ことから、その検討と同時に減衰定数の評価手法の確立が急務である。本調査は、このような背景のもとに昭和60年度からスタートしたものであり、本年度が最終年度にあたる。現在までに水郷大橋(国道51号)における強震観測の実施と記録の解析、新綾部大橋(京都府)及び布施田浦橋(三重県)の実橋振動実験等により、実橋の減衰特性を検討すると同時に、可動支承部の摩擦が減衰定数に与える影響、ケーブル形式が減衰定数に及ぼす影響等を検討してきた。

2. 調査内容

本年度は、現在までの検討結果に基づき斜張橋の減衰定数の推定手法を提案するとともに、水郷大橋における強震観測結果及び模型実験結果との比較により、その妥当性を検証した。

3. 調査結果

斜張橋の減衰定数は、塔、桁、ケーブル、基礎等減衰特性が大きく違う異なった構造系(以下これを部分構造系と定義する)から成るため、各部分構造系ごとにエネルギー吸収 δE を求め、これより全体系の任意の振動モードに対する減衰定数 h を推定する手法を開発する。すなわち、

$$h_n = \frac{\sum_{i=1}^n \delta E_{ni}}{4\pi E_n} \quad (1)$$

ここで、 h_n 及び E_n は基準点の振幅が u の場合の n 次モードの減衰定数、及び、全体系のひずみエネルギー、 δE_{ni} は、第 i 番目の部分構造のエネルギー吸収量を示す。部分構造系のエネルギー吸収 δE_{ni} は、材料減衰、摩擦減衰、地下逸散減衰等それぞれの特性に基づいて定める。

式(1)により求めた減衰定数の妥当性を検討するために水郷大橋の強震観測記録(1987年12月、千葉県東方沖地震による)の解析シミュレーションを行った。解析では、別途検討して求めた塔については2%(橋軸方向)、0%(橋軸直角方向)、桁については両方向とも5%の減衰定数を用いた。式(1)による減衰定数を用いた解析を観測波形と比較して塔頂と桁について示した結果が図-1である。両者はよく一致していると言えよう。

次に、昭和63年度に各種のケーブル形式を対象に行った模型実験(名港西大橋の1/150モデル)との比較により式(1)の妥当性を検討した。図-2は減衰定数と桁の振動振幅の関係がケーブル形式によってどのように変化するかを示した結果である。模型実験では、橋軸方向には、ケーブル形式がファン状(タイプA)からハープ状(タイプE)になるにつれて同一変位振幅(橋軸方向の桁の変形)に対する減衰定数が大きくなり反対に上下方向には、ケーブル形式がハープ状(タイプE)からファン状(タイプA)となるにつれて、同一変位振幅に対する減衰定数は大きくなるという特徴がある。解析では、塔、主桁及びケーブル取付部の各部分構造系に対して、別途自由振動実験を実施し、式(1)の δE_{ni} を算定し、これに基づき全体系の減衰定数を式(1)で推定した。式(1)は実験結果の特徴をよく表現する。

5. 結論

本調査により明らかになった事項は以下の通りである。

- 1) エネルギー吸収を生じる原因別、箇所別に、エネルギー吸収率関数(式(1)の δE を求めるための関数)を評価し、これを合計して任意の振動モードに対する減衰定数を推定する手法(式(1))を開発した。これを用いれば、今後適切に部分構造系ごとに減衰定数を評価することにより全体系の減衰特性を評価できるようになる。
- 2) 従来の実橋振動実験において求められた減衰定数が1%以下と小さいのは、これが主として耐風安定性の検討上重要な上下方向及びねじりの対称モード系を対象としているためと考えられる。耐震設計に重要な橋軸方向及び橋軸直角方向の逆対称モード系に対する減衰定数は、これらよりも一般にかなり大きい。こういう点からみて、大方の場合には従来の耐震解析に用いられてきた減衰定数は妥当なものと考えられる。

[成果のとりまとめ]

- 1) 「斜張橋の耐震設計法に関する研究」(その1)~(その6)、昭和61年~平成元年土木研究所資料第2388号、第2489号、第2630号、第2631号、第2648号、第2673号
- 2) 「支承部の摩擦による斜張橋の減衰特性(英文)」,土木学会論文集、Vol. 6, No. 1, 平成元年、及び、「強震観測結果に基づく斜張橋の減衰特性(英文)」,土木学会論文集、Vol. 7, No. 1, 平成2年

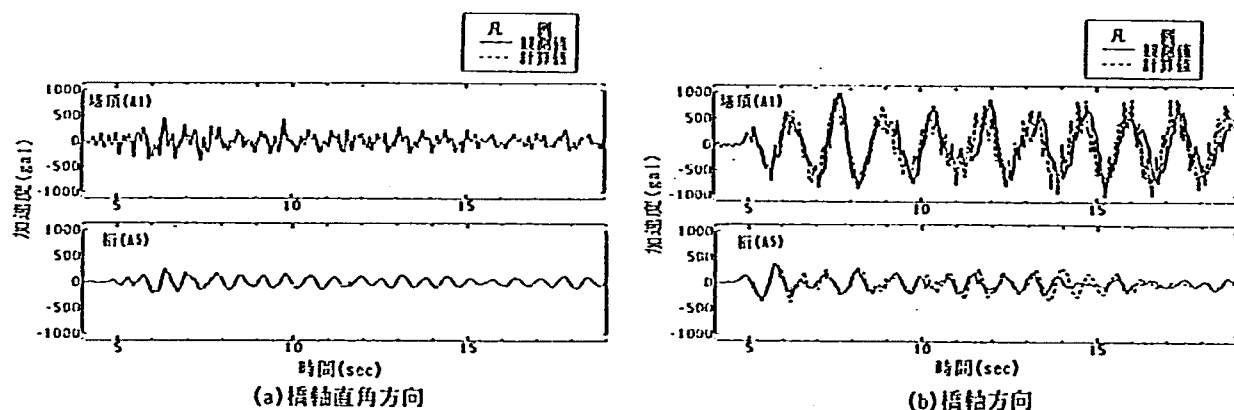


図-1 式(1)を用いて求めた減衰定数を用いた計算値と観測値の比較

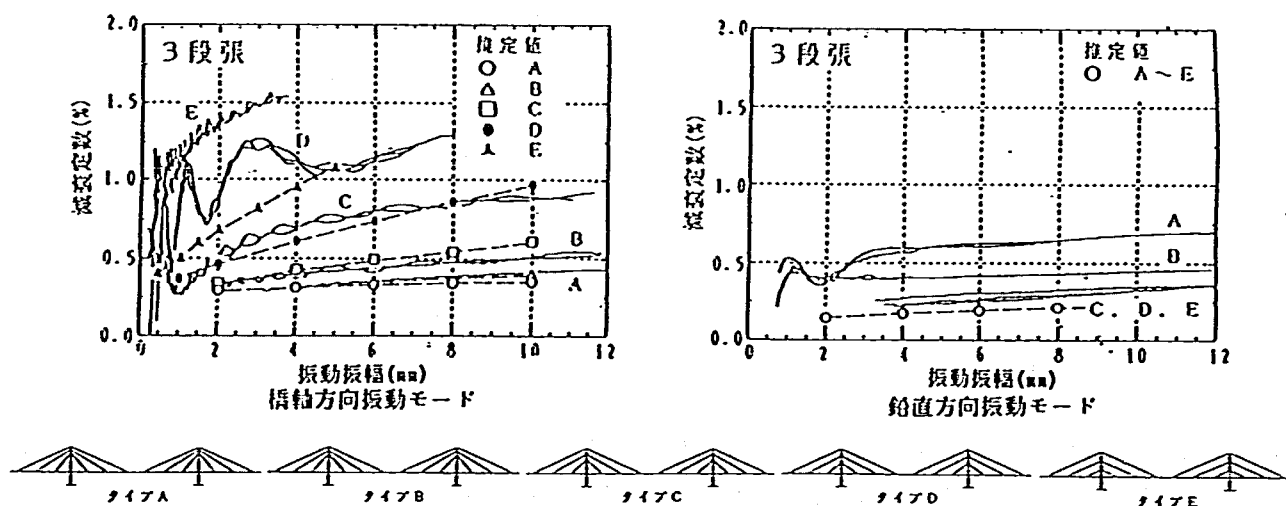


図-2 振動振幅と減衰定数の関係

11. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐震設計法に関する試験調査 (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 川島 一彦
研究員 長谷川金二
長島 博之

1 まえがき

大規模特殊事業関連の道路橋は一般に地震の影響を強く受ける軟弱地盤上に建設される場合が多く、また、高規格道路として高い耐震性が要求される。耐震設計では、0.2～0.3の設計震度に対して、橋脚の各部が弾性域にあるように設計するが、大規模地震の際に橋脚に作用する地震力は、これよりもはるかに大きく1.0にも達すると考えられている。このため、橋脚は、大地震時には非線形域に入るが、橋脚に十分なねばりがあれば、多少の損傷は生じても大被害を免れることができる。

このような点を明らかにするため、本課題の下で鉄筋コンクリート橋脚の動的載荷実験を行い、正確な実験データの蓄積を図るとともに、動的耐力及び変形特性を解析してきた。このような検討結果に基づき鉄筋コンクリート橋脚の動的耐震設計法を開発し、これを簡易な耐震計算法の形にまとめ、平成2年2月に通達された道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の中に、「地震時保有水平耐力の照査」の規定として反映させた。これは、大正12年の関東地震級の大地震が起こったとしても、橋脚の変形を最大耐力付近で安定していた水平耐力が低下し始める程度の損傷にとどめるために必要なねばりを確保するための計算法を示したものである。これにより、コンクリート断面を極端に小さくした橋脚の耐震性の向上を図ることができるようになると同時に、従来、0.2～0.3の設計震度で設計された鉄筋コンクリート橋脚がこれを上回る地震力を受けても大方の場合には安全であると、経験的に判断していた点を計算で明らかにすることができるようになった。

ただし、「地震時保有水平耐力の照査」は1本柱橋脚のみを対象としたもので、不静定の橋脚については、まだ、動的耐力及び変形性能に関する検討がほとんど行われていないことから、今回の改訂では照査対象に含めていない。鉄筋コンクリート橋脚に対する統一的な照査体系を作るためには、引き続き不静定橋脚に対する検討が必要とされている。

このような観点から、従来行ってきた1本柱橋脚に対する検討を終え、今年度からは、ラーメン橋脚の動的耐力に関する検討を開始することとした。

2 調査方法

損傷を伴う非線形域における鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能を解析的に検討することはできないため、まず、土木研究所の部材耐力強度実験施設を用いて実験的なデータの蓄積を図ることとした。実験模型は、標準的なラーメン橋脚の寸法を基本にこれを約1/4に縮小したもので、高さ1.78 m、断面寸法65 x 35 cmの2脚式である。鉄筋比は、柱部は0.22 %、梁部は0.59 %である。橋脚頭部に加振機を取り付け、降伏変位の整数倍の振幅で変位制御により正負繰返し載荷を加えた。同一載荷変位振幅における繰返し回数は、実験結果に大きな影響を与えることが分かっているため、1回とした場合と、10回とした場合の2ケースについて、実験した。いずれの場合も、軸力として死荷重反力相当の25 tfを静的に加えた。

3 調査結果

図-1は同一変位振幅におけるくり返し回数を10回とした場合の $3\delta_y$ 、 $5\delta_y$ および $7\delta_y$ 載荷後の損傷状況を示したものである。損傷は、最初、柱上端における梁との接合部に生じ、コンクリートのクラックから剝離、鉄筋の座屈へと進んでいく。載荷が進むにつれて、柱の基部にも同じ順番で損傷が生じてくる。梁部には、損傷は生じていない。

図-2は、履歴ループを示したものである。載荷振幅が大きくなるにつれて、紡錘型から逆S字型へときれいに变化していく。このあたりは、基本的に1本柱橋脚と変わらない。

図-3は、履歴ループの包絡線を示したものである。同一変位振幅における載荷くり返し回数が増えると、小さな変位で耐力が低下する。これは、載荷回数が多いほどコンクリートの損傷が大きく、主鉄筋の外側にコンクリートが散逸して行くためである。規模の大きい地震では、継続時間が長く橋脚に作用する載荷くり返し回数が大きいため、このような点によく注意しておく必要がある。

図-3でもう1つ重要な点は、降伏後の耐力の増加が大きいことである。すなわち、1本柱橋脚で

は、降伏時の耐力（降伏耐力 P_y ）に比較して最大耐力（終局耐力 P_u ）は一般にせいぜい1.1~1.4程度であるが、図-3では1.6~1.7にもなっている。これは、1本柱橋脚と違い塑性ヒンジが4箇所が生じるためである。このようなメカニズムを取り入れた解析法を今後開発して行く必要がある。

表-1は、以上の動的耐力及び変形性能をまとめたものである。

4 今後の検討

不静定橋脚の動的耐力及び変形性能に関する実験データの蓄積を図り、基本的な特性を明らかにすると同時に、このような変形特性を計算できる解析モデルを提案して行く必要がある。

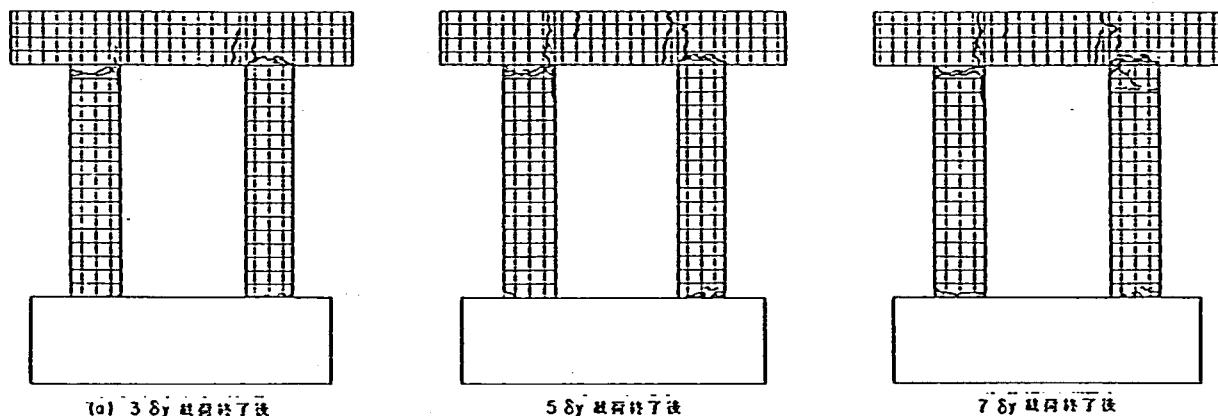


図-1 くり返し回数10回の場合の破壊状況

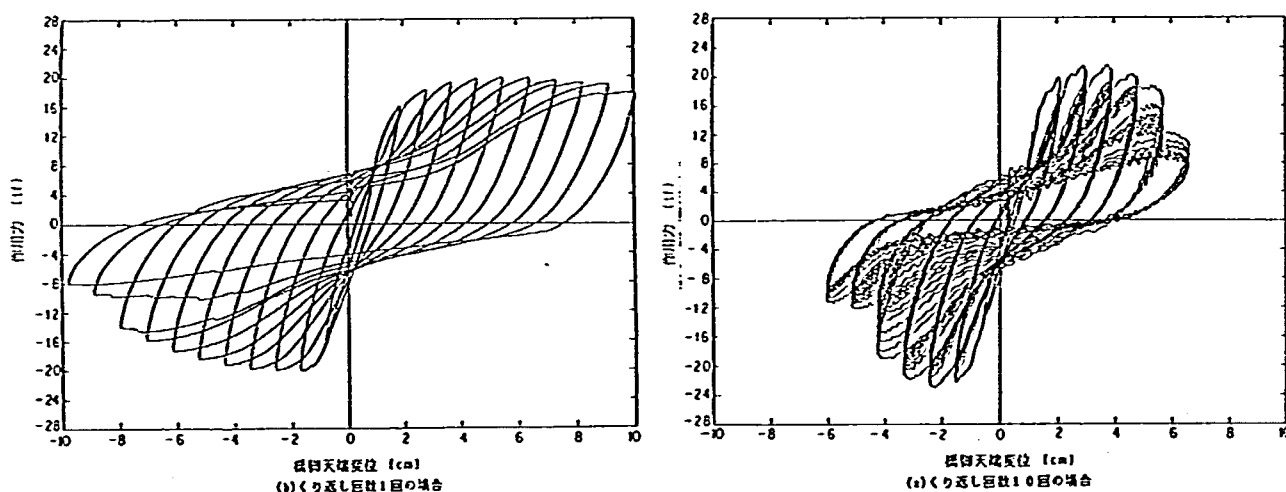


図-2 橋脚天端における作用力 P と水平変位 δ の関係

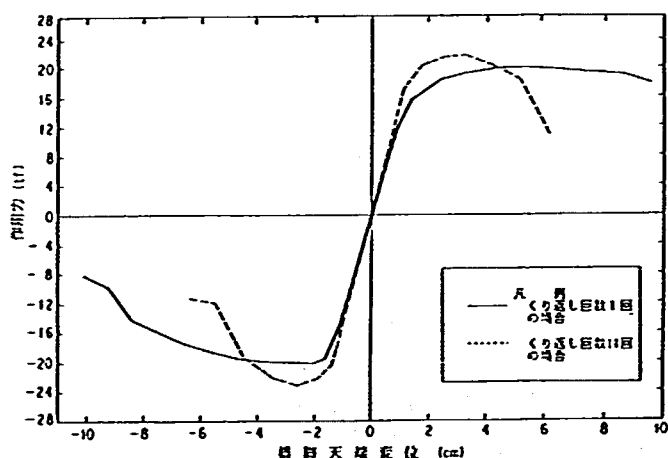


図-3 履歴曲線の包絡線の比較

表-1 保有水平耐力

項目		供試体 A	供試体 B
同一位置での載荷くり返し回数		10	1
耐力	① 降伏荷重 P_y	11.0 t	12.1 t
	② 最大荷重 P_{max}	22.4 t	19.8 t
	荷重比 ②/①	1.6	1.64
変形性能	③ 降伏変位 δ_y	8.9 mm	9.1 mm
	④ 終局変位 δ_u	58.0 mm	53.9 mm
	じん性率 ④/③	6.5	10.9

12. 軟弱地盤中の都市トンネルの耐震調査

(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 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

1. まえがき

大規模特殊事業関連の道路では、用地確保、騒音、振動等の制約から、大規模でかつ複雑な形状を有する都市トンネルが採用されつつある。本調査は、新しい構造形式を有する都市トンネルの耐震性を検討し、必要とされる耐震設計法の確立を目的として実施するものであり、本年度は、耐震設計で必要とされるシールドトンネル二次覆工の長手方向の最小鉄筋量に関する検討を行った。

2. 調査方法

シールドトンネルのように長手方向に長い構造物では、地震時に地盤に生じる変形がトンネルに伝えられる結果、トンネル軸方向の引張力と曲げモーメントが耐震上支配的な要因となる。多数のセグメント及び継手から構成されるシールドトンネルは、もともと個々のリング継手の変形できれば長手方向に大きな伸び性能を持った構造物である。しかし、止水等の必要性から内側に二次覆工を設けると、せっかくの伸び性能を拘束することになる。特に、二次覆工が無筋であったり、長手方向にわずかな鉄筋しか配置されていない状態でトンネルが引張力を受けると、やがてどこかの段階で、あるリング接合面において二次覆工コンクリートのクラックが生じることになる。このようになると、クラックが生じていない他のリング接合面に比較してクラックの生じた接合面の剛性が小さいため、これ以上の軸力がトンネルに作用するとトンネル長手方向の変形は当該リング接合面にのみ集中する。最終的には、当該リング接合面においてリング継手や二次覆工鉄筋が破断して最終的な破壊に至るが、このような破壊形態ではトンネルの伸び性能は非常に小さい。

以上のような点を防止するためには、二次覆工の損傷を特定箇所に集中させず、複数のリング接合面に分散させることが必要である。このためには、二次覆工の長手方向にある程度以上の長手方向鉄筋（最小鉄筋量）を配置しておく必要がある。最小鉄筋量は、一次覆工と二次覆工間の付着程度によって変化するが、現在までは両者の付着が完全にある場合について検討してきた。

現在までの検討に基づき、ジベル筋等により付着が確保されている条件下では、二次覆工の最小鉄筋量は以下のように評価するのがよいと考えられる（図1参照）。すなわち、リング接合面JT2において二次覆工に生じた損傷が他のリング接合面、例えばJT1、でも生じるためには、次式が成立する必要がある。

$$(JT2)^T > (JT1)^T \quad (1)$$

ここに、 $(JT2)^T$ はリング接合面JT2の引張耐力、 $(JT1)^T$ はリング接合面JT1の引張耐力である。これより、最小鉄筋量 A_{Lmin} として次式が提案される。

$$\{P_{Ar}, P_{Br}\} \min + A_{Lmin} \times \sigma_{Lsr} \geq A_L \times \sigma_L \quad (2)$$

ここに、 P_{Ar} はリング継手のアンカー鉄筋の破断耐力、 P_{Br} はリング継ボルトの破断耐力、 σ_{Lsr} は二次覆工鉄筋の破断強度、 A_L は二次覆工コンクリートの断面積、 σ_L は二次覆工コンクリートの引張強度である。

今年度は、式(2)で提案した最小鉄筋量を実証的に検討するため、シールドトンネル覆工の一部を切り出した模型供試体（図2参照）を用いて正負交番載荷実験を行った。実験ケースは、表1に示すように、二次覆工鉄筋量を変化せた3ケースとした。

3. 調査結果

ケース1～3の供試体の最終的な破壊状況を示すと図3の通りである。これによれば、供試体の破壊特性に関して以下の点が指摘される。

①3体の供試体は、ともに二次覆工の損傷が各リング接合面に分散して生じた。したがって、式(2)を満足すれば二次覆工の損傷は特定のリング接合面に集中せず、各リング接合面に分散することが確認された。

②ただし、今年度の検討では、材料の公称強度と実勢強度の違いのため、式(2)を満足しない条件での検討ができなかった。これについては次年度以後検討する必要がある。

4. 今後の課題

シールドトンネルの耐震設計法を開発するために、次年度以後以下の項目に対する検討が必要であ

る。

- 1) シールドトンネルの変形特性に及ぼす一次覆工と二次覆工間の付着度合の影響
- 2) 覆工間の付着がないシールドトンネルの二次覆工最小鉄筋量の評価

【参考文献】

1) 建設省土木研究所: シールドトンネルの耐震性に関する研究(その1), 土木研究所資料第2262号, 昭和60年10月, (その2), 第2277号, 昭和60年12月, (その3), 第2381号, 昭和61年4月, (その4), 第2496号, 昭和62年2月, (その5), 第2649号, 昭和63年7月, (その6), 第2786号, 平成元年7月, (その8), 第2815号, 昭和63年2月

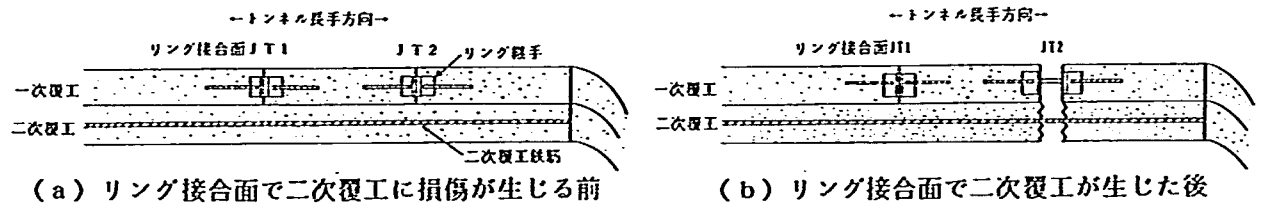


図1 シールドトンネル覆工の模式図

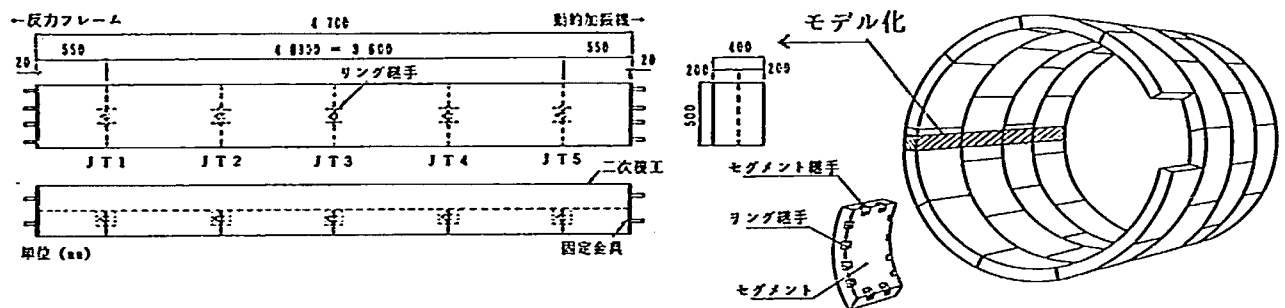


図2 実験供試体

表1 実験ケース及び覆工部材の強度

	一 次 覆 工			二 次 覆 工			
	セグメント	771-鉄筋	772-鉄筋	773-1	長手方向鉄筋		
					ケース1	ケース2	ケース3
寸法	200×500cm	D13×2本	M22×1本	200×500cm	D5×3本	D10×3本	D10×4本
降伏耐力(N)	—	8.86	19.39	—	9.39	7.49	9.97
引張耐力(N)	28.0**	12.65	24.24	19.3**	4.75	10.70	14.25
(アンカー鉄筋の引張耐力+二次覆工鉄筋の引張耐力) 二次覆工コンクリートの引張耐力					100.0 (99.2)*	152.0 (121.0)*	176.2 (139.4)*

* : () 内は、材料の公称値に基づく値

** : コンクリート標準示方書による計算値 (0.5×(強度規格)^{2/3})

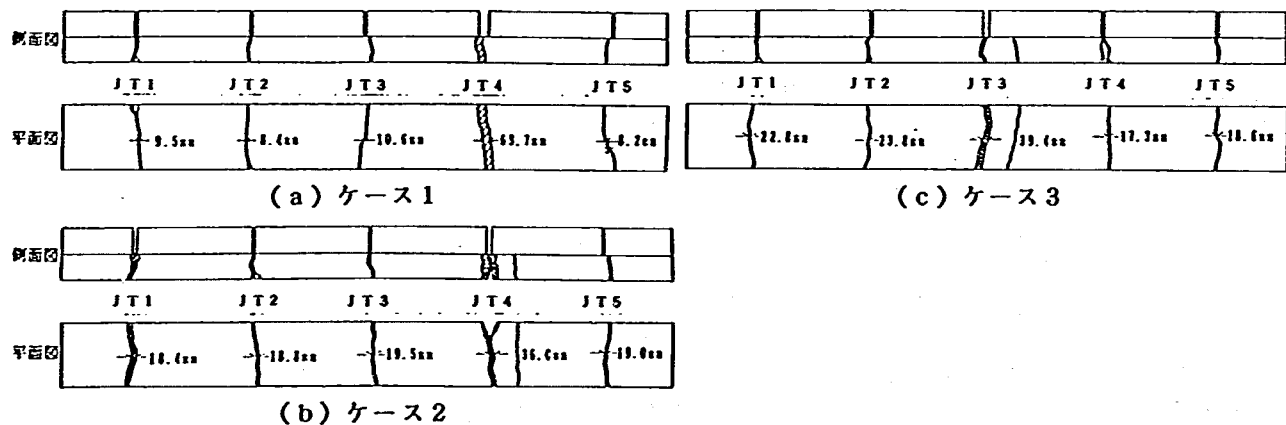


図3 供試体の最終状況

13. 湾岸線の鋼製橋脚の耐震性に関する調査研究

(受託工事費)

耐震研究室 室 長 川島 一彦
研究員 長谷川金二
長島 博之

1. まえがき

都市内の高速道路に多用されている鋼製橋脚は、既往の大地震により大きな被害を受けた事例はなく、その地震時挙動および地震被害状況は十分には明らかになっていない。阪神高速道路公団湾岸線においても、鋼製橋脚が数多く用いられているが、同路線の重要性から大地震に対しても十分な耐震性を齎することが必要とされている。そこで、本課題では、阪神高速道路公団湾岸線に用いられている鋼製橋脚を対象とした模型の動的載荷実験により、その動的耐力および変形性能を検討し、大地震に対する耐震性を調査するものである。

昭和62年度には、橋脚模型柱部のすみ肉溶接サイズの大きさが地震時耐力および変形性能に及ぼす影響を調査した。昭和63年度には、昭和62年度と同一諸元を有する鋼製橋脚模型を用いて、載荷履歴の影響の検討をした。本年度はこれらの検討に引続き、同一載荷変位振幅におけるくり返し回数の影響について検討した。

2. 目 的

本調査の目的は、阪神高速道路公団湾岸線に採用されている鋼製橋脚の動的耐力および変形性能について検討することである。

3. 調査方法

3. 1 実験に用いた鋼製橋脚模型

阪神高速道路公団湾岸線に用いられている高さ10m、断面寸法1.8m×1.8mの一本柱鋼製橋脚を原形とし、この1/4.5模型を図-1のように2体を製作した。この模型は、昨年度用いた模型と同一寸法を有する。模型は鋼製の柱とベースプレートで構成されており、柱下端から載荷点中央までの柱の高さは2.4mである。また、柱断面は0.4m×0.4mの箱型断面である。ただし、リブで補剛されたウェブおよびフランジの面内及び面外の非弾性挙動をモデル化する場合の模型相似律をどのようにとるべきかに関してはよくわからないため、ここでは、フランジ、ウェブ、リブ等の寸法及び板厚を共に1/4.5にすることとし、これに最も近い鋼板(SS41)の規格値から、板厚を4.5mm(フランジ及びウェブ)、3.2mm(リブ)とした。鋼板単体の引張実験から求めた降伏強度は2977kg/cm²であり、これを基に計算すると、柱基部を計算上降伏させるために必要な橋脚天端作用力は12.4tfであり、その時の変位は14mmとなる。次に、柱基部が全面的に塑性域に入る全塑性モーメントに対応する橋脚天端作用力を求めると14.6tfとなる。また、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に規定されているSS41の許容応力度(割増し係数を1.5とする)から橋脚天端における耐力を求めると、8.4tfとなる。したがって、40tfの桁重量を仮定すると、設計水平震度は0.21となる。なお、供試

体の補剛板の寸法は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編3.2.4補剛材に規定されている補剛板の断面二次モーメント及び断面積に関する規定を満足するものである。

3. 2 調査方法

実験では、図-2に示すように鋼製橋脚をアンカーボルトで鋼製の架台に取り付け、さらにこの架台を反力壁に取り付けた上で、土木研究所所有の加振機及び軸力載荷装置を用いて、鋼製橋脚模型に動的な正負交番水平力および一定軸力を載荷した。軸力は、実橋の上部構造の死荷重を考慮して、 $20tf$ （軸力による鋼板の応力は kgf/cm^2 ）とし、橋軸方向に正負交番載荷を変位制御モードで行った。加振では、 $1\delta_y$ の変位振幅で n 回加振し、次に、 $2\delta_y$ の変位振幅で n 回と $1\delta_y$ ずつ順次変位振幅を上げ、各 n 回のくり返し載荷を行った。ここで、同一変位振幅の載荷くり返し回数 $n=3、5$ とした。昭和62年度には $n=10$ とした実験を行っているので、これらと突き合わせることで同一変位振幅での載荷くり返し回数の影響を知ることができる。ここでは、昭和63年度の実験結果も合わせて同一変位振幅での載荷くり返し回数の影響を検討することとする。

実験では、加振機の水平力、加振機の変位、軸力、柱部のひずみ、柱の架台からの抜け出し、柱と架台との載荷方向のずれを測定した。また、実験終了後には、亀裂、座屈による面外変形量などの柱部の損傷状況も測定した。

4. 調査結果

表-1は昭和62年度から平成元年度までの3か年に行った実験の概要と供試体の特徴を示したものである。ここで、供試体番号がS-2のあとS-6に飛んでいるが、これは、土木研究所において鋼製橋脚の載荷実験を行ってきた一連のシリーズナンバーであり、この中から該当するものを取り出したためである。

図-3は、同一変位振幅における載荷回数を1、3、5、10と変化させた場合の各橋脚における橋脚天端の荷重～変位の関係から得られた履歴曲線の包絡線を示したものである。ここで、変位は柱のみの曲げ変形を取り出すため、加振機の変位から柱基部における回転及びずれによる変位を差し引いたものを横軸の変位とし、荷重は、加振機のロードセルより計測された値から加振ヘッド、載荷板及び供試体の質量にともなう慣性力と軸力載荷装置にかかるせん断力を差し引いたものを縦軸の水平力としている。したがって、 $1\delta_y$ の載荷であっても実際の柱の曲げ変形は $1\delta_y$ よりも小さく表示されている。この図から、 $n=3$ から10の場合には最大荷重は $3\delta_y$ で生じているが、 $n=1$ の場合には $4\delta_y$ で生じている。最大荷重は同一変位振幅における載荷くり返し回数とはあまり関係がない。これは、供試体ごとに材料強度の違いもあると同時に、溶接部等の強度が影響しているためと考えられる。最大荷重発生後の荷重の低下の様子に着目すると、 $n=10$ の場合には負側では大きな荷重の変化はないが、正側においては $4\delta_y$ に比べ $5\delta_y$ では $5.0tf$ 低下している。 $n=1$ の場合には緩やかに低下する傾向がある。なお、 $n=3$ 及び5の場合には、最大荷重及びその後の荷重の低下には顕著な差はない。なお、各供試体の動的耐力及び変形性能に関する諸元を表-2に示す。

図-4及び図-5は、等価粘性減衰定数及び等価剛性が載荷振幅の変化とともにどのように変化するかについて、同一変位振幅における載荷回数を変化させた供試体に対して実

験結果を比較したものである。なお、ここで等価粘性減衰定数は、1サイクルの载荷の間に供試体に吸収されたエネルギーと最小及び最大変位時のひずみエネルギーから求めたものであり、また、等価剛性は最小及び最大変位時の割線剛性である。等価粘性減衰定数は、変位振幅が $2 \sim 4 \delta_y$ の場合はほぼ一定な増加傾向を示している。単位载荷変位振幅当りの等価粘性減衰定数の増加率を1とすると変位振幅が $5 \delta_y$ から $6 \delta_y$ の間の等価粘性減衰定数の増加率は、载荷繰返し回数=10、5、3及び1の各供試体に対して $2 \sim 4 \delta_y$ までの増加率は、それぞれ0.15、0.45、0.55及び0.99となる。次に、等価剛性は、 $1 \delta_y$ に相当する値は各供試体ごとにかんがりのばらつきがある。 $2 \delta_y$ から $6 \delta_y$ までの供試体の等価剛性はいずれも指数関数的に減少する。減少の割合には n によってあまり変化しない。また、終局変位時の等価剛性に対しても载荷くり返しの影響はなく、ほぼ一定の値に収束している。

図-6は、各変位振幅における累積吸収エネルギーを示したものである。これは载荷の開始から最終的に载荷を終えるまでに供試体が吸収した履歴エネルギーの累積値を表わしている。ただし、くり返し回数の影響を考慮するため、くり返し回数 $n=10$ の場合を基準にして $n=1$ 、3及び5の場合には、それぞれ10/1、10/3及び10/5倍した値を記載している。これを見ると、最大荷重の生じる $4 \delta_y$ 付近までは载荷くり返し回数による影響は生じていないが、 $6 \delta_y$ 载荷後の吸収エネルギーは $n=10$ の時と比べて $n=1$ 、3、及び5の場合は、それぞれ56%、35%、16%程度大きくなっている。

図-7(a)~(d)はそれぞれ同一変位振幅における载荷くり返し回数 $n=10$ 、5、3、及び1の場合の载荷終了後における柱基部の面外変形がどのように進行したかについて示したものである。これを見ると、面外変形は、载荷くり返し回数の違う各供試体とも最大荷重に達する $3 \sim 4 \delta_y$ 以後に極端に大きくなる。前出の図-3と比較すると、荷重の低下の割合に伴い、面外変形量も増加する傾向にある。終局での面外変形量は、载荷くり返し回数の影響はなく、各供試体とも最大で $36 \text{mm} \sim 45 \text{mm}$ に収束している。

5. 結論

鋼製橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす同一変位振幅における载荷くり返し回数の影響を検討するため、载荷くり返し回数 n を10回、5回、3回及び1回と変化させた鋼製橋脚模型の動的载荷実験を行なった。その結果、以下のことが明らかになった。

- 1) 最大荷重は同一変位振幅におけるくり返し回数 n が10回程度では、最大耐力への影響は顕著なものではない。また、最大耐力は、計算から求められる全塑性荷重の77%~94%の値となる。
- 2) 载荷くり返し回数が等価剛性に及ぼす影響は、 $1 \delta_y$ までの初期剛性のばらつきを考慮するとほとんどない。等価粘性減衰定数と累積吸収エネルギーについても、最大耐力が発生し耐力が低下し始める $4 \delta_y$ 付近までは、载荷くり返し回数による影響は受けない。しかし、 $4 \delta_y$ 以降になると、载荷くり返し回数が多い供試体ほど、履歴に伴うエネルギー吸収量が低下する。
- 3) 载荷くり返し回数による面外変形量の影響はほとんどないが、面外変形の進行はくり返し回数の多い供試体ほど早い傾向がある。面外変形が大きく進展する変位振幅は、载荷くり返し回数に影響なく、いずれも最大耐力が発生した次の载荷変位振幅であり、このあと耐力の低下に伴い面外に大きく変形していく。

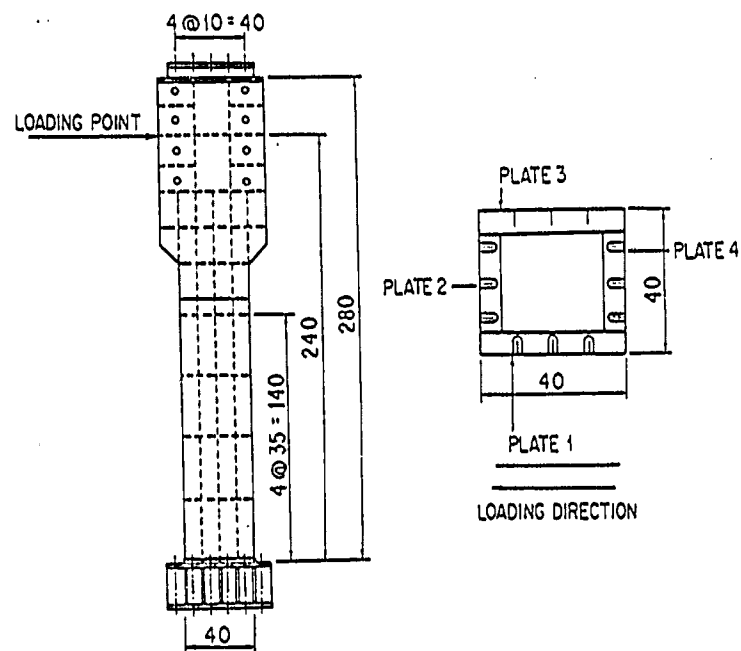


図 - 1 鋼製橋脚模型

表 - 1 供試体及び実験の概要

供試体番号	同一変位振幅における 載荷繰り返し回数	供 試 体 の 特 徴	備 考
S - 1	n = 10	溶接脚長3.0mm	
S - 2	n = 10	溶接脚長4.5mm	溶接脚長の影響の検討
S - 6	n = 1	溶接脚長3.0mm	
S - 7	n = 1 ただし、6δyから 変位振幅を下げる	溶接脚長3.0mm	載荷履歴の影響の検討
S - 8	n = 3	溶接脚長3.0mm	
S - 9	n = 5	溶接脚長3.0mm	

表 - 2 動的耐力及び変形性能

供試体 番号	降伏変位 (mm)	降伏荷重 (tf)	全塑性荷重 (tf)	最大荷重 (tf)
S - 1	13.5	8.6	14.2	11.0 (77.5)
S - 2	13.5	8.6	15.2	11.0 (72.3)
S - 6	13.9	11.7	17.1	14.6 (85.3)
S - 7	13.9	11.7	17.1	12.7 (74.3)
S - 8	13.9	12.4	16.5	15.5 (94.0)
S - 9	13.9	12.4	16.5	14.6 (88.5)

注 () 内は計算値との精度を現わす百分率

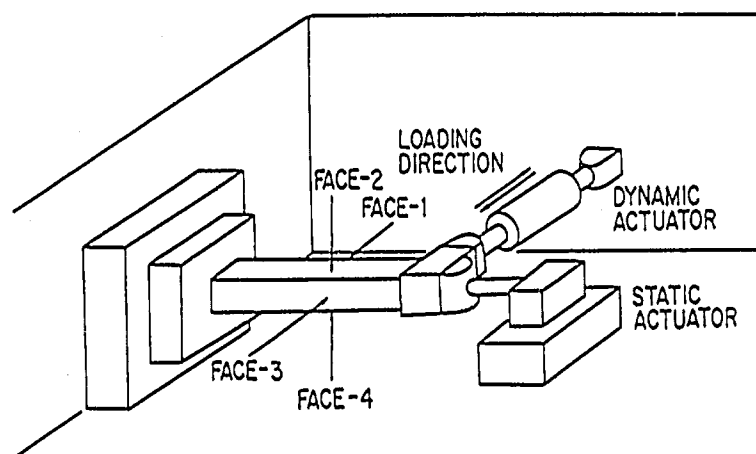


図 - 2 実験状況

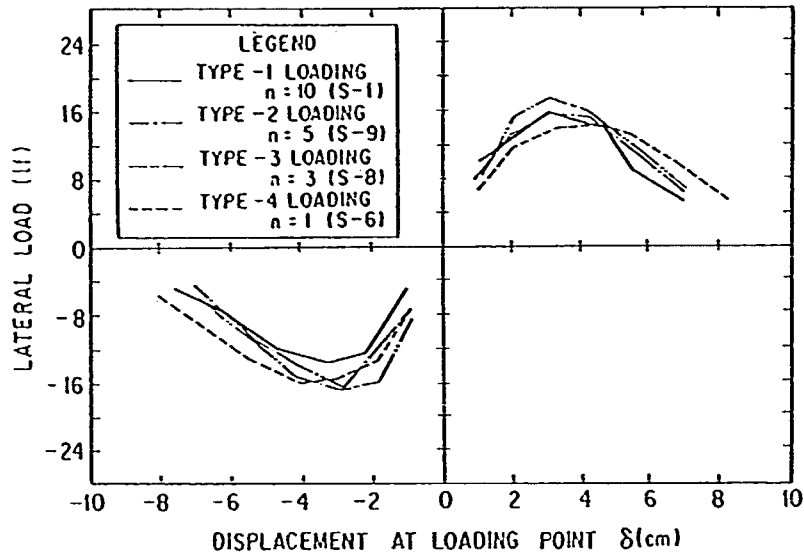


図-3 履歴曲線の包絡線

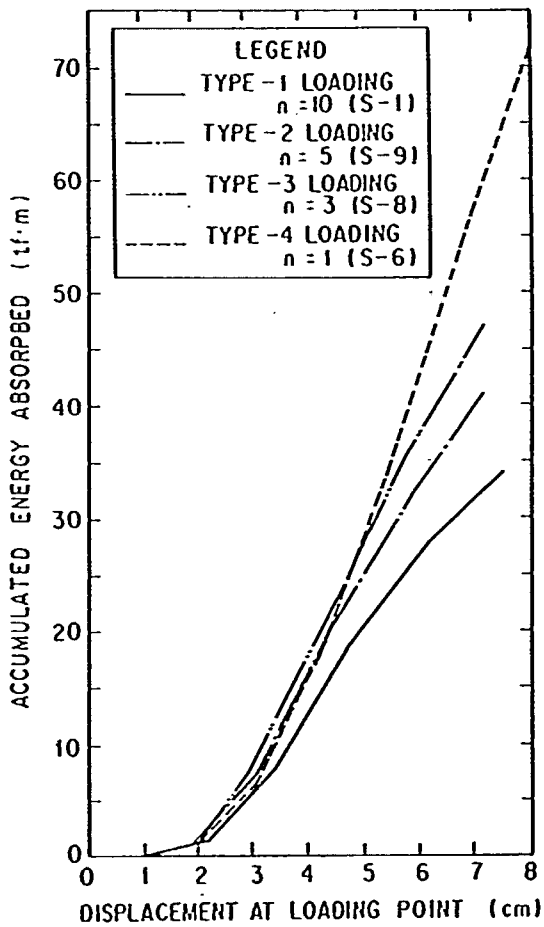


図-6 累積吸収エネルギーの比較

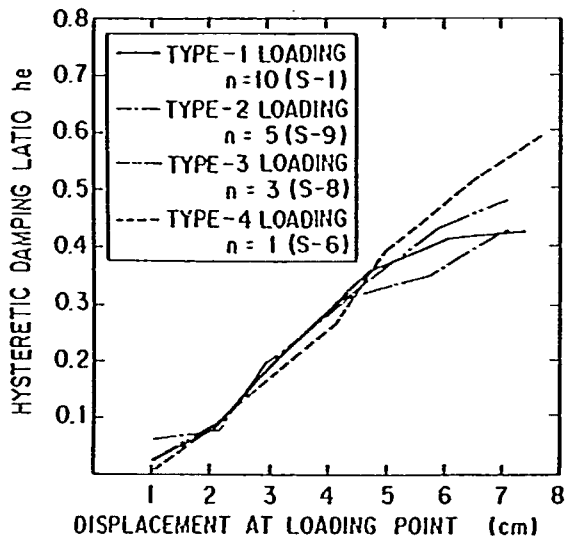


図-4 等価粘性減衰定数の比較

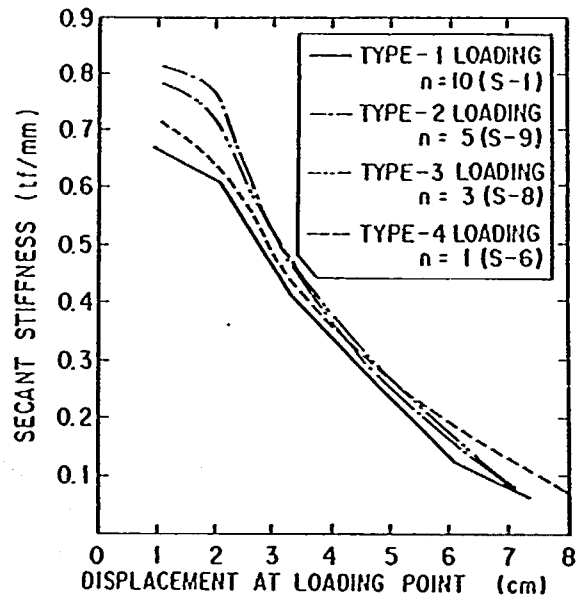
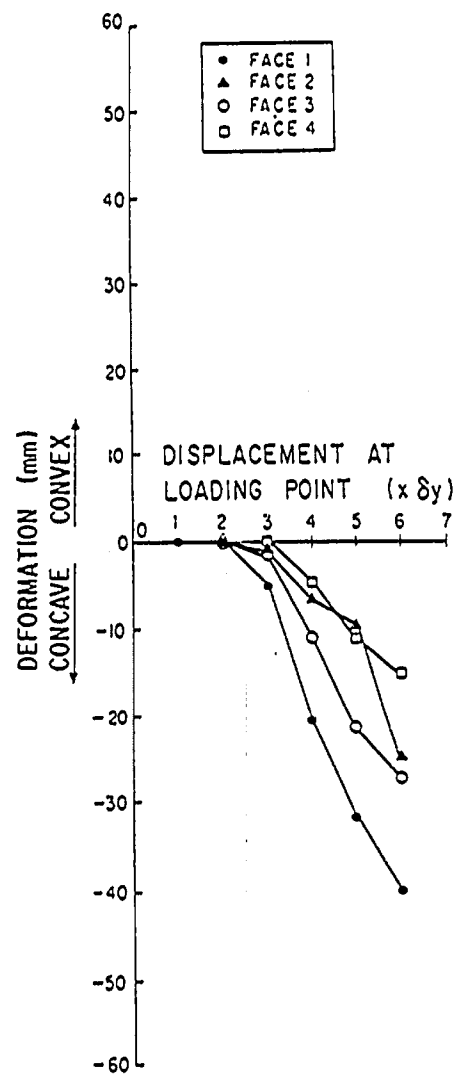
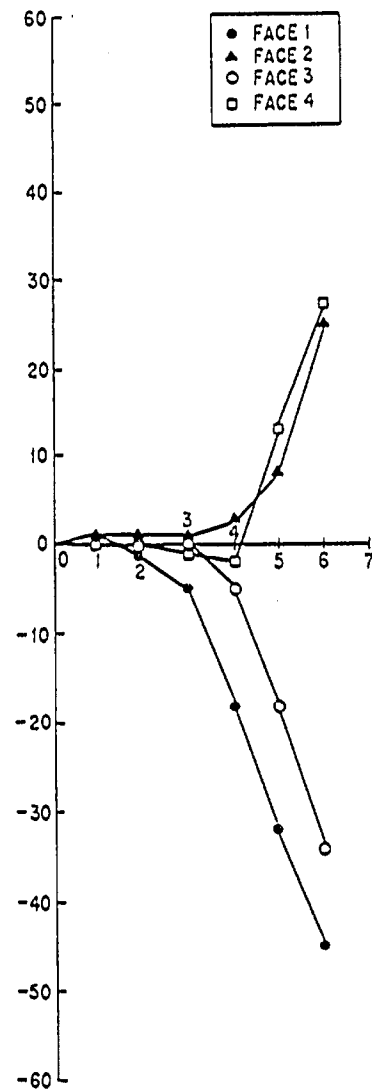


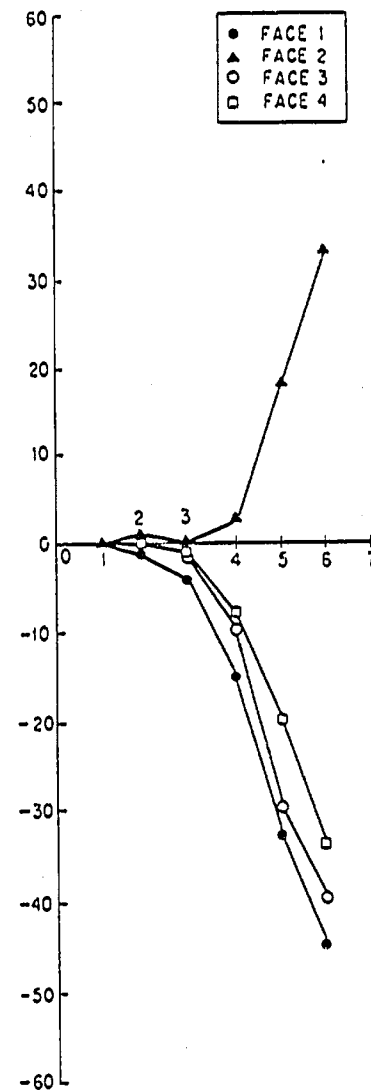
図-5 等価剛性の比較



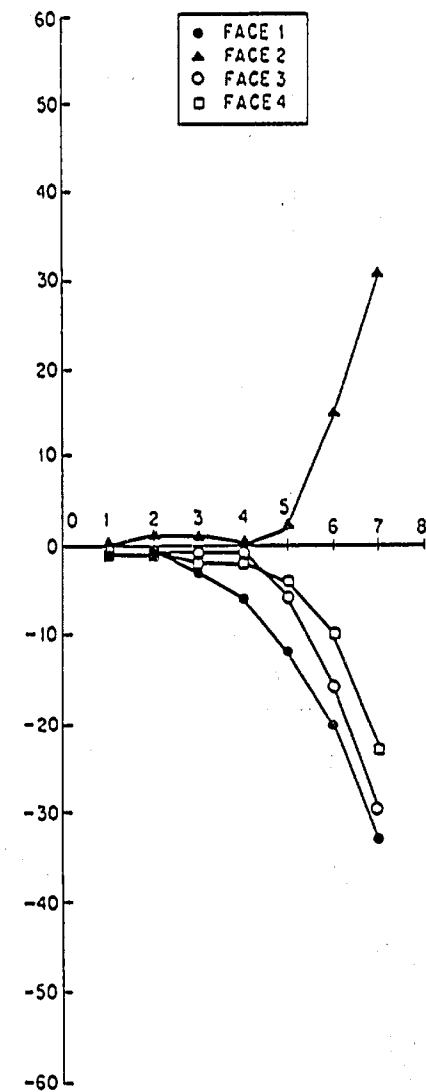
(a) SPECIMEN NO. S-1



(b) SPECIMEN NO. S-6



(c) SPECIMEN NO. S-8



(d) SPECIMEN NO. S-9

図-7 面外変形の進行過程

14. 明石海峡大橋・来島海峡大橋の剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験 (受託工事費)

耐震研究室 室 長 川島一彦
研究員 運上茂樹
吾田洋一

1. まえがき

現在、剛体基礎の耐震設計では、震度法により静的地震力を作用させた状態で基礎の転倒、滑動、及び支持力に対する照査を満足するように基礎寸法を定めている。このうち、転倒については、自重と地震力の合力の作用線と基礎底面が交わる点（着力点）が基礎底面以内もしくはこれをある安全率で割った値以内に入るという条件から耐震設計が行われている。この方法によれば、基礎の幅 B と高さ H の比（ B/H ）が重要であり、 B/H が同じであれば、仮に高さが 10cm の小さな積木も高さが 50m もあるような大規模な剛体基礎も同一の地震力を受ければ転倒すると判定されることになる。しかしながら、構造物を振動させるに要するエネルギーという観点から捉えると、両者は全く違うはずであり、上記の静的な設計条件を満足する大型基礎が容易に転倒するといったことはあり得ないと考えられる。

本調査は、以上のような観点から、地震時の転倒条件が支配的となる明石海峡大橋及び来島海峡大橋の剛体基礎の耐震設計に際し、近年の耐震工学に関する新しい知見を取り入れた新しい耐震設計法及び安定照査法を導入することを目的として、昭和60年度からスタートしたものである。昭和60年から61年までは、基礎と地盤の相互作用を考慮した耐震計算法について検討し、昭和62年から63年には動的な考え方を取り入れた安定照査法の開発について検討した。昭和62年度は、剛床上の剛体基礎の転倒・滑動解析手法の提案及び動的解析プログラム $DSRJ\text{ I}$ 、 II を開発し、剛体基礎の転倒現象を解析的に検討した。昭和63年度には、剛体基礎模型を用いた転倒加振振動実験を行った。

2. 調査目的

明石海峡大橋、来島海峡大橋の大規模剛体基礎の動的安定照査法を開発することを目的とする。

3. 調査内容

3. 1 ばね剛性の軟化を考慮した弾性床上の剛体基礎の転倒滑動解析手法の開発

昭和62年度に開発した剛床上の剛体基礎の転倒・滑動解析手法に基礎底面及び側面の地盤剛性の変形及び降伏等による抵抗の軟化の影響を取り入れた新しい剛体基礎の非線形転倒・滑動解析手法を提案するとともに、これによる電算解析プログラム $DSRJ\text{ III}$ を開発した。

3. 2 剛体基礎の振動台加振実験（昭和63年度実施）との比較による解析手法の検証

解析プログラム $DSRJ\text{ III}$ を用いて支持床（剛体模型底面のゴムシート）の弾性を考慮する事により、剛床と仮定した場合と比較して実験結果をより正確にシミュレートできるか、剛体基礎の回転慣性の大きさが同一入力地震動を与える場合の浮き上がりの量に与える影響を解析できるかをポイントとして検討した。

3. 3 来島海峡大橋4 Aに対する基礎底面地盤のばねの軟化の影響の検討

来島海峡大橋4 Aアンカレイジを対象に、基礎底面のばね作用を見込むとともにこのばねが降伏により非線形化した場合の影響について解析プログラムDSRJⅢにより検討した。

4. 調査結果

4. 1 剛体基礎模型の加振実験及びそのシュミレーション解析

加振に用いた剛体基礎模型は図-1に示すように縦と横（加振方向の幅）の比が3：1のコンクリート製ブロック3体である。側面の鋼製型枠のために、体積比と重量比が多少異なるが、供試体A、B、Cの寸法比（体積比）は1：1.65：2.5（1：4.5：15.6）であり、重量比は1：4.2：10.4である。実験では振動台上にコンクリート製台座を据え付け、この上に剛体基礎模型を乗せて正弦波及び地震波により加振した。

実験では、コンクリート製ブロック（剛体基礎）をコンクリート台座の上に直接据え付けた場合と、コンクリート台座の上にゴムシートを敷き、その上にコンクリートブロック（剛体基礎）を置いた場合の2つの支持条件を考慮した。剛体基礎と台座の表面はできるだけ平坦となるように留意して製作したが、実際には両者は完全に密着せず、わずかな隙間が生じた。このために、これが剛体基礎のガタつきとなって表われ、実験では理論解析で予測される値よりも小さな加速度で剛体の浮き上がりが生じる傾向が認められた。

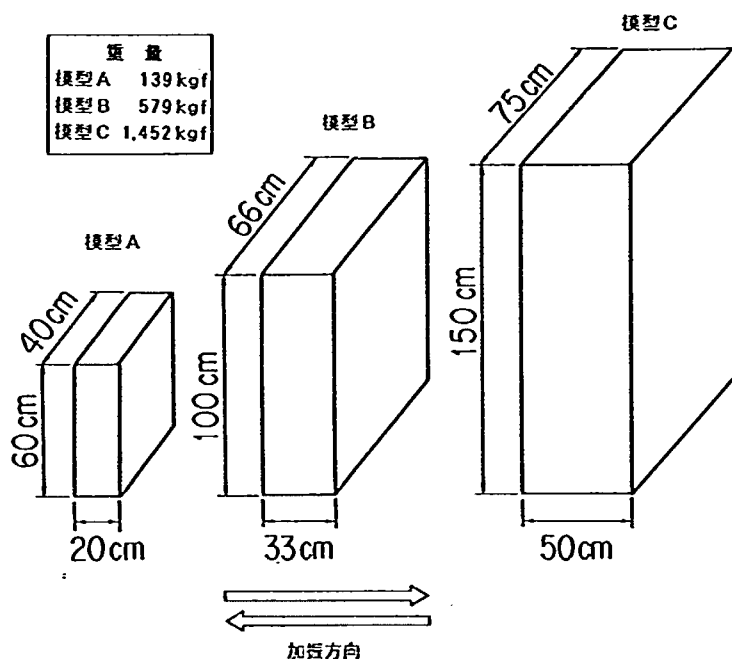


図-1 振動台実験に用いた剛体基礎模型

図-2は台座の上にゴムシートを

敷いた状態で正弦波により加振した場合の剛体基礎模型の回転角と加振加速度振幅の関係を示している。加振振動数は1.5Hz及び3Hzの2種類としている。この実験結果からは以下の事項が指摘される。

- 1) 加速度振幅がある値を越えると剛体基礎は浮上ようになるが、同一の縦横比の剛体基礎であっても剛体基礎の寸法が大きくなると浮き上がり量（回転角）は小さくなる。すなわち、形状が同じでも大きな剛体基礎ほどロッキングしにくい。
- 2) 縦横比は1：3であるから、古典的な転倒理論からすれば、浮き上がりが生じ始める加速度は $980 \times 1/3 = 327 \text{ gal}$ であるはずであるが、実験ではこれよりも小さい加速度で浮き上がりが生じ始めている。この原因として模型底面と台座間の平坦性が完全でないことが挙げられるが、これ以上大きな原因として、ゴムシートが存在することによる剛体基礎の固有振動が挙げられる。

このような実験結果をDSRJⅢを用いてシミュレートした。図-3は剛体基礎が剛体で支持されていると仮定して加振加速度とロッキング回転角の関係を計算したものである。この場合には、

大きな基礎ほど振動しにくいという特徴はよく再現されているが、剛体基礎の浮き上がりが生じ始める加速度は古典的な転倒理論から求められる通りの327galであり、実験結果よりもかなり大きな値を与える。

図-4は底面地盤の剛性（実験上はゴムシートの剛性）を考慮して解析した結果である。ゴムシートの剛性や反発係数の推定は模型や実験ケースごとに变化するが、図-4の計算においては模型の自由振動実験や落下実験により得られた平均的な値を用いている。ここで、地盤ばね係数は実験から推定した及びその10倍の値を用いている。

図-4によれば、図-3に示した剛床を仮定した解析結果と比較すると基礎の浮き上がりが生じ始める加速度が非常に小さくなり、底面地盤の剛性が基礎の浮き上がりが生じ始める加速度に大きな影響を与えることがわかる。ただし、図-4の解析結果では、実験値よりも小さな加速度で基礎の浮き上がりが生じ始めている。この点を検討するために、図-4の解析で最も不確かな底面地盤のばねを10倍とした場合の解析結果が図-5である。この場合には、入力加速度～回転角の関係は浮き上がりが生じ始める加速度を含めて図-2に示した実験結果とよく一致しているといえる。

以上は正弦波で加振した場合の実験結果に対するシミュレーションであるが、地震波で加振した場合の実験結果に対するシミュレーションを行った。昭和58年宮城県沖地震による開北橋周辺地盤上の記録を入力した場合の上記と同じ解析を行った結果が図-6である。基礎底面を剛床とした場合の解析結果も比較のために示しているが、基礎底面地盤の弾性を考慮することにより実験値との再現性が大きく向上する。

4. 2 来島海峡大橋4Aに対する基礎底面地盤ばねの軟化の影響の検討

上記の検討より、剛体基礎の回転振動を解析するためには基礎底面のばね作用を正しく見込む必要のあることがわかった。したがって、ここでは来島海峡4Aアンカレイジ（昭和63年3月時点の検討案）を対象に、基礎底面のばね作用を見込むとともにこのばねが降伏により非線形化した場合の影響について検討した。

なお、実際の基礎は底面地盤と付着を有し、また、仮にロッキングを生じようとすれば負圧（水

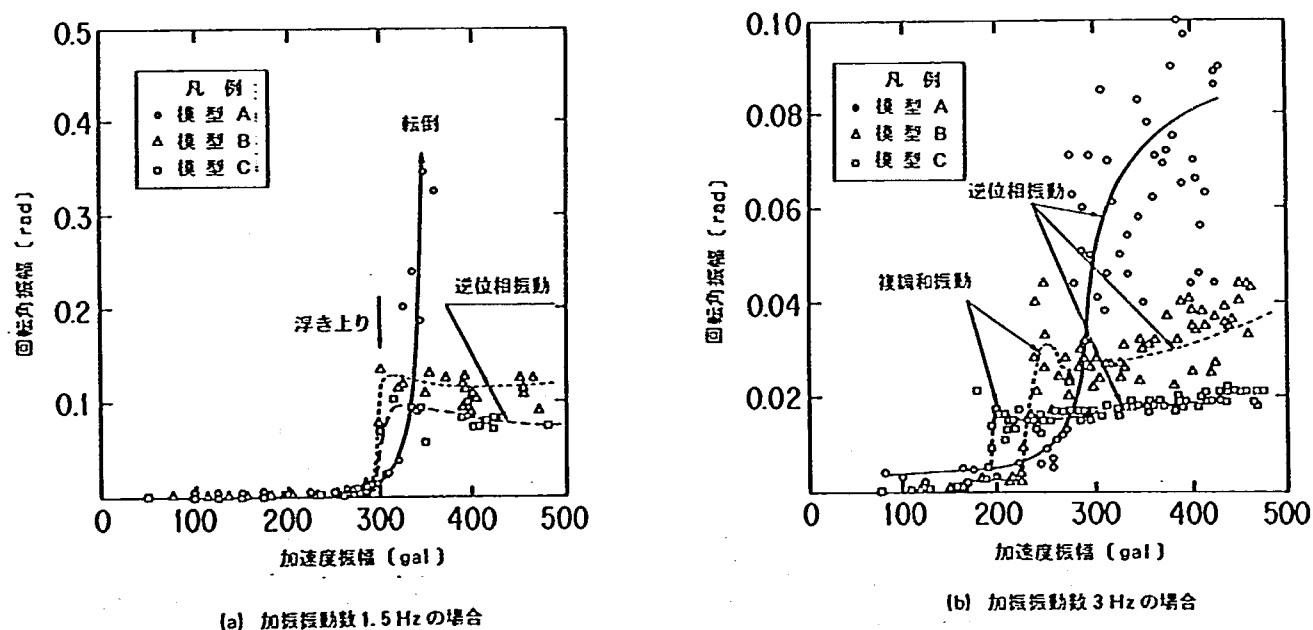
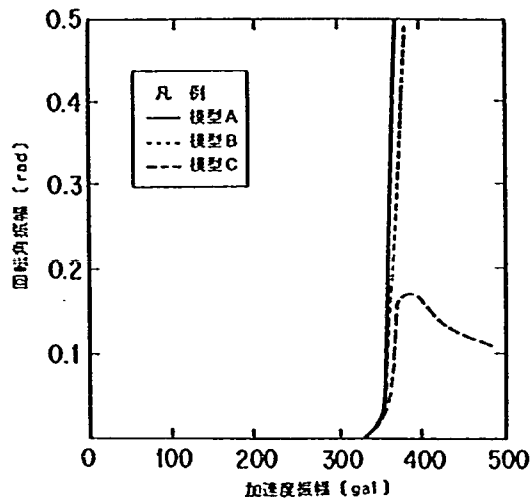
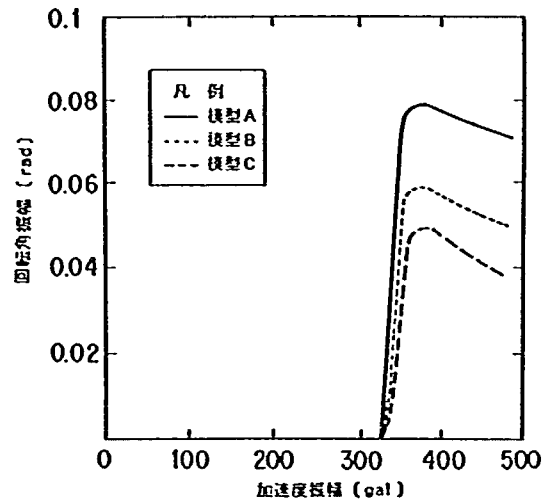


図-2 加振加速度振幅と剛体基礎の回転角の関係
 (台座上にゴムシートを敷いた場合)

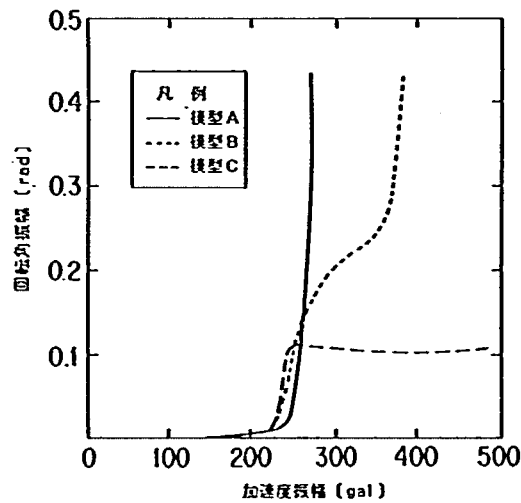


(a) 加振振動数 1.5 Hz の場合

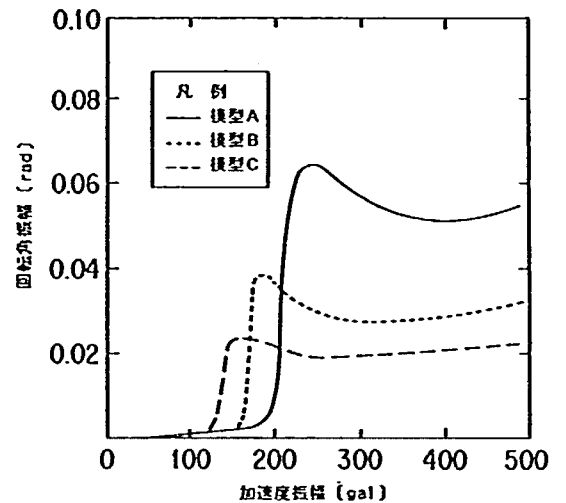


(b) 加振振動数 3 Hz の場合

図-3 基礎底面を剛体基礎を仮定した場合の
加振加速度と剛体の回転角の関係

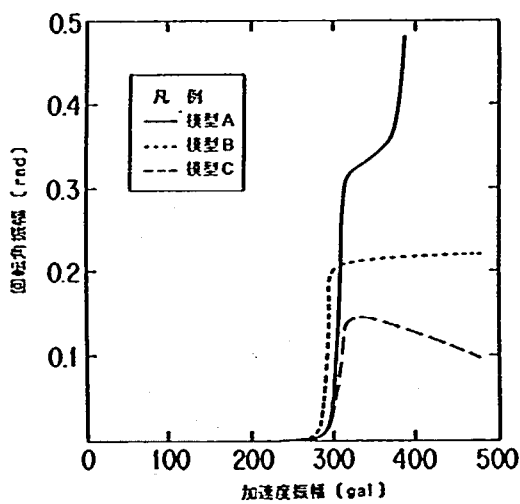


(a) 加振振動数 1.5 Hz の場合

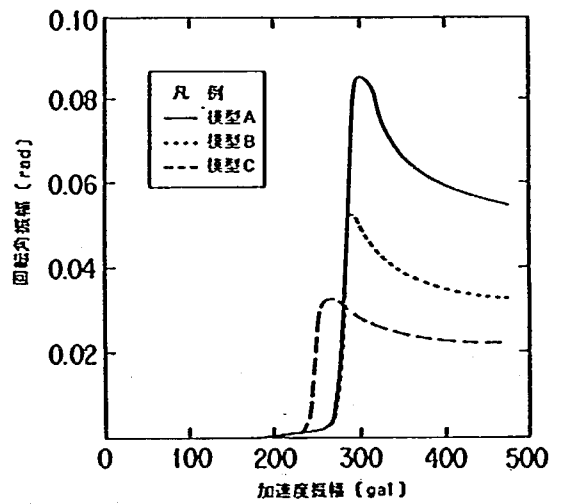


(b) 加振振動数 3 Hz の場合

図-4 基礎底面のばね係数を考慮した場合の
加振加速度と剛体の回転角の関係



(a) 加振振動数 1.5 Hz の場合



(b) 加振振動数 3 Hz の場合

図-5 基礎底面のばね係数基準値の10倍とした場合の
加振加速度と剛体の回転角の関係

圧)による抵抗を受けると考えられる。ここでは、これらの影響は除外し、4 A アンカレイジが平坦な岩盤に支持されているという条件下で地震動を受けた場合のロッキング振動を検討した。

来島海峡の耐震設計では、基礎の剛性を考慮した有効地震入力(最大加速度180gal)が定められており、この地震入力を用いて4 A アンカレイジ底面に生じる地盤反力の最大値を求めた結果が図-7である。ただし、この解析では、ケーブル張力による水平力19,380tf、曲げモーメント1,561,360tfmと鉛直地震力による鉛直力(上向き)290,988tfを考慮している。これによれば、基礎縁端における最大反力は1本の地盤ばね当り約90,000tf(地盤反力=1,400tf/m²)に達している。

図-8は基礎の浮き上がりが生じた場合の底面下の地盤反力分布の一例(降伏地盤反力が45,000tfの場合で、時刻0.8秒及び1.0秒の場合)を示したものである。時刻0.8秒の場合がよい例であるが、基礎右端から底面幅の38%に相当する範囲が浮き上がった(右端での浮き上がり量が0.57cm)瞬間における地盤反力の分布を示したものである。基礎左端では地盤反力が大きいが、降伏地盤反力を45,000tfとしているために、45,000tfで頭打ちとなるような分布を示している。

5. まとめ及び今後の課題

剛体基礎の振動特性に基づく新しい剛体基礎の転倒安定解析及び照査手法を開発することを目的として、本年度は昨年度までの検討をさらに進めて剛体の転倒照査上の検討の必要が指摘された底面支持地盤の剛性を考慮するとともにその地盤の軟化が剛体のロッキング振動に及ぼす影響を解析した。

本年度の検討結果をまとめると、以下のようになる。

- 1) ばねの軟化を取り入れた弾性床上的剛体基礎の転倒・滑動を解析できる解析手法を提案するとともに、これに基づく電算解析プログラムDSRJⅢを開発した。
- 2) 昨年度実施した剛体基礎の振動台加振実験結果を上記1)の手法で解析した。この結果、以下の事項が明らかとなった。

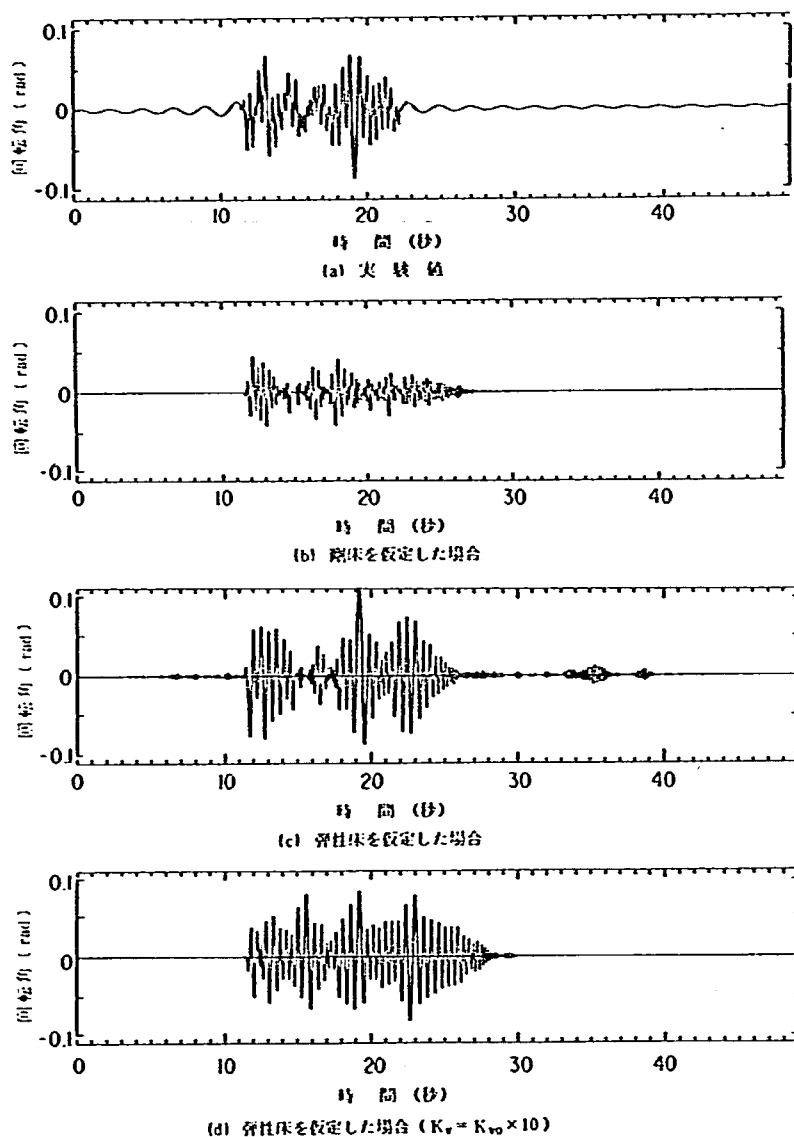


図-6 剛体の回転角の実験値と解析値の比較

a) 基礎底面に弾性変形が生じると、剛床上の剛体基礎を仮定した古典的な振動論で予測される転倒加速度よりも小さな加速度で剛体基礎には浮き上がりが生じ始める。これは、剛床に支持されている条件では存在しない固有振動が、底面が弾性体となると生じるためである。したがって、古典的な振動論で予測される転倒加速度よりもどの程度小さな加速度で剛体基礎の浮き上がりが生じ始めるかは、剛体基礎の固有振動数と入力地震動の（卓越）振動数によって変化してくる。このため、剛体基礎の転倒安定性を正しく求めるためには、底面のばね作用を正しく評価することが重要である。

b) 上記a)の理由により、基礎底面の変形を取り入れ

た解析をすると昨年度の剛体基礎の加振振動実験結果をよく再現することができる。

3) 来島海峡大橋4 Aアンカレイジを対象に、底面地盤に大きな反力が生じ、降伏に伴う軟化の影響を検討した。これによれば、軟化し始める反力が軟化はしないという条件の下で発生する最大地盤反力の1/2以上あれば、剛体基礎の端部に軟化が生じたとしても、その影響はあまり顕著ではない。したがって、このような場合には部分的な軟化の影響にそれほど心配する必要はないと考えられる。

4) 以上の結果を踏まえた安定照査法としてまとめていくことが必要とされる。

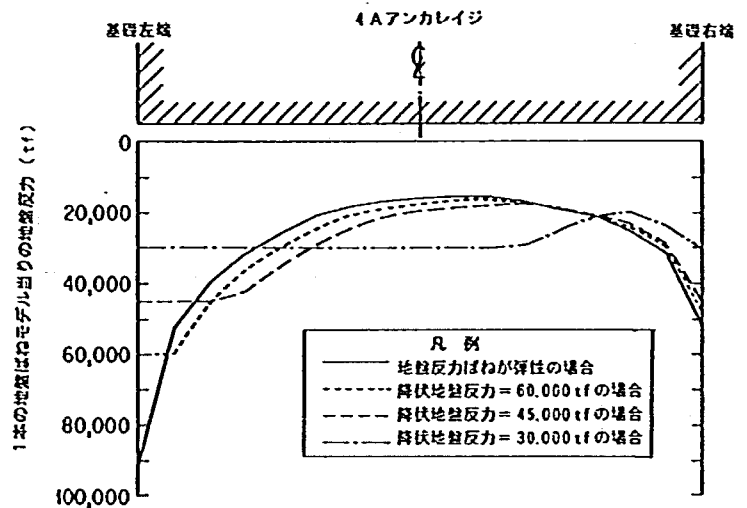


図-7 4 Aアンカレイジ下の地盤に生じる鉛直反力の分布

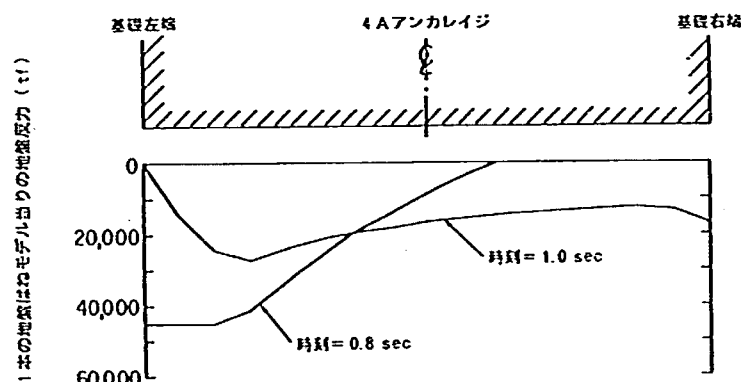


図-8 時刻 $t=0.8$ 秒及び 1.0 秒における4 Aアンカレイジ下の最大鉛直反力の分布（降伏地盤が45,000tfの場合）

15. シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の設計法に関する共同研究
(東京湾横断道路株式会社)

土木研究所

耐震研究室

室 長 川島 一彦
研究員 杉田 秀樹
加納 尚史

東京湾横断道路株式会社

設計第一課

課 長 和佐勇二郎
課長代理 三木 克彦
係 長 吉田 幸司

1. まえがき

シールドトンネルの耐震設計に資することを目的として、耐震研究室ではこれまでに、シールドトンネル模型の動的載荷実験及び動的解析等を実施し、シールドトンネル覆工の破壊特性、覆工剛性の評価方法等について検討を行ってきている。しかし、シールドトンネルの合理的な設計に際しては、一次覆工と二次覆工との付着度合に応じた覆工間の地震力の分担機構を明らかにするとともに、二次覆工鉄筋量の大小がトンネルの耐震性に及ぼす影響を把握することが重要である。現在、東京湾横断道路株式会社では、東京湾横断道路のために大断面で長大なシールドトンネルを建設しようとしており、このトンネルの合理的な設計を行うためには、特に上記の問題について検討する必要がある。

本共同研究では、シールドトンネルの耐震設計における二次覆工の設計法を検討することを目的として、土木研究所がシールドトンネルの耐震性に及ぼす二次覆工鉄筋量の検討を、また、東京湾横断道路株式会社が一次覆工及び二次覆工間の地震力の分担機構の検討を行った。

2. 研究目的

シールドトンネルの耐震設計における、二次覆工鉄筋の役割、及び、一次覆工と二次覆工間の地震力の分担機構を明らかにし、東京湾横断道路シールドトンネルの二次覆工構造の合理的な耐震設計法の確立を図ることを目的とする。

3. 研究方法及び研究分担

3. 1 シールドトンネルの耐震性に及ぼす二次覆工鉄筋量の影響の検討(土木研究所)

これまでに、二次覆工の長手方向鉄筋量の大小がトンネルの耐震性に及ぼす影響として、軸力あるいは曲げモーメントを受けるシールドトンネルで二次覆工がない場合には、いずれかのリング接合面で耐力が減少する程度の損傷(リング継手の降伏等)が生じると、それ以後の損傷(継手の破壊)は当該リング接合面のみに集中することがわかっている。また、二次覆工がある場合には、二次覆工の長手方向鉄筋の粘りにより、損傷(二次覆工コンクリートのクラック、リング継手・二次覆工鉄筋の破断)が各リング接合面に分散して生じる。ただし、二次覆工が無筋であったり、二次覆工鉄筋量が少ない場合には、1箇所のリング接合面で二次覆工コンクリートにクラックが生じた瞬間に当該リング接合面は二次覆工のないトンネルと同じ状態になり、それ以後の載荷に対してはこのリング接合面にのみ損傷が集中する。

したがって、一次覆工と二次覆工の付着が確保されている場合には、トンネル覆工の損傷が特定のリング接合面に集中するのを防ぐために必要な二次覆工の長手方向最小鉄筋量は次式で評価できると考えられる(図1参照)。

$$A_L \times \sigma_L = \{P_{Ar}, P_{Br}\}_{\min} + A_{L\min} \times \sigma_{Lsr} \quad (1)$$

ここに、 A_L は二次覆工コンクリートの断面積、 σ_L は二次覆工コンクリートの引張耐力、 P_{Ar} はリング継手のアンカー鉄筋の破断耐力、 P_{Br} はリング継ボルトの破断耐力、 $A_{L\min}$ は二次覆工の長手方向最小鉄筋量、 σ_{Lsr} は二次覆工鉄筋の破断耐力である。

以上の観点から、シールドトンネルの損傷が特定のリング接合面に集中するのを防ぐ

ために必要な二次覆工の長手方向最小鉄筋量を明らかにすることを目的として、トンネル覆工の部分模型供試体を用いた正負交番軸方向載荷実験を行った。実験供試体は、図2に示すように、外径4～5m級のシールドトンネル覆工の一部をトンネル長手方向に切り出したものであり、幅50cm、長さ90cm、厚さ20cmのRCシールドセグメントをリング継手により6リング分連結した上に、厚さ20cmの二次覆工コンクリートを打設してジベル筋により一体構造としたものである。供試体への正負交番の軸力の載荷は、図3に示すように、供試体の一端に取り付けた動的加振機を変位制御で前後に操作することにより行った。

実験ケースは、表1に示すように、リング継手の破断耐力と二次覆工鉄筋の破断耐力の合計が二次覆工コンクリートの引張耐力の約90、120、140%となるように、二次覆工鉄筋量をD6×3本（Aタイプ供試体）、D10×3本（Bタイプ供試体）、D10×4本（Cタイプ供試体）と変化させた3ケースとした。ただし、これは耐力を部材の公称値から算定した場合であり、部材試験による実勢強度を用いると、アンカー鉄筋の破断耐力と二次覆工鉄筋の破断耐力の合計は二次覆工コンクリートの引張耐力の約108、152、176%となる。

3. 2 一次覆工及び二次覆工間の地震力の分担機構の検討（東京湾横断道路株式会社）

一次覆工と二次覆工の付着が確保されていないシールドトンネルにおいて、リング継手の形式及び二次覆工鉄筋量の大小が、覆工間の地震力の分担、トンネルの変形特性、及び、トンネルの破壊特性に及ぼす影響を検討することを目的として、トンネル覆工の部分模型供試体を用いて正負交番軸力載荷実験を行った。実験供試体は、図4に示すように、トンネル覆工の一部を長手方向に切り出したものであり、幅88cm、長さ150cm、厚さ65cmのRCシールドセグメントをリング継手により4リング分連結した上に、厚さ40cmの二次覆工コンクリートを直打ちしたものである。これは、東京湾横断道路 シールドトンネルに計画されている実寸法を用いた実物大供試体である。供試体への正負交番軸力載荷は、図5に示すように、供試体の一端に取り付けた動的加振機を変位制御で前後に操作することにより行った。

一次覆工と二次覆工の付着がない場合には一次覆工と二次覆工が全く独立に変形するために、トンネルの損傷が特定の断面に集中するのを防ぐために必要な二次覆工の長手方向最小鉄筋量は次式で評価できると考えられる。

$$A_L \times \sigma_L = A_{Lsn} \times \sigma_{Lsr} \quad (2)$$

実験ケースは、表2及び表3に示すように、リング継手の形式（長尺送りボルト方式、クイックナット・弾性ワッシャー方式の2種類、図6参照）、及び、二次覆工鉄筋量（二次覆工鉄筋の破断耐力が二次覆工コンクリートの引張耐力の約112、146、178%となるように定めた3種類）を組み合わせた4ケースとした。ただし、表3に示す耐力は公称値から算定した値であり、実勢強度に基づく、二次覆工鉄筋の破断耐力は二次覆工コンクリートの引張耐力の約92、118、140%となっている。

4. 研究結果

4. 1 シールドトンネルの耐震性に及ぼす二次覆工鉄筋量の影響の検討

①破壊特性

A、B、及び、Cタイプ供試体の最終的な破壊状況を示すと図7の通りである。

図7によれば、供試体の破壊特性に関して以下の点が指摘される。

1) 3体の供試体はともに、二次覆工コンクリートのクラックが全てのリング接合面に分散して生じた。これにより、少なくとも実勢強度に基づく、二次覆工鉄筋の破断耐力とリング継手の破断耐力の合計が二次覆工コンクリートの引張耐力を上回っている場合には、二次覆工コンクリートのクラックが分散することが確かめられた。ただし、二次覆工鉄筋の破断耐力とリング継手の破断耐力の合計が二次覆工コンクリートの引張耐力を多少程度下回っている場合に、すぐ二次覆工の損傷が特定箇所に集中して生じるか否かについては、もう少し検討が必要である。

2) 3体の供試体の最終的な破壊は、ともに1つのリング接合面においてリング継手及び二次覆工鉄筋の両方が破断したことによって生じた。これは、特定のリング接合面でリング継手の破断もしくは二次覆工鉄筋の破断のような大きな損傷が生じると、こ

れ以後の損傷は当該リング接合面に集中することになると考えられる。

② 損傷の進展順序

一例として、Cタイプ供試体の長手方向変位と載荷荷重との履歴を示すと図8の通りである。なお、A及びBタイプ供試体についても、これとほぼ同様の傾向を示している。

図8によれば、損傷の進展順序に関して、以下の点が指摘される。

1) 3体の供試体はともに、リング接合面で二次覆工コンクリートにクラックが生じた後引張変位及び引張耐力が増加して行き、1箇所のリング接合面でリング継手あるいは二次覆工鉄筋が破断すると供試体としての耐力が低下した。

2) 3体の供試体はともに、二次覆工コンクリートにクラックが生じるとまもなく、当該リング接合面で二次覆工鉄筋の降伏が生じた。これは、本実験に用いた二次覆工鉄筋の降伏耐力が二次覆工コンクリートの引張耐力を下回っているためである。

③ 二次覆工鉄筋量の大小による損傷の進展順序の違い

A、B、及び、Cタイプ供試体について、1箇所のリング接合面で二次覆工コンクリートにクラックが生じた瞬間に各リング接合面に生じていた相対変位を示すと図9の通りである。

図9によれば、二次覆工鉄筋量の大小が損傷の進展順序に及ぼす影響として、1箇所のリング接合面にクラックが生じた瞬間の各リング接合面の相対変位は、Aタイプ供試体で約1.63～7.93mm、Bタイプ供試体で約0.67～3.84mm、Cタイプ供試体で約0.25～3.15mmであることがわかる。これは、二次覆工鉄筋量が少ないほど、新たな二次覆工コンクリートのクラックが生じにくく、二次覆工コンクリートの損傷が分散しにくくなることを示すものである。

4. 2 一次覆工及び二次覆工間の地震力の分担機構の検討

① リング継手方式の違いが供試体の変形特性に及ぼす影響（ケース3、ケース4の比較）

ケース5（長尺送りボルト式継手、二次覆工鉄筋量D16×12本）及びケース4（クイックナット・弾性ワッシャー式継手、二次覆工鉄筋量D16×12本）の供試体の最終的な破壊状況を示すと図10の通りである。

図10によれば、リング継手方式の違いが供試体の変形特性に及ぼす影響として、以下の点が指摘される。

1) 長尺送りボルトを用いた供試体の最終的な破壊は、長尺ボルトの抜け出しを防止するためにセグメント内に設けた鋼板（図6参照）の支圧により、セグメントが引張破壊することにより生じた。一方、クイックナット・弾性ワッシャーを用いた供試体の最終的な破壊は、セグメントコンクリートからクイックナット部が抜け出すことにより生じた。したがって、アンカー鉄筋でセグメント内に定着されるビルトアップ式継手と異なり、本検討で対象としたようなアンカー鉄筋を有しない継手を用いる場合には、ボルトの抜け出しを防止する対策が重要である。

2) 上述したリング継手の破壊状況を除けば、二次覆工コンクリートのクラック、及び、リング継手周辺のセグメントコンクリートのクラック等、継手方式の違いによる破壊特性の違いは認められない。

3) 長尺送りボルトを用いた供試体、及び、クイックナット・弾性ワッシャーを用いた供試体の最大耐力はそれぞれ181.3tf、及び、168.4tfであり、これらの値はボルト締め付け部のセグメントコンクリートのせん断耐力から評価することができる。

② 二次覆工鉄筋量の大小が供試体の変形特性に及ぼす影響（ケース1、ケース2、及び、ケース3の比較）

ケース1（長尺送りボルト式継手、二次覆工鉄筋量D13×12本）、ケース2（〃、〃D16×10本）、及び、ケース3（〃、〃D16×12本）の供試体の最終的な破壊状況を示すと図11の通りである。また、一例としてケース1の供試体の長手方向変位と載荷荷重との履歴を示すと図12の通りである。

図11及び図12によれば、二次覆工鉄筋量の大小が供試体の変形特性に及ぼす影響として、以下の点が指摘される。

1) 覆工間の付着がない構造では、一次覆工と二次覆工の付着切れが生じた後は独立に変形するため、二次覆工のクラック、二次覆工鉄筋の降伏といった二次覆工の損傷がリング接合面だけでなく、供試体の全体に生じる。

2) 二次覆工鉄筋量が少ないほど、二次覆工コンクリートのクラックが少なく、1箇所あたりの開き量が大きくなる。これは、二次覆工鉄筋量が少ないほど、二次覆工の損傷が分散しにくくなることを示すものである。

3) 3体の供試体とも、最終的には一次覆工と二次覆工間の付着切れが供試体の全長にわたって生じた。ただし、二次覆工のクラックが生じる载荷の初期段階では、リング接合面近傍で付着切れが生じる程度であり、一次覆工と二次覆工はほぼ同様の変形を生じている。これは、リング継手のボルトボックス内に充填された二次覆工コンクリートがくさびの役割を果たすためである。

5. まとめ

シールドトンネルの耐震性に及ぼす二次覆工鉄筋量の影響、及び、一次覆工と二次覆工間の地震力の分担機構を明らかにすることを目的として、シールドトンネルの部分模型供試体を用いた正負交番軸力载荷実験を実施した。この結果、二次覆工の損傷が特定のリング接合面に集中するのを防ぐために必要な二次覆工の長手方向最小鉄筋量、及び、リング継手方式によるトンネル覆工の変形特性の違い等、多くの知見が得られた。

【参考文献】

- 1) 川島・杉田・加納：二次覆工鉄筋量の大小がシールドトンネルの耐震性に及ぼす影響、第45回土木学会年次学術講演会、平成2年10月
- 2) 和佐・川島・内田：シールドトンネル覆工の長手方向の耐震性に関する模型载荷実験、第45回土木学会年次学術講演会、平成2年10月

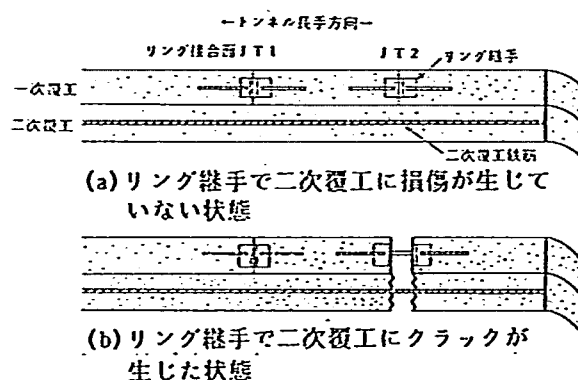


表1 実験ケース及び覆工部材の耐力

	一次覆工				二次覆工		
	セグメント	縦筋	横筋	ジョイント	長手方向鉄筋		
寸法	270×550cm	Φ13×2本	Φ12×1本	270×550cm	25×3本	Φ10×3本	Φ10×4本
引張耐力(tf)	-	8.31	11.33	-	3.33	7.43	9.91
圧縮耐力(tf)	24.0**	12.45	24.24	19.3**	4.75	10.79	14.25
(アンカー鉄筋の引張耐力+二次覆工鉄筋の引張耐力) 二次覆工コンクリートの引張耐力					121.0 (19.1)**	152.0 (121.0)**	176.2 (131.4)**

○：() 内は、材料の公称値に基づく値
 **：コンクリート強度表示方法による計算値 (0.5×(強度表示)^{2/3})

図1 シールドトンネル覆工の模式図

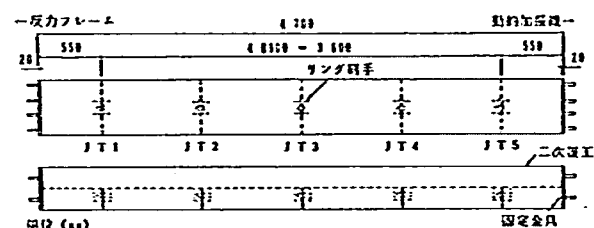


図2 実験供試体

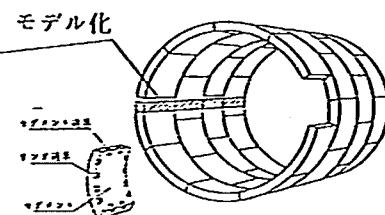
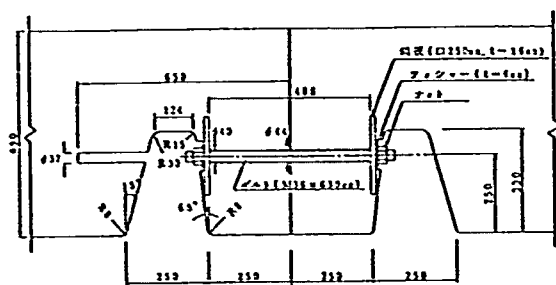
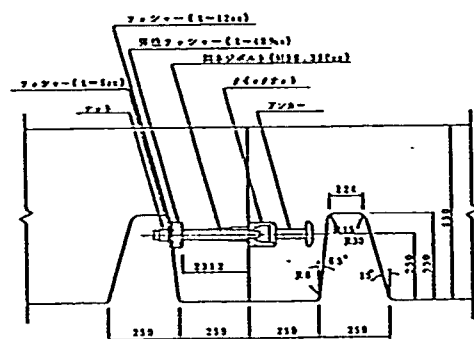


図3 载荷装置



(a)長尺送りボルト方式継手



(b) クイックナット・弾性ワッシャー
方式継手

図6 実験に用いたリング継手

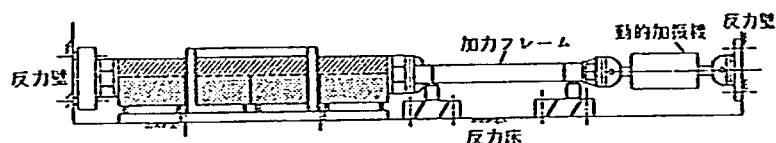


図5 載荷装置

表3 覆工部材の耐力

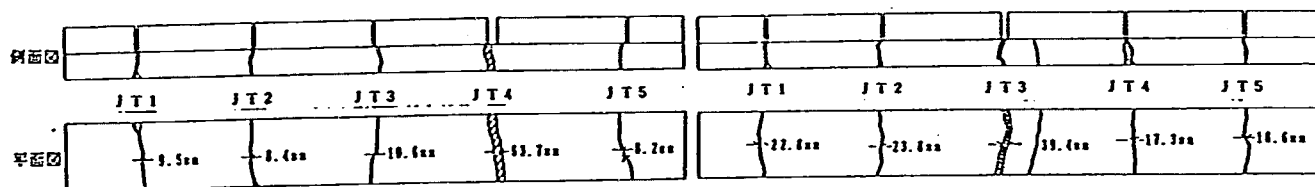
	一 次 設 工		二 次 設 工			
	セグメント	引張強さ	断面寸法	長手方向抗力		
				1-23	1-24	1-25.5
寸法	65×88cm	236×1本	40×88cm	613×12本	616×10本	616×12本
降伏耐力(N)	—	19.5	—	53.2	69.5	83.4
破断耐力(N)	175.5**	81.1	67.9**	76.0	99.3	119.2
二次設工鉄筋の破断耐力				92.0	118.0	140.0
二次設工コンクリートの引張耐力			× 100(%)	(112.0)*	(145.0)*	(178.0)*

・：()内は、材料の公称値に基づく値

II : コンクリートは厚み表示方式による計算値 $(0.5 \times (\text{強度規格})^{2/3})$

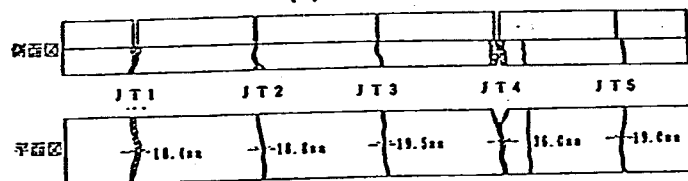
表 2 実験ケース

ケースNo.	サブ選手		二次選手候補		
	順位送り方式	3対3対1-河越方式	010×12本	010×10本	010×12本
ケース1	○		○		
ケース2	○			○	
ケース3	○				○
ケース4		○			○



(a) ケース 1

(c) ケース 3



(b) ケース 2

図7 供試体の最終的な破壊状況

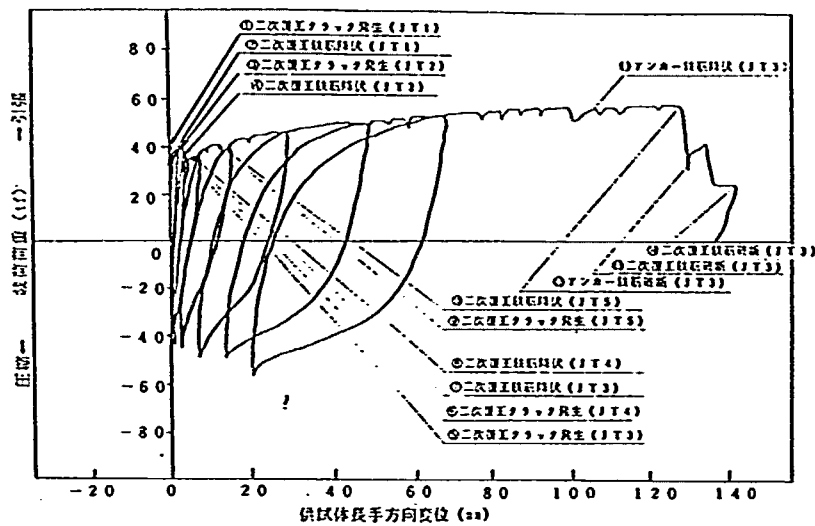


図8 長手方向変位と載荷荷重の履歴 (ケース3)

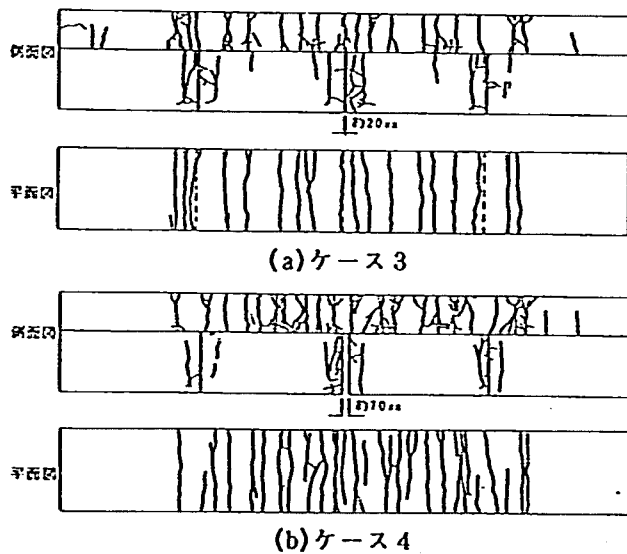


図10 供試体の最終的な破壊状況

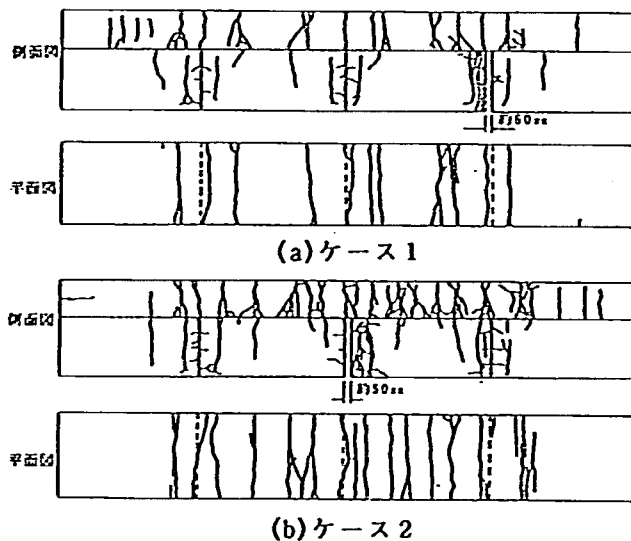
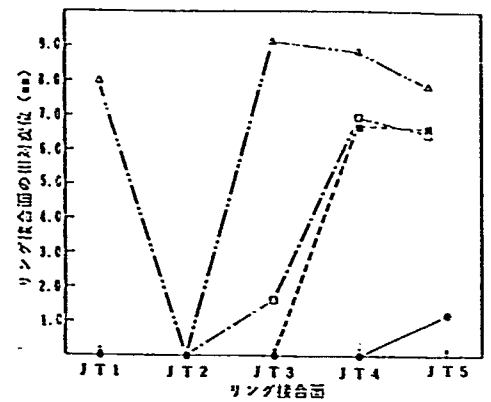
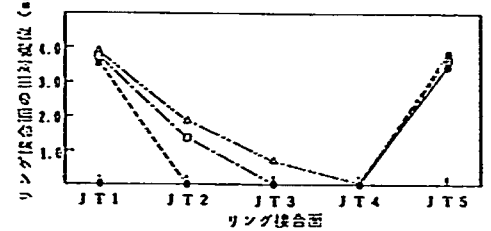


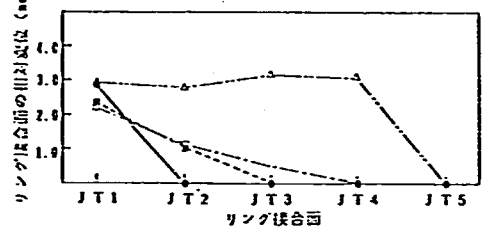
図11 供試体の最終的な破壊状況



(a) ケース1



(b) ケース2



(c) ケース3

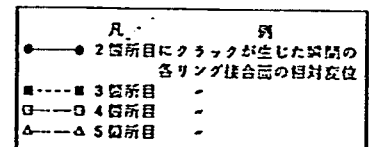


図9 二次覆工コンクリートのクラック発生時のリング接合面の相対変位

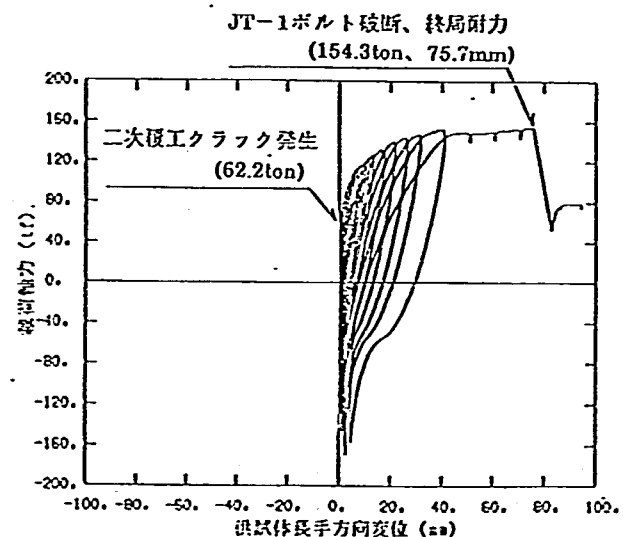


図12 長手方向変位と載荷軸力の履歴 (ケース1)

16. 地下構造物の耐震設計技術に関する共同研究

(財団法人先端建設技術センター)

土木研究所

耐震研究室

室長	川島 一彦
研究員	杉田 秀樹
	加納 尚史

財団法人先端建設技術センター

研究第一部

部長	朝倉 肇
主任研究員	大木 紀通
研究員	楢 信昭

1. まえがき

東京等の大都市域では、地上での土地利用の厳しい制約から、地下空間を利用した構造物、特に、従来と異なる新しい利用目的及び利用形態を有した構造物の建設が予想される。このような地下構造物の建設に際しては十分な耐震性の検討が必要とされるが、そのためには、大断面地下道路トンネル、地下駐車場、地下河川等の全く新しく、かつ大規模（大断面）な地下利用計画が策定される可能性を考慮して、それぞれに見合った耐震設計技術の開発を図っておく必要がある。

本共同研究は、地下構造物の耐震設計技術の開発を目的として行うものであり、本年度は、土木研究所と（財）先端建設技術センターが共同して、地下構造物の地震応答特性の検討、大規模線状地下構造物の耐震設計技術の検討、幅広い地下構造物の耐震設計技術の検討、地震防災システムの検討、及び、地下構造物の免震・制震技術の検討を行った。

2. 研究目的

本研究は、大都市地域の土地利用の高度化にともない、今後、大規模、大深度化が予想される地下構造物の耐震設計技術を開発することを目的とする。

3. 研究方法

3. 1 地下構造物の地震応答特性の検討

① 3次元FEM解析による鉛直地下構造物の動的挙動の検討

震度法、応答変位法の鉛直地下構造物への適用性、及び、構造物側壁に作用する動土圧と耐震設計上の基盤面の関係を検討することを目的として、3次元FEM解析による鉛直地下構造物の地震応答解析を行った。

3. 2 地下構造物の免震・制震技術の検討

均質地盤部に対する地盤条件急変部での地震時断面力の増幅率、及び、構造物と周辺地盤との間に柔らかい免震層を介在させることによる断面力の低減効果を明らかにすることを目的として、シールドトンネル及び立坑を対象として応答変位法による地震応答解析を行った。

3. 3 大規模線状地下構造物の耐震設計技術の検討

① プレストレス導入によるシールドトンネル長手方向の耐震性向上システムの検討

一次覆工にプレストレスを導入することにより、地震時にリング接合面に生じるひずみの低減を図ることが可能なプレストレスシールドトンネルについて、PC鋼棒とセグメント間ゴムを併用することによるプレストレス導入方法を開発するとともに、これがシールドトンネル長手方向の耐震性に及ぼす影響を模型載荷実験により検討した。

② 応答変位法による構造物横断面方向の耐震設計法の検討

正方形断面を有する線状地下構造物を対象として、構造物に作用する外力と発生断面力の関係を検討することを目的として、構造物の位置、剛性、質量をパラメータとした2次元FEM解析を行った。さらに、解析結果に基づいて、応答変位法における外力の設定方法に関して検討を行った。

③ SV波入射に対するシールドトンネル横断面の耐震設計法の検討

均質地盤中のシールドトンネルを対象として、トンネル横断面方向の地震力（SV波）に対する地震応答の解析手法を開発した。また、本解析手法を用いることにより、SV波によるシールドトンネル横断面方向の応答特性に関して知見を得た。

④ S H波入射に対する双設シールドトンネルの耐震設計法の検討

双設シールドトンネルを対象として、トンネル長手方向の地震力（S H波）に対する地震応答の解析手法を開発した。また、本解析手法を用いることにより、S H波による双設シールドトンネルの地震応答特性について検討を行った。

3. 4 幅広地下構造物の耐震設計技術の検討

① 3次元モデルを用いた幅広構造物の地震応答解析法の検討

水平方向の地盤条件の変化、及び、構造物の直交異方性を反映することのできる、水平地下構造物の地震応答解析手法を開発した。また、本解析手法を用いることにより、水平地下構造物を2次元モデル及び3次元モデルでモデル化することによる応答の違い、及び、水平地下構造物における可とう性継手の効果に関して検討した。

② 地盤の地震応答に及ぼす構造物の幅高さ比の影響の検討

上載土によって幅広地下構造物の上面に作用する水平方向荷重に着目し、2次元線形F E M解析により幅広構造物の地震応答解析を行った。この結果、幅広構造物の設置深度及び幅高さ比が構造物及び周辺地盤の応答に及ぼす影響に関して知見を得た。

3. 5 地震防災システムの検討

① V E手法を用いることによる大規模地下道路の地震防災方法の検討

パニック等の二次災害を防止する観点から、大規模地下道路の利用者が地震に対して潜在的に抱く不安感を解消する上で有効な対策をV E（Value Engineering）手法により抽出するとともに、抽出された対策の実現可能性について検討した。

② 構造化解析を用いることによる地下空間の地震防災方法の検討

地下空間利用者の地震に対する不安要因について、各要因間の因果関係をアンケート調査により検討した。また、得られた要因の二項間行列に基づき、I S M法及びF S M法により不安間を構成する構造モデルの同定を行った。

4. 研究結果

4. 1 地下構造物の地震応答特性の検討

① 3次元F E M解析による鉛直地下構造物の動的挙動の検討

基盤（50m）と軟弱層（50m）を貫いて建設される外径20m、高さ100mの円筒中空構造物を対象として3次元F E M解析を行い、設計基盤面の変化が側壁に作用する動土圧に及ぼす影響に関して以下の知見を得た。

1) 設計基盤面を基盤の上面（深さ50m）とした場合には、構造物に作用する応力は地盤の1次振動モードに支配される。

2) 設計基盤面を基盤中（深さ100m）に設定した場合には、地盤の1次振動モードの他に2次振動モードの影響が顕著となり、構造物が大深度に建設されるほどこの影響は大きくなる。

4. 2 地下構造物の免震・制震技術の検討

地盤条件の急変部に建設されるシールドトンネル及び立坑を対象として、応答変位法による地震応答解析を行った結果、以下の点が明らかにされた。

1) 表層地盤厚、構造物の剛性、及び、構造物の縦断勾配が変化した場合の、一般部に対する地盤急変部での地震時断面力の増幅率を明らかにした。検討結果の一例を示すと図1の通りである。

2) 地下構造物と周辺地盤との間に免震層を介在させることにより地盤のパネ定数を低減させれば、構造物に伝達される地震時地盤ひずみが減少し、構造物の断面力が低減できることが明らかにされた。また、免震層の弾性係数と地盤のパネ定数の関係、及び、免震層の施工区間と構造物に生じる最大断面力の低減率の関係を整理した。

4. 3 大規模線状地下構造物の耐震設計技術の検討

① プレストレス導入によるシールドトンネル長手方向の耐震性向上システムの検討

幅130cm、長さ150cm、厚さ65cmのR C平板型セグメント2つをP C鋼棒（ $\phi 26 \times 2$ 本）で連結した形状のトンネル模型供試体（図2参照）を用いて軸方向載荷実験を行った結果、以下の点が明らかにされた。

1) P C鋼棒に導入されたプレストレスの効果により、リング接合面に生じる相対変位は線形挙動を示し、残留変位はほとんど生じない。

2) セグメント間ゴムには、供試体のひずみが 2×10^{-3} 程度に達した状態でも、4.9tf程度の圧縮応力が残留しており、大地震時にも十分な止水効果を期待できる。

② 応答変位法による構造物横断面方向の耐震設計法の検討

正方形断面を有する線状地下構造物に作用する外力と発生断面力の関係、及び、応答変位法を適用する場合の外力の設定方法に関して以下の点が明らかにされた。

- 1) 応答変位法の外力に側方土圧及び構造物周面に作用するせん断力を考慮することにより、FEM解析による構造物の応答特性を反映できる(図3参照)。
- 2) 構造物の上下面に作用するせん断力は、一般の構造物剛性・質量であれば、自由地盤におけるせん断力にほぼ等しい。したがって、応答変位法の外力に用いる地盤のせん断力は自由地盤のせん断力から評価することができる。
- 3) 各種外力のうち、構造物周面のせん断力が発生断面力に及ぼす影響は、曲げモーメントで4割程度である。

③ S V波入射に対するシールドトンネル横断面方向の耐震設計法の検討

開発したシールドトンネル横断面方向の地震応答解析手法は、トンネル横断面を弾性床土上の曲がり梁にモデル化し、これに周辺地盤の応答変位及びせん断応力を作用させた場合の厳密解として求めた。本解析モデルは図4に示す通りである。また、地盤の層厚、トンネル深度、トンネル諸元を変化させたパラメータスタディを行った結果、トンネル横断面方向の地震応答特性に関して以下の点が明らかにされた。

- 1) トンネル横断面内に生じる応力は、トンネル深度/地盤層厚、トンネル口径/地盤層厚が大きいほど大きくなる。
- 2) トンネル覆工に生じるひずみは、曲げひずみが卓越する。
- 3) 覆工に生じる軸力は、周辺地盤が硬質ほど大きくなる。

④ S H波入射に対するシールドトンネル横断面方向の耐震設計法の検討

S H波入射に対する弾性波動論を用いた双設シールドトンネルの定常応答解析手法を開発した。また、トンネル間隔、口径、深度、地震力の入射方向を変化させたパラメータスタディを行った(図5参照)結果、双設シールドトンネルの地震応答特性に関して以下の点が明らかにされた。

- 1) 双設トンネルの両側面で応力の最大値が生じる。
- 2) 地震力の入射方向(鉛直下方からの角度)が大きいほど相互作用は大きい。
- 3) トンネルの中心間距離がトンネル半径の5倍以下の場合にはトンネル間の相互作用が顕著になる。

4. 4 幅広地下構造物の耐震設計技術の検討

① 3次元モデルを用いた幅広構造物の地震応答解析法の検討

水平地下構造物を直交異方性板平面シェル要素で、また、周辺地盤を3次元バネ～質点でそれぞれモデル化することによる、水平地下構造物の3次元的地震応答解析手法を開発した。また、水平地下構造物のモデル化の違いによる応答の違い、及び、可とう性継手を設けることによる断面力の低減効果に関して検討を行った。

本検討により、水平地下構造物の地震応答特性に関して以下の点が明らかにされた。

- 1) モデル化の違いにより、構造物の応答は大きく異なる場合がある。したがって、線状地下構造物と同様に2次元モデルを用いると適切な設計ができない場合もある。
- 2) 表層地盤～基盤のような地盤条件の急変部においても、近傍の構造物断面に可とう性継手を設けることにより、応力の集中を緩和することができる(図6参照)。
- 3) 可とう性継手に必要とされる性能(伸縮量、曲げ角、離脱防止性能)は、本3次元モデルを用いた地震応答解析を行うことにより算定できる。

② 幅広構造物の地震応答に及ぼす幅高さ比の影響の検討

厚さ40m、固有周期1秒の2層系地盤に、高さ5mの箱型中空断面を有する水平地下構造物が埋設されている状況を検討の対象とした。検討結果の一例として、構造物の幅を10、100、300mと変化させた場合に構造物に生じる最大断面力の比を示すと図7のようになる。

本検討により、以下の点が明らかにされた。

- 1) 水平地下構造物に生じる断面力(軸力、せん断力、曲げモーメント)は、構造物の幅高さ比が大いほど大きくなる。
- 2) 構造物から水平方向にB/2以上離れた位置での地表面での応答は、構造物のない自由地盤の応答にほぼ等しく、構造物の影響を無視することができる。

4. 5 地震防災システムの検討

① V E手法を用いることによる大規模地下道路の地震防災方法の検討

大規模地下道路の利用者の不安感を解消する上で有効と考えられる対策をブレインストーミングにより抽出した結果を示すと図8の通りである。

本検討により、大規模地下道路の地震防災対策に関して以下の点が明らかにされた。

- 1) 利用者の不安感を構成する要因は「狭い・暗い・不快」等の地下道路に特有な要因と、「情報が入らない」等の地上道路に共通する要因とに大きく分類される。地下道路に特有な要因は、地上道路に共通する要因に比べて不安感に及ぼす影響の順位が高いことから、まず、地下道路に特有な要因の解消を図る必要がある。
- 2) 対策「快適な線形・形状をつくる」を達成するための実施細目を、建設が可能かといった観点から評価すると、「立体交差にする」など複雑な線形及び断面形状を必要とする細目は実現性が低いと考えられる。一方、「分離帯を設ける」など断面内で対応できる細目は比較的实现が容易と考えられる(図9参照)。

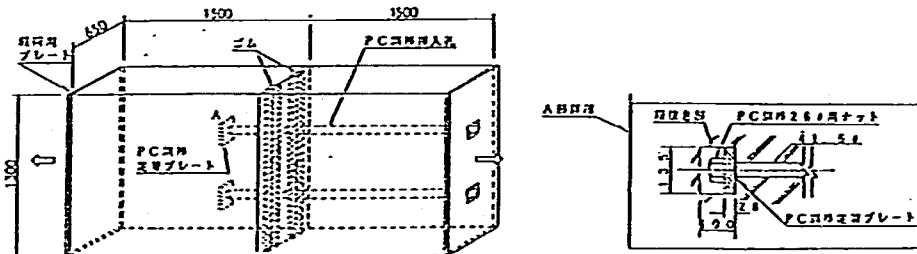
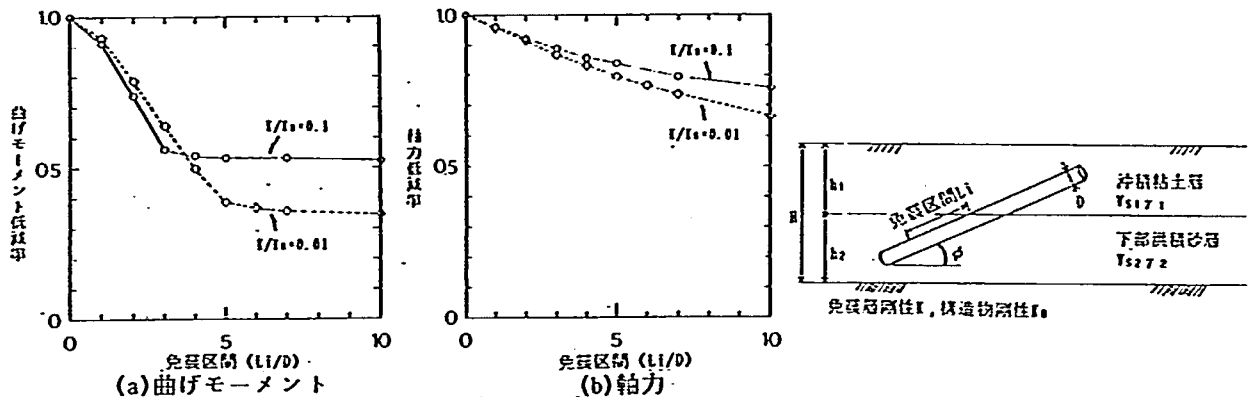
② 構造化解析を用いることによる地下空間の地震防災方法の検討

地下空間利用者の地震に対する不安感は、①潜在的な不安要因、②被害要因、③避難情報要因、④避難誘導要因、⑤避難施設・設備要因、⑥地震時対応要因、の6つの主要因から構成されることがわかった。一例として、①潜在的な不安要因に対する構造モデルを示すと図10の通りである。本検討により、以下の点が明らかにされた。

- 1) ①潜在的な不安要因に対しては、「不案内空間」や「閉鎖空間」等の不安を解消する対策を講ずることが重要となる。
- 2) ①潜在的な不安要因、及び、③避難情報要因については、男女間で構造モデルが大きく異なる。
- 3) 6つの主要因間の因果関係は、男性に比べて女性の方が強い。

5. まとめ

地下構造物の耐震設計技術の開発を目的として、土木研究所と(財)先端建設技術センターが共同研究を実施した。本研究の結果、地下構造物の地震応答特性、免震・制震技術、大規模線状地下構造物の耐震設計技術、幅広地下構造物の耐震設計技術、及び、地震防災システムに関して知見が得られた。



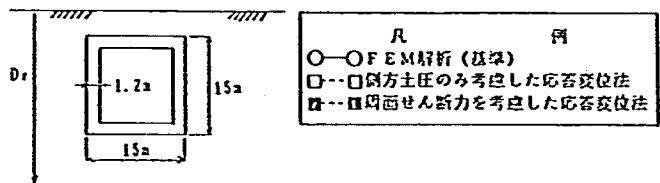
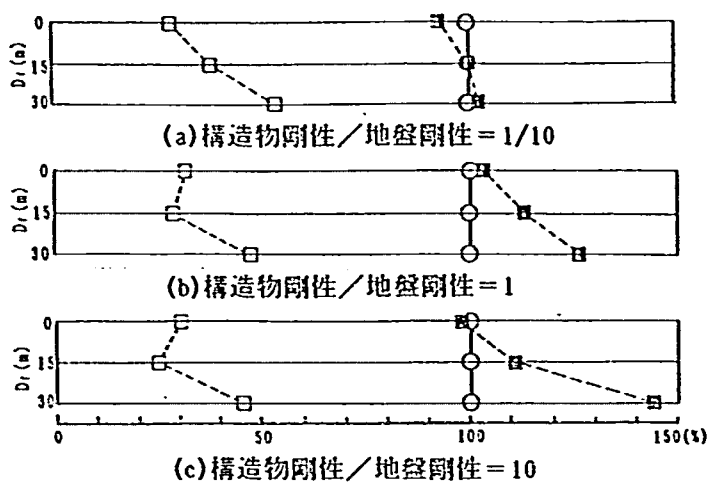


図3 応答変位法及びFEM解析による断面力の違い

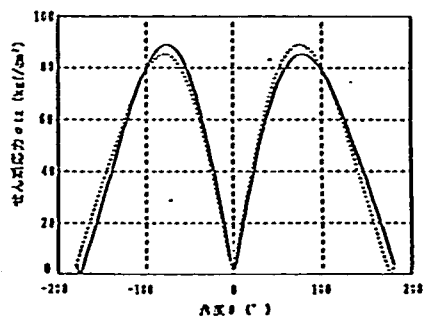
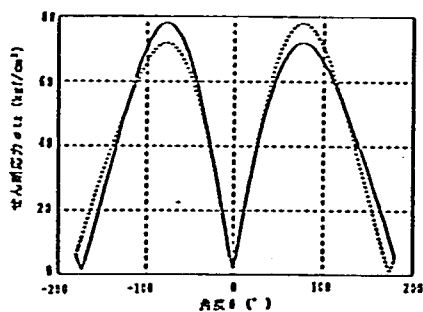
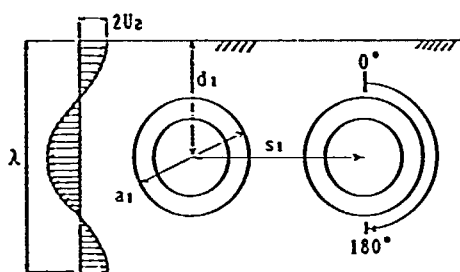


図5 双設トンネルの地震応答

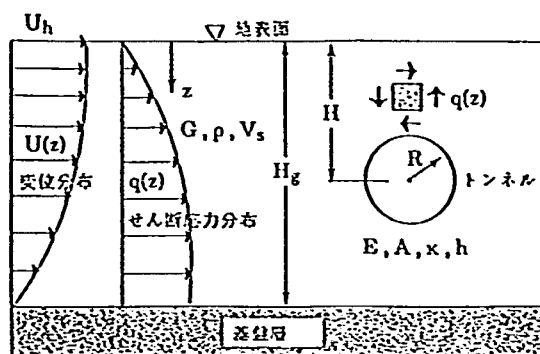


図4 トンネル横断面方向の解析モデル

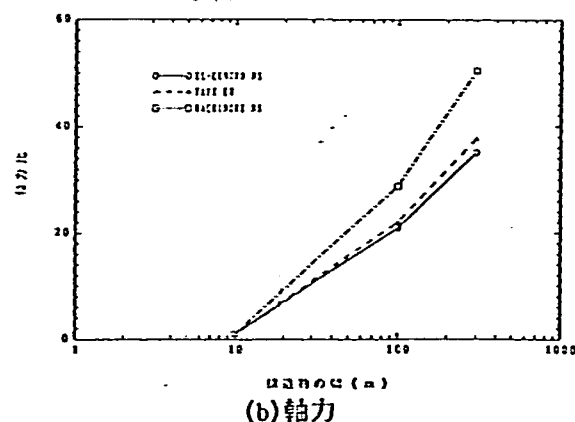
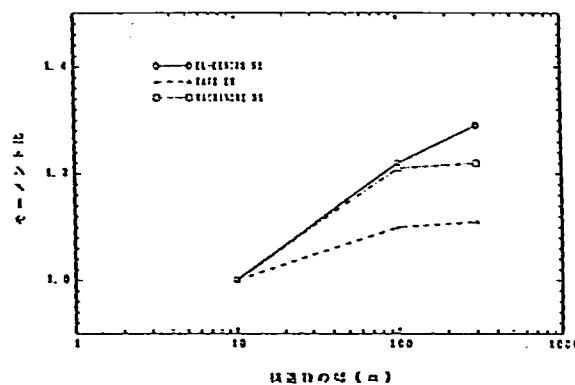


図7 構造物の幅が発生断面力に及ぼす影響

可とう性継手剛性/構造物剛性 = 1 / 50

可とう性継手設置断面

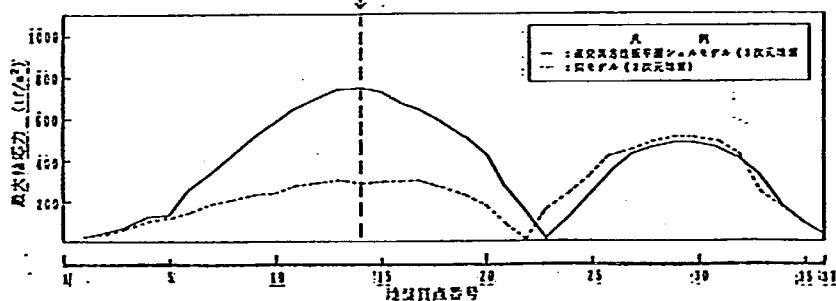


図6 可とう性継手を設けることによる断面力の低減

不安感を構成する要因

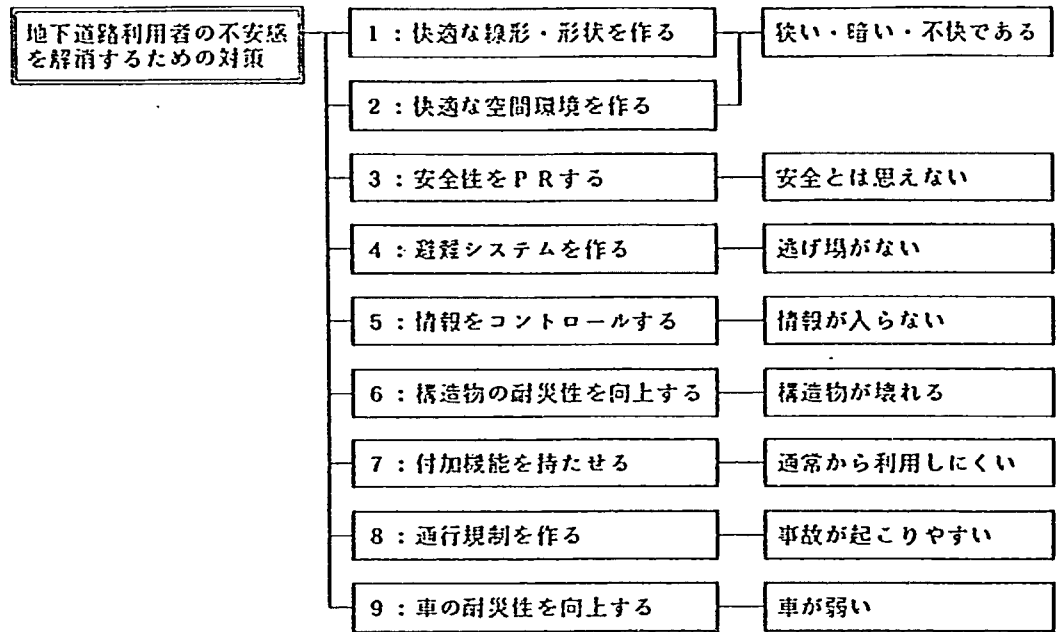


図8 不安感を解消するための対策

図9 実施項目及び実施細目の実現可能性による分類

実現の可能性が大きい実施細目
地上の通路に接続させない、 地上部をトンネルにする、 路線の曲率を変える、 カーブの数を左右同じにする、 合流させない、 分合流の勾配をなくす、 急勾配をなくす、 急カーブをなくす、 緩急勾配をつけない、 曲線部を長くする、 登坂車線を設ける、 1車線にしない、 入口を狭しめやすい形状にする、 雨や雪を入れない、 天井に物を吊さない、 全体に丸みを持たせる、 路側を広くする、 車線幅を広くする、
実現の可能性が小さい実施項目
△田状線にする、 △探目状にする、 短く感じさせる、 ▲時折地上に出るようにする、 △トンネル断面を変える、 △立体交差にする、 △分合流部で車線を均やす、 車線変更区間を長くとる、 普通車、大型車は別のトンネルを使う、 車種によって勾配を変える、 △一方4車線以上とする、 △地上から見えるようにする、 ▲出入口のアプローチを長くとる、 ▲坂門口を広くとる、 △柱を設けない、 △断面を楕円形にする、 △断面を四角くする、 △トンネル高さを高くする、 △幅を広くする、

注) △は、技術的に建設が可能か否かの観点から、
 実施が困難と考えられる項目。
 ▲は、地上での用地確保の観点から、実施
 が困難と考えられる項目。

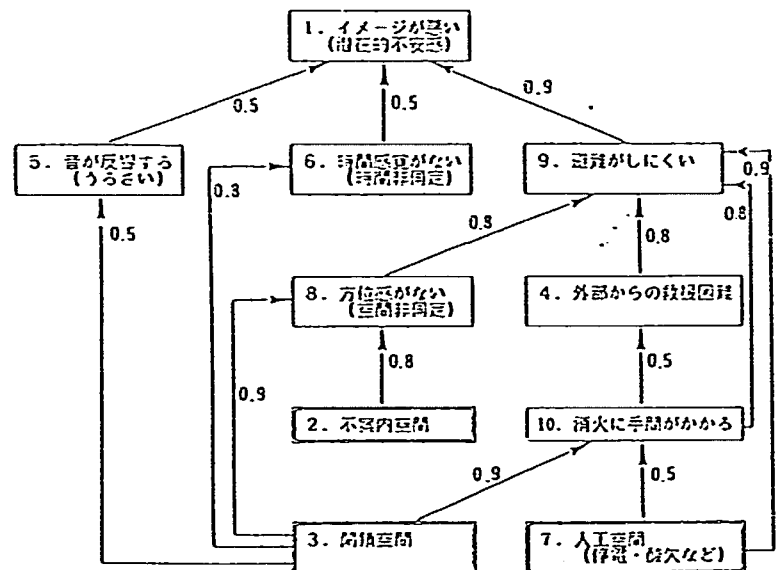


図10 潜在的な不安要因に対する基本構造モデル

17. 道路橋橋脚の動的耐震設計に関する共同研究
(首都高速道路公団)

土木研究所	耐震研究室	室長	川島 一彦
		研究員	長谷川金二
			長島 博之
首都高速道路公団	工務部	設計技術課	課長 秋元 泰輔
			恵谷 舜吾
			池内 武文

1. まえがき

現在、道路橋の橋脚は0.2～0.3の設計水平震度を用いて震度法により許容応力度法のなかで、耐震設計が行なわれている。しかし、宮城県沖地震等の大地震により鉄筋コンクリート橋脚が、ねばり不足のために大きな被害を受けている。また、首都高速道路に多数用いられている鋼製橋脚については、地震による被害を受けた事例はないが、近年の研究により大地震を受けた場合にねばりの乏しい破壊を起こす可能性が指摘されている。そこで、道路橋の鉄筋コンクリート橋脚および鋼製橋脚が大地震を受けたとき、ねばりの不足のために大きな被害を起こさないように、従来のような強度だけを考えた耐震設計法ではなく、ねばりも考慮した動的耐震設計法に関する研究を土木研究所と首都高速道路公団とで共同して行なうものである。

2. 目 的

支承を含んだ橋脚の動的載荷実験および振動台実験を行ない、支承部を含んだ道路橋脚の動的耐震設計法を開発するための基礎資料を得ることを目的とする。

3. 研究方法および研究分担

本研究は、鉄筋コンクリート（以下、RCと呼ぶ）ラーメン橋脚の動的載荷実験および鋼製橋脚の動的載荷実験と振動台実験からなり、前者を建設省土木研究所で、後者を首都高速道路公団で分担して研究を行なった。以下にそれぞれの研究成果を示す。

3. 1 RCラーメン橋脚の動的載荷実験

損傷を伴う非線形域における鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能を解析的に検討することはできないため、まず、土木研究所の部材耐力強度実験施設を用いて実験的なデータの蓄積を図ることとした。実験模型は、標準的なラーメン橋脚の寸法を基本にこれを約1/4に縮小したもので、高さ1.78 m、断面寸法 65cm × 35cmの2脚式である。鉄筋比は、柱部は0.22 %、梁部は0.59 %である。橋脚頭部に加振機を取り付け、降伏変位の整数倍の振幅で変位制御により正負くり返し載荷を加えた。同一載荷変位振幅におけるくり返し回数は、実験結果に大きな影響を与えることが分かっているため、1回とした場合と、10回とした場合の2ケースについて実験した。いずれの場合も、軸力として死荷重反力相当の25 tfを静的に加えた。

3. 2 鋼製橋脚の動的載荷実験及び振動台実験

昭和62年及び昭和63年度の実験では、断面寸法 $0.4\text{m} \times 0.4\text{m}$ の供試体を使用した。寸法が小さいため供試体製作過程において溶接方法等が実際の橋脚と異なっているため、供試体の溶接割れや、実験結果のばらつき等が生じていた。このため、平成元年度には、実際の橋脚と同じ製作方法で製作できる大きさの供試体を用いることとした。なお、振動台実験では、振動台の性能から供試体を大型化することは困難なため、断面寸法 $0.32\text{m} \times 0.32\text{m}$ の供試体を使用した。

供試体は、高速湾岸線で用いられる高さ 20m 、断面寸法 $2.5\text{m} \times 2.5\text{m}$ のダブルデッキ鋼製橋脚をもとに、図-1に示す $1/3.1$ 模型（以下、大型供試体と呼ぶ）6体と、図-2及び3に示す $1/7.8$ 模型（以下、小型供試体と呼ぶ）4体とした。検討の対象は、横リブ間隔の影響、中詰めコンクリートの影響、中詰めコンクリートを有する橋脚の縦リブ形状の影響、縦リブ本数の影響、及び動的載荷実験と振動台実験の比較である。ここで、中詰めコンクリートの打設位置は橋脚基部から大型供試体では 2.0m 、小型供試体では 0.78m とした。供試体の詳細な特徴については表-1に示す。ここで、供試体番号が、S-13から始まっているが、これは、土木研究所における鋼製橋脚の載荷実験を行ってきた一連のシリーズナンバーであり、この中から該当するものを取り出したためである。

実験では、土木研究所の部材耐震実験施設に供試体を図-4に示すように設置し、大型模型に対しては 102tf 、小型模型に対しては 13tf の軸力を作用させて、同一変位振幅における載荷くり返し回数を10回とした。

振動台実験では、小型模型を図-5に示すように振動台に固定して、加振した。入力地震動は、1983年日本海中部地震による八郎潟記録の時間軸を $1/2$ 倍に、振幅を3~4倍に変化させた波形とした。最大加速度は、順次、段階的に大きくしていった。

4. 研究結果

4. 1 RCラーメン橋脚の動的載荷実験

図-6は同一変位振幅におけるくり返し回数を10回とした場合の $3\delta_y$ 、 $5\delta_y$ および $7\delta_y$ 載荷後の損傷状況を示したものである。損傷は、最初、柱上端における梁との接合部に生じ、コンクリートのクラックから剥離、鉄筋の座屈へと進んでいく。載荷が進むにつれて、柱の基部にも同じ順番で損傷が生じてくる。梁部には、損傷は生じていない。

図-7は、履歴ループを示したものである。載荷振幅が大きくなるにつれて、紡錘型から逆S字型へときれいに变化していく。このあたりは、基本的に1本柱橋脚と変わらない。

図-8は、履歴ループの包絡線を示したものである。同一変位振幅における載荷くり返し回数が増えると、小さな変位で耐力が低下する。これは、載荷回数が多いほどコンクリートの損傷が大きく、主鉄筋の外側にコンクリートが散逸して行くためである。規模の大きい地震では、継続時間が長く橋脚に作用する載荷くり返し回数が多いため、このような点によく注意しておく必要がある。

図-8でもう1つ重要な点は、降伏後の耐力の増加が大きいことである。すなわち、1本柱橋脚では、降伏時の耐力（降伏耐力 P_y ）に比較して最大耐力（終局耐力 P_u ）は一般にせいぜい $1.1 \sim 1.4$ 程度であるが、図-7では $1.6 \sim 1.7$ にもなっている。これは、1本柱橋脚と違い塑性ヒンジが4箇所が生じるためである。このようなメカニズムを取り入れた

解析法を今後開発して行く必要がある。

表-2は、以上の動的耐力及び変形性能をまとめたものである。

4. 2 鋼製橋脚の動的載荷実験および振動台実験

4. 2. 1 材料試験結果

供試体に用いた各種厚さの鋼板の引張り試験から求めた降伏応力度及び降伏ひずみを表-3にまとめて示す。

4. 2. 1 荷重～変位の載荷履歴曲線から得られた包絡線

図-9～13は、各供試体の橋脚天端の荷重～変位関係から得られた履歴曲線の包絡線である。ここで、柱部のみの変形による橋脚天端の変位を取り出すため、加振機の変位から柱基部における回転及びずれによる変位を差し引いた変位を計算し、一方、荷重についてもロードセルより計測された加振力から加振ヘッド、載荷板及び供試体の質量にともなう慣性力と軸力載荷装置にかかるせん断力を差し引いた値を求めた。したがって、図-9～13では、 $1\delta_y$ の載荷であっても実際の柱の曲げ変形は $1\delta_y$ よりも小さくなっている。

図-9は横リブ間隔を300、390及び680mmと変化した場合の結果である。最大荷重は各供試体とも $2\delta_y$ で生じており、その値は約80tfである。横リブ間隔が300mm、390mmの供試体では、 $2\delta_y$ での載荷終了後における荷重の低下はほとんど見られないのと同時に、 $3\delta_y$ に変位振幅を増しても最大荷重からの荷重の低下はほとんどなく、 $3\delta_y$ 載荷中で終局に達している。しかし、横リブ間隔を680mmとした供試体では、 $2\delta_y$ 載荷中に約40tfに荷重が低下し、ここで終局に達している。

図-10は、縦リブ形状がI型及びT型で中詰めコンクリートを有する場合の供試体である。最大荷重はそれぞれ100tf及び101tfであり、ともに $3\delta_y$ で生じている。また、両者の各変位振幅における履歴にはほとんど差はない。中詰めコンクリートを有する供試体の場合、 $3\delta_y$ 載荷時に橋脚基部が破断したため、最大荷重発生後の変位振幅と荷重の関係は示していない。

図-11は、縦リブ本数が4本の場合と5本の場合を比較したものである。縦リブ本数が4本の場合も5本の場合でも、最大荷重は全塑性荷重の106%であるが、最大荷重が発生した次の $3\delta_y$ における荷重を比較すると、縦リブ本数が5本の場合には最大荷重の約85%であるのに対し、縦リブ本数が4本の場合には最大荷重の約50%にまで低下している。

図-12は、中詰めコンクリートの有無を比較したものである。中詰めコンクリートが無い場合には、 $2\delta_y$ で最大荷重79tfに達しているが、中詰めコンクリートが有る場合には $3\delta_y$ で最大荷重100tfに達している。

小型供試体の動的載荷実験と振動台実験結果を図-13に示す。ここで、動的載荷実験結果は、正側と負側の平均値を示している。この図から、最大荷重を比較すると、振動台実験結果の方が動的載荷実験結果より、中詰めコンクリートが無い場合で18%、中詰めコンクリートが有る場合で4%、それぞれ大きくなっている。また、最大荷重が発生した以降の変位における荷重の低下をみると、動的載荷実験では、載荷くり返し回数とともに低下するが、振動台実験では、ほとんど荷重の低下はない。これは、動的載荷実験が正負交番くり返し実験であるのに対し振動台実験では一方向に残留する片側載荷になっているためで

ある。

4. 2. 3 各変位振幅の面外変形の進行状況

図-14(a)～(f)は、大型供試体に対して、各変位振幅載荷終了後における柱基部の面外変形がどのように進行したかについて示したものである。この図から、横リブ間隔が大きい供試体ほど面外変形量も大きく、横リブ間隔300mm、390mm及び680mmの終局最大変形量はそれぞれ69mm、73mm及び93mmである。また、横リブ間隔が680mmの場合には降伏変位の次の $2\delta_y$ 変位振幅から大きく面外変形量は進行するが、横リブ間隔が300mm及び390mmの場合には最大荷重に達した次の $3\delta_y$ から面外変形量は大きく進行する。中詰めコンクリートを有する供試体は、中詰めコンクリートが無い供試体に比較して、終局時の面外変形量は非常に少なく、その約8%に過ぎない。また、縦リブ形状と面外変形量の関係は、あまり無い。縦リブ本数4本の供試体は、大型供試体の中で最も面外変形量は大きく終局で100mmを越す面が有る。

5. まとめ

本研究の結果得られた結論は以下の通りである。

5. 1 RC ラーメン橋脚

- 1) 不静定橋脚の損傷は、梁と柱の結合部に生じるが柱には生じない。また、一本柱の橋脚より降伏後の耐力の増加が大きい。
- 2) くり返し回数が多い供試体ほど小さな変位振幅から耐力が低下する。

5. 2 鋼製橋脚

- 1) 最大耐力は横リブ間隔及び縦リブ本数には影響されないが、面外変形量は横リブ間隔及び縦リブ本数に大きく影響し、リブの間隔が大きな橋脚ほど、最大耐力発生後の耐力の低下は著しく、耐力の低下に伴い面外変形量も大きくなる。
- 2) 中詰めコンクリートが有る場合には、縦リブ形状と最大耐力及び面外変形量には関係が無い。
- 3) 鋼製橋脚において中詰めコンクリートの有無は耐力・変形性能に大きく影響し、中詰めコンクリートが有る場合にはこれが無い場合に比べて、耐力は約2割程度増加する。ただし、最大耐力発生後の耐力の減少は著しい。なお、面外変形はほとんど生じない。
- 4) 動的載荷実験と振動台実験の最も大きな違いは、後者では、一方向に残留する shake down が生じ得ることであり、変位制御に基づく一般の動的載荷実験結果から地震時の実現象を推定する場合には、このような点をよく考慮しておかなければならない。

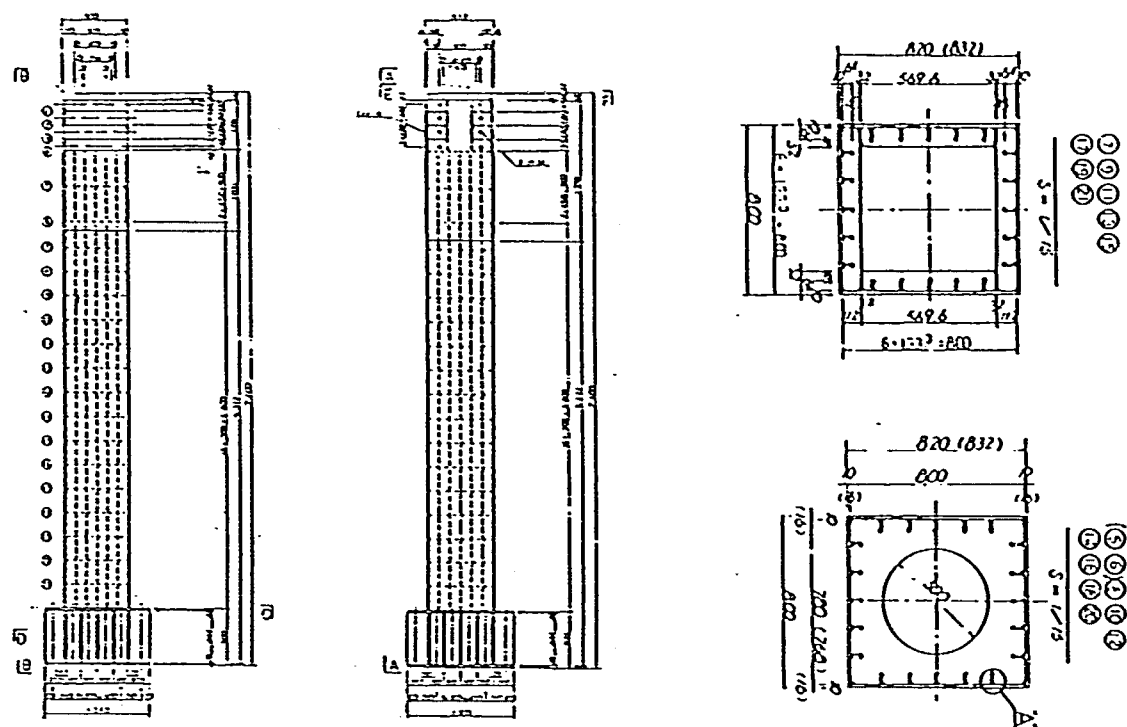


图-1 鋼製橋脚模型 (大型供試体)

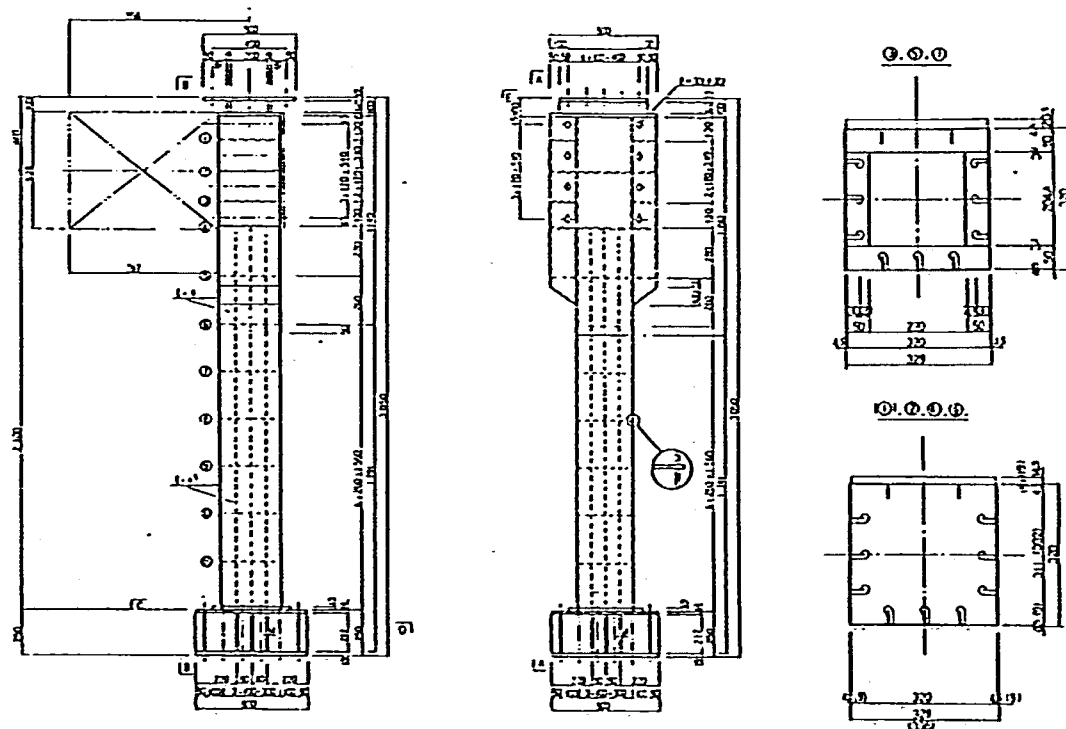


图-2 鋼製橋脚模型 (小型供試体)

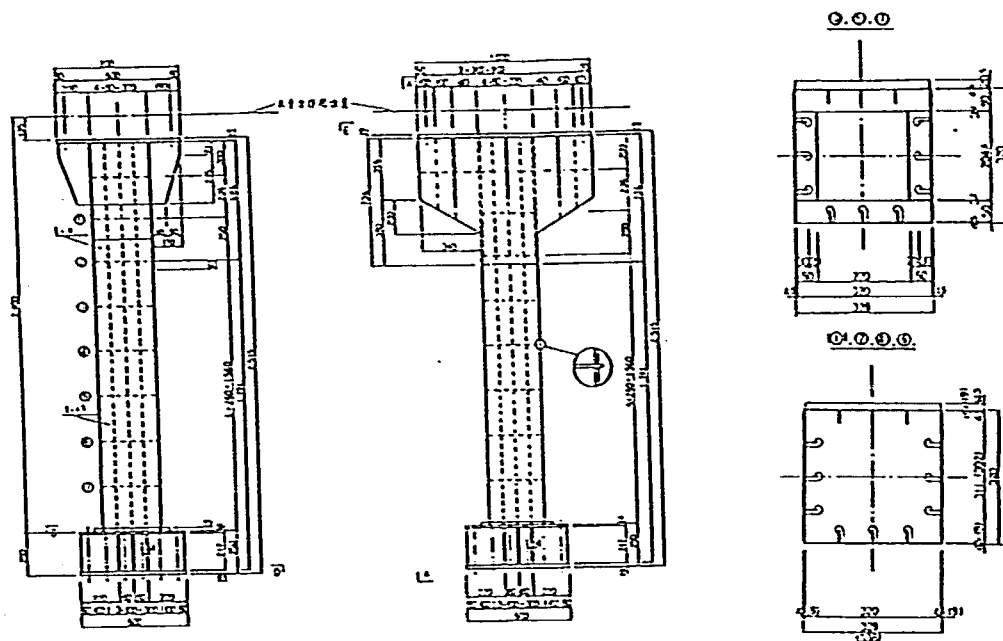


図-3 鋼製橋脚模型（小型供試体，振動台実験用）

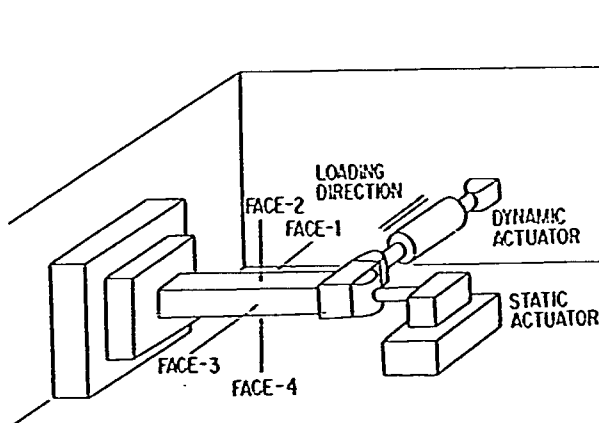


図-4 動的载荷実験状況

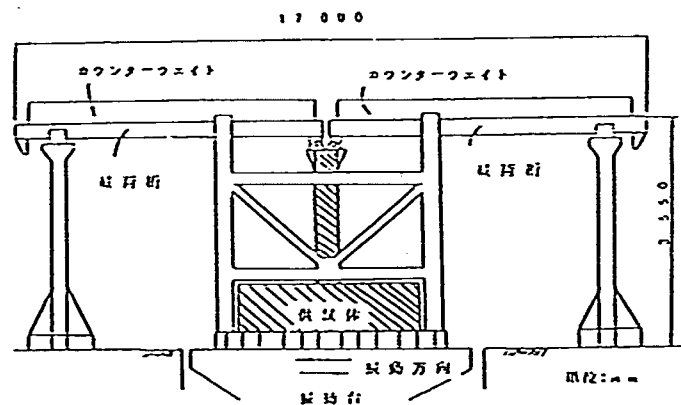


図-5 振動台実験状況

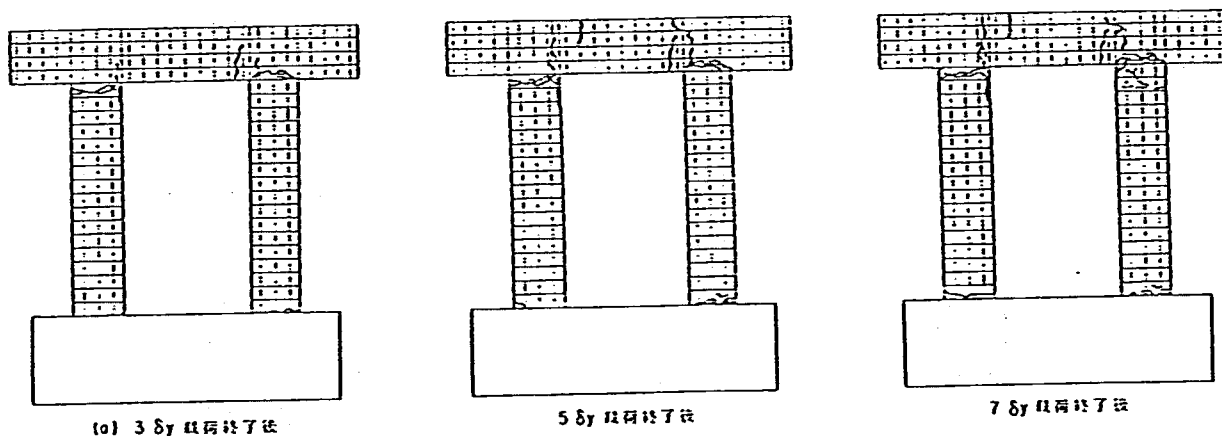
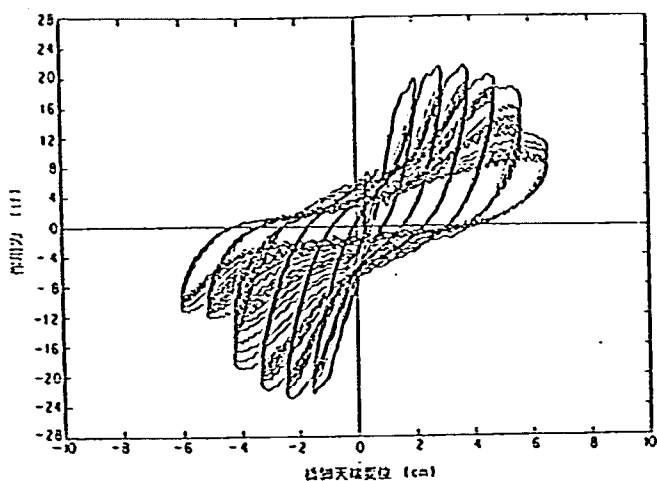
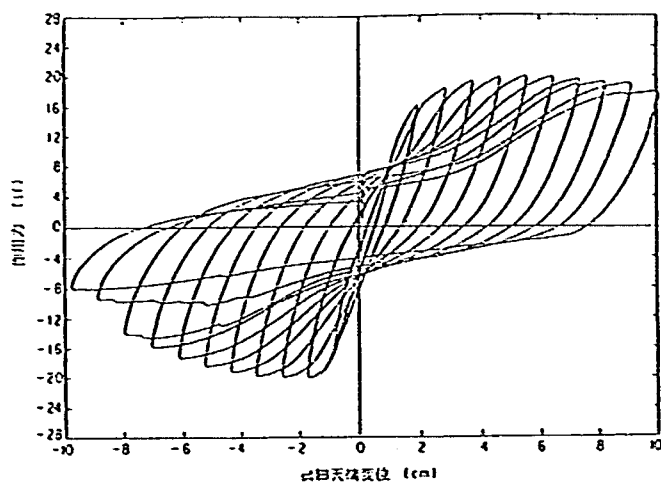


図-6 くり返し回数10回の場合の破壊状況



(a) 載荷くり返し回数10回の場合



(b) 載荷くり返し回数1回の場合

図-7 橋脚天端における作用力Pと水平変位δの関係

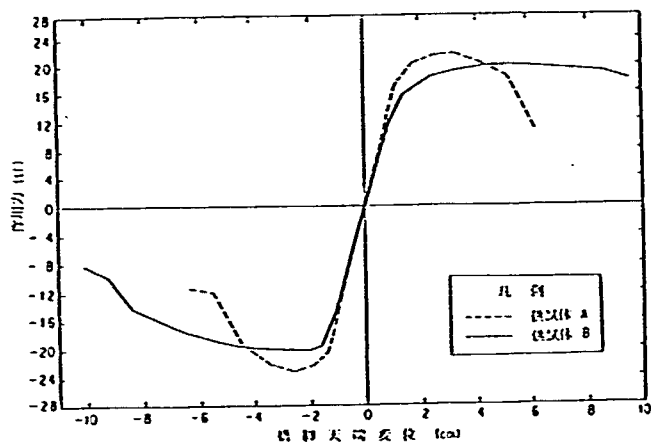


図-8 履歴曲線の包絡線の比較

表-2 地震時保有水平耐力

項 目		供試体 A	供試体 B
同一振幅での載荷くり返し回数		10	1
耐 力	① 降伏荷重 P_y	14.0 t	12.1 t
	② 最大荷重 P_{max}	22.4 t	19.8 t
	荷重比 ②/①	1.6	1.64
変形性能	③ 降伏変位 δ_y	8.9 mm	9.1 mm
	④ 終局変位 δ_u	58.0 mm	59.9 mm
	じん性率(④/③)	6.5	10.9

表-1 供試体の特徴

供試体 番号	断面寸法 (mm×mm)	実験方法	横リブ ピッチ(mm)	縦リブ 本数(本)	縦リブ 形状	中埋めコンク リートの有無	供試体の 材質	降伏荷重 (tf)	降伏変位 (mm)	全塑性荷重 (tf)
S-13	0.8×0.8	動的載荷実験	300	5	I型	無	SM50	59.4	62.1	74.6
S-14	0.8×0.8	動的載荷実験	680	5	I型	無	SM50	59.4	62.1	74.6
S-15	0.8×0.8	動的載荷実験	390	5	I型	無	SM50	59.4	62.1	74.6
S-16	0.8×0.8	動的載荷実験	390	5	I型	有	SM50	59.4	62.1	74.6
S-17	0.8×0.8	動的載荷実験	390	5	T型	有	SM50	59.4	62.1	74.6
S-18	0.8×0.8	動的載荷実験	390	4	I型	無	SM50	57.4	62.0	71.8
S-19	0.32×0.32	動的載荷実験	260	3	I型	無	SS41	6.5	16.4	8.3
S-20	0.32×0.32	動的載荷実験	260	3	I型	有	SS41	6.5	16.4	8.3
S-21	0.32×0.32	振動台実験	260	3	I型	無	SS41	6.5	16.4	8.3
S-22	0.32×0.32	振動台実験	260	3	I型	有	SS41	6.5	16.4	8.3

表-3 材料試験結果

		降伏荷重 (kgf)	最大荷重 (kgf)	降伏ひずみ (μ)	降伏応力度 (kgf/cm ²)	弾性定数 (kgf/cm ²)	備 考
大供 型試 体	t = 4.5mm	4971	6848	2313	4063	1.758×10^6	SM50 ｸﾞｲｯﾌﾟﾏ
	t = 6.0mm	9750	13700	2086	3935	1.887×10^6	SM50 縦ﾌﾞﾙ
	t = 10.0mm	15750	22560	2239	3846	1.729×10^6	SM50 ｸﾞｲｯﾌﾟ・ﾌﾞﾙ
小供 型試 体	t = 3.2mm	1933	3015	1635	2578	1.600×10^6	SS41 ｸﾞｲｯﾌﾟﾏ・縦ﾌﾞﾙ
	t = 4.5mm	2612	4031	1540	2418	1.594×10^6	SS41 ｸﾞｲｯﾌﾟ・ﾌﾞﾙ

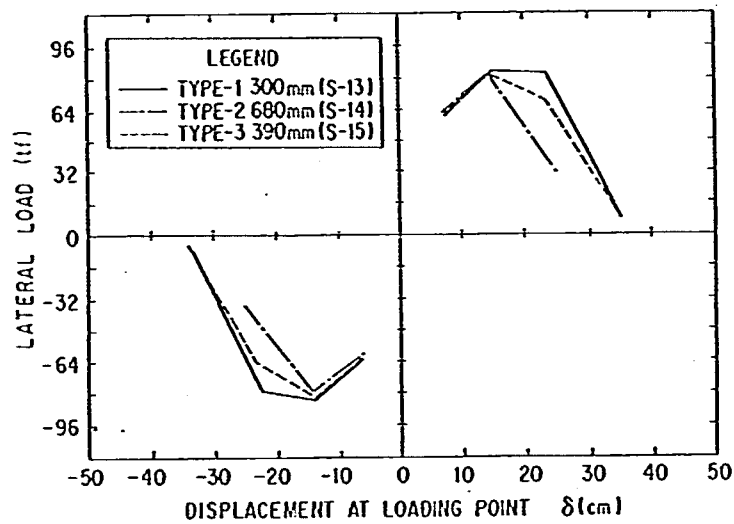


図-9 S-13, 14, 15供試体の荷重～変位履歴曲線の包絡線

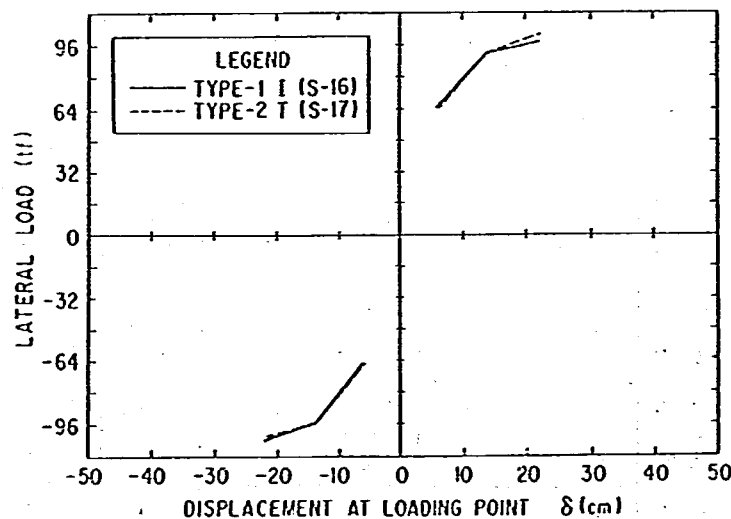


図-10 S-16, 17供試体の荷重～変位履歴曲線の包絡線

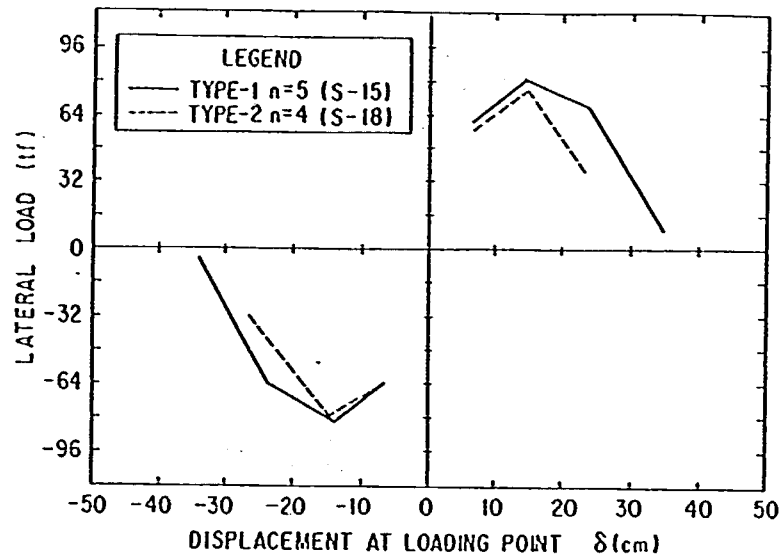


図-11 S-15, 18供試体の荷重～変位履歴曲線の包絡線

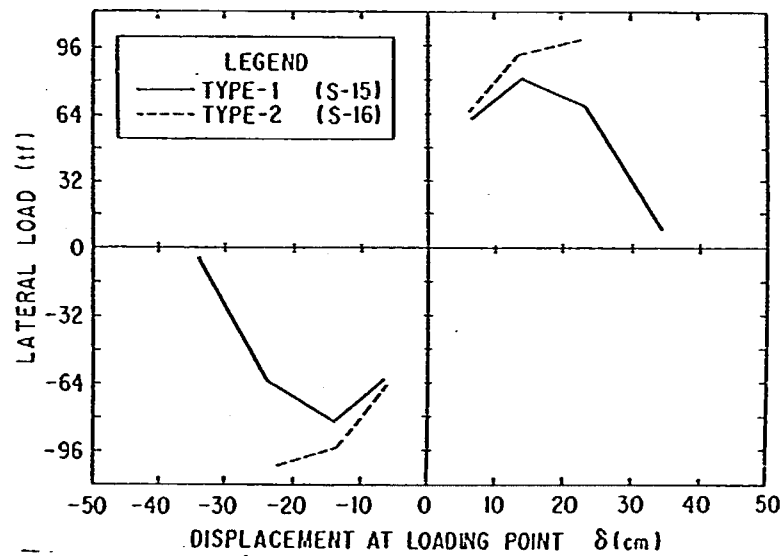


図-12 S-15, 16供試体の荷重～変位履歴曲線の包絡線

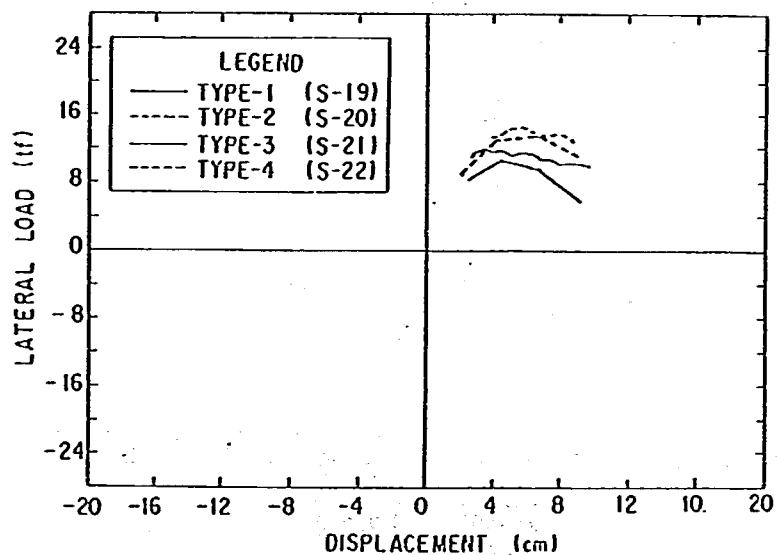


図-13 S-19～22供試体の荷重～変位履歴曲線の包絡線

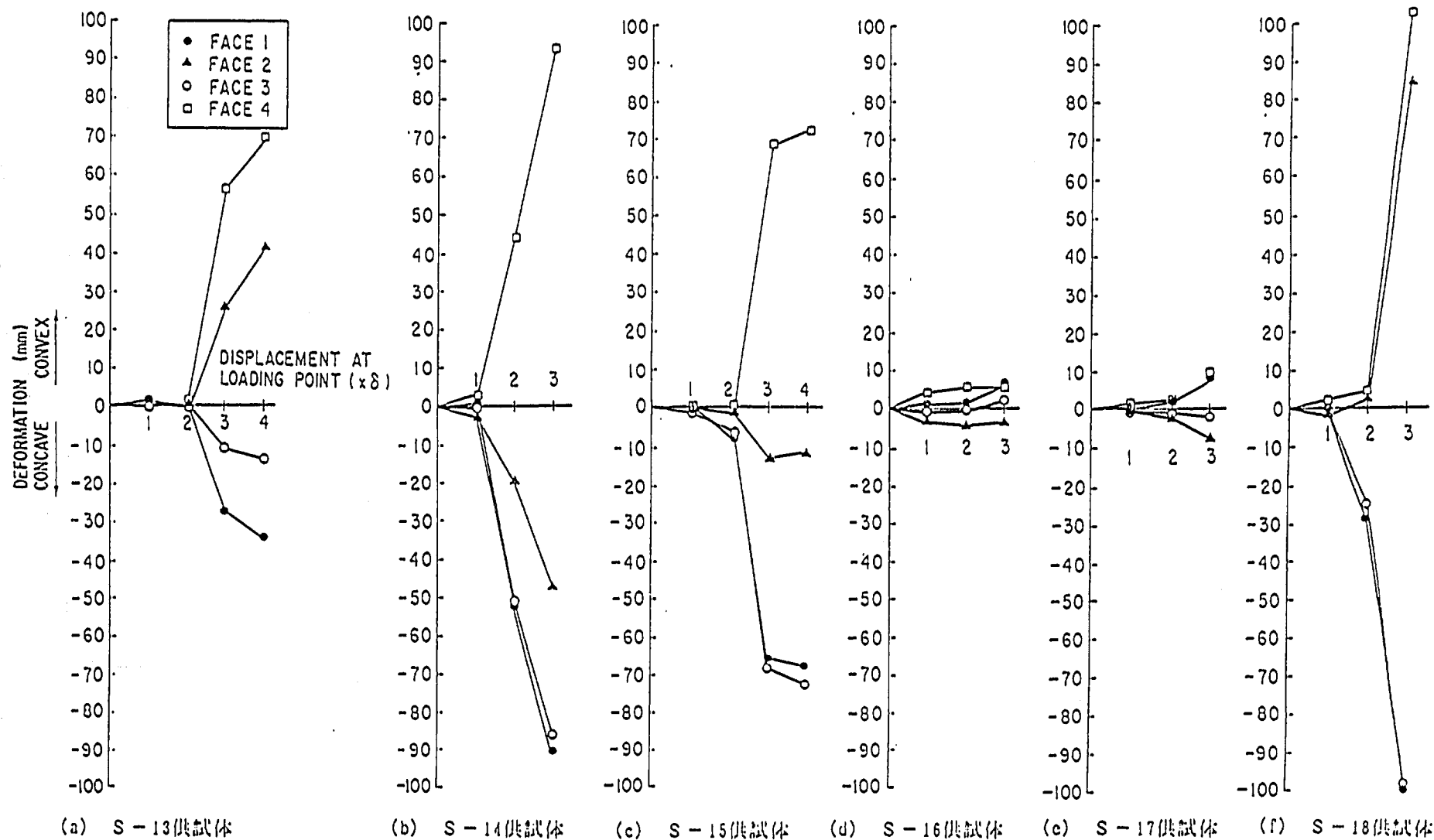


圖-14 面外變形進行狀況

平成元年度耐震研究室調査
試験研究成果概要報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2889号
平成2年7月(1990)
地震防災部耐震研究室
川島 一彦・長谷川金二・運上 茂樹
杉田 秀樹・加納 尚史・吾田 洋一
長島 博之・飯田 寛之・森 頼子

要 旨

平成元年度に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地震設計、地震災害の予測手法と軽減対策、構造部材の動的耐力、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：地震災害、ライフライン施設、地下施設、下水道施設、交通機能、道路施設、RC橋脚、鋼製橋脚、シールドトンネル、斜張橋、都市トンネル、耐震補強、剛体基礎、耐震設計、免震構造、震災復旧

○

郵便はがき

切手をは
て下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
耐震研究室
御中

No. 100

No. 100

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第2889号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

㊟

土木研究所資料第2889号

○

平成元年度耐震研究室調査試験研究成果
概 要 報 告 書