

Title	屋外通信設備の地震時挙動と耐震性に関する研究(Dissertation_全文)
Author(s)	中野, 雅弘
Citation	Kyoto University (京都大学)
Issue Date	1991-03-23
URL	http://dx.doi.org/10.11501/3053074
Right	
Type	Thesis or Dissertation
Textversion	author

屋外通信設備の地震時挙動
と耐震性に関する研究

1990年10月

中野雅弘

目 次

第1章 緒 論	1
1.1 概説と研究の目的	1
1.2 本研究の概要	2
第2章 通信土木設備の概要と被害例	5
2.1 通信土木設備の概要	5
2.1.1 管路設備	5
2.1.2 マンホール設備	10
2.1.3 ハンドホール	13
2.1.4 とう道	13
2.2 過去の地震における被害状況	15
2.2.1 新潟地震における被害状況	15
2.2.2 十勝沖地震における被害状況	23
2.2.3 宮城県沖地震における被害状況	26
2.2.4 浦河沖地震における被害状況	30
2.2.5 日本海中部地震における被害状況	38
2.2.6 長野県西部地震における被害状況	56
2.3 過去の地震被害のまとめ	63
2.3.1 地震被害の概要	63
2.3.2 地震被害の分析	63
2.3.3 地震被害の設置環境と復旧	64
参考文献	66
第3章 通信土木設備の地震時挙動観測	68
3.1 はじめに	68
3.2 地震時挙動観測システムの概要	68
3.2.1 地震観測地点	68
3.2.2 観測システムの構成	69
3.2.3 各地の観測システム	70
3.3 観測結果と考察	73
3.3.1 地下管路	73

3.3.2	とう道	78	5.5	まとめ	128
3.3.3	橋梁添架管路	92	5.6	あとかき	129
3.3.4	とう道管路分岐管	95		参考文献	130
	参考文献	97			
第4章	電柱基礎地盤の液状化実験	98	第6章	屋外通信設備の地盤変状対策の整理	132
4.1	はじめに	98	6.1	地盤変状対策の関連技術動向	133
4.2	目的と概要	98	6.2	設備別地盤変状対策	136
4.3	実験方法	99	6.2.1	工法選定の方針	136
4.3.1	計測項目	100	6.2.2	管路	136
4.3.2	模型と実物との相似則および模型材料	101	6.2.3	マンホール	138
4.3.3	実験設備と実験条件	102	6.2.4	とう道	140
4.4	実験結果	103	6.2.5	電柱	140
4.4.1	単一系の電柱と地盤	103	6.3	まとめ	143
4.4.2	電柱-地盤全体系	104		参考文献	145
4.5	考察	108	第7章	屋外通信設備の地盤変状時の応答解析	146
4.5.1	共振特性と応答変位	108	7.1	地盤変状の予測	147
4.5.2	液状化特性	108	7.1.1	既往の地震による地盤変状	147
4.6	まとめ	111	7.1.2	地盤変状量の予測	157
4.7	あとかき	111	7.2	地盤変状と屋外通信設備の挙動	165
	参考文献	113	7.2.1	管路設備	166
第5章	地下マンホールの液状化実験	114	7.2.2	とう道設備	168
5.1	目的と概要	114	7.2.3	管路内ケーブル	170
5.2	実験方法	114	7.3	通信土木設備の定量的耐震性	171
5.2.1	模型と実物との相似則および模型材料	114	7.3.1	検討フロー	171
5.2.2	実験設備と実験条件	117	7.3.2	波動入力の決定手法	172
5.3	実験結果	118	7.3.3	解析モデル	175
5.3.1	単一系の地盤	118	7.3.4	地震時外力の設定	179
5.3.2	マンホール-地盤全体系	119	7.3.5	各地震外力に対する応答解析	181
5.3.3	マンホールの浮上と砂の側方移動	122	7.4	通信土木設備の損傷確率の算定	193
5.4	考察	125	7.4.1	損傷確率の算定手法	193
5.4.1	共振特性と応答変位	125	7.4.2	設備耐力の限界値	194
5.4.2	液状化特性	125	7.4.3	損傷確率の算定	196
			7.5	地下ケーブルの定量的耐震性	200

7.5.1	マンホール内接続点の耐震性	200
7.5.2	損傷実験	203
7.5.3	損傷確率の算定	208
7.6	まとめ	211
	参考文献	213
第 8 章	網を構成する屋外通信設備の信頼性評価	218
8.1	電気通信設備網の信頼性のあり方	218
8.1.1	ライフラインの特徴	218
8.1.2	電気通信網としての信頼性確保の考え方	220
8.2	ネットワーク信頼性評価に関する考え方	224
8.2.1	従来の研究	224
8.2.2	ネットワーク信頼性評価方法	226
8.3	通信土木設備（管路）地震時信頼性評価	231
8.3.1	はじめに	231
8.3.2	信頼性評価のための解析モデルと適用例	231
8.4	通信ケーブルを含めた屋外通信設備への地震時信頼性評価手法（TEL-SAPP） の適用	236
8.4.1	評価手法（TEL-SAPP）の概要	236
8.4.2	評価結果の活用方法	247
8.4.3	屋外通信設備の地震時信頼性評価手法（TEL-SAPP）のプログラム概要	250
8.5	考察	259
	参考文献	261
第 9 章	結 論	263
	謝 辞	269

1.1 概説と研究の目的

1971年 ロサンゼルス市の北部郊外をおそったサンフェルナンド地震は、電力、ガス、上下水道、通信、道路などの諸施設に予想以上の被害を与えることになり、それらの機能が停止することによって、都市全域に被害が波及して市民生活に多大な影響をもたらした。この地震はいわゆる「ライフライン」という定義を地震工学の分野に定着させる契機となった。ライフラインの多くは、地中に埋設され、その構造物のもつ機能がきわめて重要であり、一箇所の被害が全体の機能低下、停止につながる。また、面的な広がりを持っているため、これらの構造物の耐震性を検討することはきわめて重要な課題であると考えられる。とりわけ地震時の災害時に電気通信が果たすべき役割は大きく、その途絶は大きな社会的パニックを招き、新しい都市型情報災害をもたらすと指摘されている。

この中で、電気通信サービスを提供する施設は、主に地下に埋設されており、他のライフライン施設のガス、水道、電気等の耐震性と類似点はあるものの、電気通信設備特有の構造もあり、その耐震性を検討することは意義がある。また、地下に埋設されているため、設備周辺が地盤に取り巻かれており、線状に長く、かつ重量も小さい。そのため、その耐震性は地盤と構造物の相互作用よりも、地盤自体の挙動に左右される面が多い。

そこで、土木構造物に対する震度法、修正震度法などの加速度を中心とした考え方と違って、地震時の地盤の変形を構造物に作用させる考え方によって、従来より、1974年に策定された石油パイプライン技術基準における基本的設計概念をはじめ、1977年沈埋トンネル耐震設計指針、1977年新耐震設計法（案）、1979年水道施設耐震工法指針、1982年ガス導管耐震設計指針（案）などが検討されてきている。

さらには、1964年新潟地震をはじめとして、1982年浦河沖地震、1983年日本海中部地震においては、地盤の側方移動、沈下、亀裂といった地盤変状により地下構造物が大きな被害を受けてきている。特に砂質地盤における液状化現象による屋外通信設備の被害は甚大であり、都市ライフラインの地震防災における重要な課題の一つとして、地盤変状が地下構造物に与える影響の究明とそれに基づく耐震対策、耐震性評価の研究が進められてきた。

本研究でとりあげた屋外通信設備である通信土木設備の中で設備量の多い地下管路は、ガス施設や水道施設と同じく線状構造物ではあるが、通信ケーブルを収容する管であること、異種材料を含んだ多条多段の管路布設形態であること、マンホール取付部や管路継手部が特殊構造であることなど、他の地下埋設設備と異なる点が多い。

本研究の目的は、地震時における屋外通信設備の挙動を解明するとともに、それらを分析し合理的な耐震対策工法を検討の上、地震時の屋外通信設備の信頼性を定量的に評価する方法を提案することにある。そこで、屋外通信設備について従来の主要な地震被害例の調査結

果を分析し、その原因を解明するとともに（2章）、地震時挙動現地観測結果について考察を加え、地震時挙動の特徴を明らかにした（3章）。また、屋外通信設備被害の最も大きな要因である地盤変状の中の液状化現象をとらえ、その再現実験を試みて設備の挙動の解明と特性について考察を加えるとともに、設備に対する有効な耐震対策工法を整理した（4～6章）。さらに、地盤変状について既往の地震より、そのメカニズムを明らかにし、定量的に予測する方法を用いて地盤変状時の屋外通信設備の挙動を解明するとともに、地盤変状を含めた地震時外力に対する設備の耐震性を定量的に把握するために損傷確率の算出を行なった（7章）。そして、算出された損傷確率を用いて、電気通信設備をネットワークとしてとらえ、耐震性を定量的に評価する方法を紹介している（8章）。

1.2 本研究の概要

本研究の概要を各章ごとに述べると以下ようになる。

第2章においては、本研究の対象である屋外通信設備の中で、主に通信土木設備を例にとって検討を進め、その設備の概要と被害例について述べている。まず、設備の概要では管路、マンホール、ハンドホール、とう道に大別し、それぞれについてその構造、材質を述べ、その特徴を明らかにした。さらに近年発生した主な地震による通信土木設備の被害について、全般的な特徴について分析するとともに、過去の主要な地震である1964年新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震、1982年浦河沖地震、1983年日本海中部地震、及び1984年長野県西部地震のそれぞれについて、その被害の状況及び特徴を述べ、被害の原因についても分析し、考察を行なっている。

第3章においては、屋外通信設備である通信土木設備の地震的信頼性を検討するために、設備種別ごとに実地盤での地震時挙動を把握するために行なった地震時挙動観測結果について述べている。まず、3.2では観測システムの概要について、観測地点、観測システムの構成、および各観測地点ごとの観測対象物、観測項目を述べている。さらに3.3では観測によって得られた記録データについて地下管路、とう道、橋梁添架管路、とう道分岐管ごとにその分析を行ない、解析値との比較を行なうことにより、それぞれの設備の挙動の特徴を解明しようとした。

第4章においては、電気通信設備の内、過去の地震時の液状化現象により被害を受けている電柱について、振動台を用いた模型再現実験を行ない、電柱の挙動を明らかにするとともに、各種計測を行なうことにより、基礎地盤の液状時の特性を明らかにした。4.2では実験の目的と概要を述べ、4.3では、実験方法について、計測項目、模型と実物との相似則および模型材料、それに実験設備とその条件について述べた。4.4では実験結果について、単一系の電柱と地盤、電柱－地盤全体系に分け、結果を述べた。4.5では、考察として、各種対策を施した電柱－地盤の動的相互作用により生ずる現象を把握するために、共振特性

とその応答変位の結果を述べた。また、液状化特性について、過剰間隙水圧、応答加速度、沈下特性をまとめ、各種対策時の電柱の沈下と傾斜に対する防止効果について述べた。

第5章においては、第4章と同様の模型再現実験によりマンホールの液状化時の挙動についてその特性を把握するとともに、各種対策を施した場合の効果について論じた。5.2では実験方法について、第4章と同様に模型と実物との相似則および模型材料、実験設備とその条件について述べた。また、5.3では単一系地盤とマンホール－地盤全体系の場合の実験結果について述べるとともに、マンホールの浮上と砂の側方移動の状況についても分析し、その関係を検討した。

5.4では考察として、まず共振特性と応答変位について比較検討し、液状化特性については、過剰間隙水圧の変化、応答加速度の深度別分布の経時変化等について分析するとともに、浮上現象と砂の側方移動量の関係についても考察を加えた。また、液状化防止対策の効果についても検討を行なった。

第6章においては、屋外通信設備の地盤変状対策について、過去の地震被害例及び液状化再現実験の結果により、その望ましい対策案について整理したものである。まず、6.1では各対象構造物について効果的な対策工法の抽出、選定を図るため、地盤変状に係わる関連技術の動向を調査した結果を述べた。6.3では設備別の地盤変状対策工法の選定にあたってその方針を述べ、さらに管路、マンホール、とう道、電柱別に、各種工法の特徴、実施例を比較し、最適な工法を選定する上での要因を説明した上で総合評価を行なった。

第7章においては、既往の大地震において、屋外通信設備に大きな被害を与えている地盤変状の内、液状化による永久変位（側方流動）、軟弱地盤における沈下・地割れ、盛土部の沈下・地割れ等についてそれぞれ、既往の地震被害例を分析し、そのメカニズムを明らかにし、地盤変状と屋外通信設備の挙動の関係を設備ごとに分析した。さらに、屋外通信設備の耐震性を定量的に評価するために、分類した各種設備について、応答解析のためのモデル化を行ない、地震外力を設定し損傷確率を求める手法を述べた。7.1では既往の地震による地盤変状について、そのメカニズムやパターンを分類した。特に、1983年日本海中部地震時の八郎潟干拓堤防に埋設されていたマンホールの液状化による地盤変状現象について、後日、再度の土質調査を行ない地盤性状を明らかにした。さらに、液状化解析を行ない、浮上り量と液状化発生との関係、液状化層厚と浮上り量との関係、 P_L 値と浮上り量との関係、浮上りに対する安全率と浮上り量との関係等について明らかにした。さらに、地盤変状の予測手法について一般的な手法を説明し、特に通信土木設備に対する変状量の予測手法については、浜田らにより、1983年日本海中部地震における能代市および1964年新潟地震における新潟市の調査結果に基き定量化された、地震時の水平方向永久変位量を求める式の適用性について説明した。

また、軟弱地盤については、既往の地震により、沈下層厚により沈下量を算出する考え方

第2章 通信土木設備の概要と被害例

を紹介した。7. 2では、地盤条件別に地震外力となる地盤変状量が想定された時の屋外通信設備の動きを算出し、耐震性を評価するために、まず、主な通信土木設備の内、管路設備（一般管路部、構造物際管路部）、とう道設備（開削、シールドとう道）、及び線路設備である管路内ケーブルについてそれぞれの構造の種類、形態を説明した。7. 3では、通信土木設備の定量的な耐震性を求めるための検討フローを説明し、さらに地震時外力の設定の方法を述べた。まず、地震波動では入力に幅が想定されるため設備の応答値にある分布が考えられる。そのために、日本各地で実観測された強震波形より、平均と分散を定めた速度応答スペクトルを入力に用い、応答値の分布を求めた。また、波長については波長の調和平均により決定した。地盤変状では、液状化による浮上、鉛直変位、水平変位のそれぞれの量を、管路、とう道設備に対して設定した。

さらに、解析に用いる地中構造物の地震時非線形応答解析が可能なプログラム（BRAUL）について説明した。次に、各地震時外力に対する解析モデル、地盤モデル、各設備の継手特性値を説明した。7. 4では、7. 3で設定した解析モデルを用いて、各設備の継手特性、地盤ばね特性を考慮した応答解析により、損傷確率の算定方法について述べた。7. 5では、管路内ケーブルの損傷確率の算定のために行なったケーブル損傷地上実験の方法及び、その結果について述べた。7. 6では第7章の研究結果と考察をまとめて述べた。

第8章においては、屋外通信設備を網としてとらえその信頼性評価についての考え方を述べ、さらに、7章で求められた屋外通信設備（管路、とう道設備およびケーブル）に対する地震時信頼度を用いた地震時信頼性評価手法（TEL-SAPP）について説明するとともに、実際の屋外通信設備に適用した例を紹介している。8. 1では、網としてとらえた電気通信設備の特徴、構成を説明し、地震を中心とした災害に対する対策の基本的考え方、現状について述べている。8. 2では、ネットワークの信頼性評価の考え方について従来の研究例、考え方を紹介している。8. 3では、通信土木設備の内、管路設備について波動、液状化による浮上、沈下等の地震時外力を受ける時の被害予測方法の概要と、実際の適用例として、日本海中部地震により被害を受けた秋田県能代市内の管路被害に適用し、その検証結果を述べた。8. 4では、管路設備のみでなくとう道設備、管路内ケーブルを含めた屋外通信設備の信頼性評価が可能な地震時信頼性評価手法（TEL-SAPP）について、その手法の概要及び評価結果の活用方法を説明するとともに、プログラムの概要についても説明した。

最後に、第9章においては、本研究で得られた結論を列記し、今後に残された問題や展望について言及した。

2.1 通信土木設備の概要

電気通信設備の中で屋外に設置されて、通信サービスを提供する設備を屋外通信設備と呼ぶが、情報その他を伝達する通信ケーブルを収容又は架設する設備（通信土木設備）と通信ケーブル及びその周辺の設備（通信線路設備）から構成されている。それらの関係は図2-1のようになる。通信土木設備とは主に地下に通信ケーブルを収容する設備のことで管路、マンホール、とう道、それに地上に設置されているか橋梁添架管路を示す。

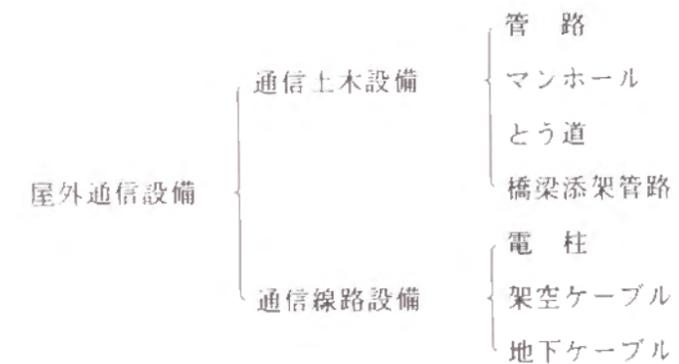


図2-1 屋外通信設備における通信土木設備

2.1.1 管路設備

(1) 管路の構造

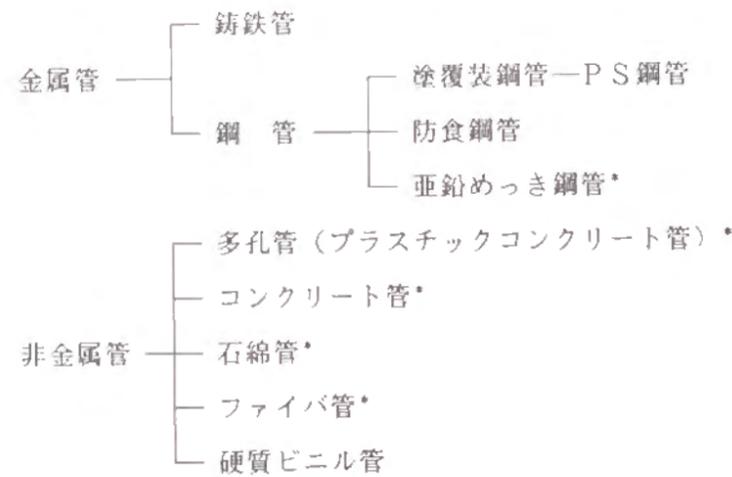
管路は主として内径75mmのものを使用し、昭和63年度末で約61万kmに及んでいることを考えると、この内径の管路の布設は非常に重要な意味をもっていることになる。特に大都市においては道路交通の激化、道路舗装の高級化によって土木設備工事はますます困難かつ高価なものとなる傾向にあるため、これら設備の有効利用を図ることが強く望まれている。

管路はケーブルの布設路であるとともに、その保護を主要な使命としているため次の条件を具備することが必要となる¹⁾。

- (イ) 地下に埋設されるため自動車荷重、土砂荷重に耐えること
- (ロ) 地下に長期間埋設されても腐食による強度低下が少ないこと
- (ハ) ケーブルを引き込むときケーブルとの摩擦抵抗が小さく、長スパンの設定が可能なこと
- (ニ) 値段が安いこと

(ホ) 建設しやすいこと

また、現在までに使用されている管路の種類を図2-2に示す。



注 *印は現在使用されていない。

図2-2 管路の種類

このなかでも鋳鉄管の歴史は古く、明治29年東京銭瓶町（現在の大手町）電話局から浪花町分局までの約2kmの区間で、長さ9フィート、内径3インチの輸入鋳鉄管を地表下90~150cmの位置に1条布設したのが最初である。その後、鋳鉄管は高価であったため、陶管、陶製トラフ、コンクリート管、石綿セメント管などが管路工事の経済化を図るため採用された。しかし、これらの管は剪断力に弱く、軟弱地盤に不適当なため、普遍性がなく、また大正12年の関東大震災においても大きな被害を受けたこともあり、その後あまり使用されなくなった。鋳鉄管は、以来昭和30年ごろまで地下管路を中心として使用されてきたが、強度、作業性がより優れたジュート巻鋼管が昭和28年に、経済性、作業性の優れた硬質ビニル管が昭和41年に本格導入されたため、鋳鉄管の適用領域は狭められた。しかし、鋳鉄管は電磁誘導に対する遮蔽効果がよいことから、交流電気鉄道や超高压送電の増加に伴い、昭和44年、素材をねずみ鋳鉄からダクタイル鋳鉄に変更して、強度、電気的特性、作業性の向上を図ったダクタイル鋳鉄管が開発され導入された。

鋼管は、当初、ジュート巻鋼管が使用されていた。しかし、ジュートが生産地インドからの入手が困難になったこと及び接続部分の防食方法、作業性等も問題となりこれらの改良が必要になった。このためジュートをビニロンクロスに代えるとともに、接続部分についてはソケット及び伸縮継手の材質を可鍛鋳鉄とした塗覆装鋼管が昭和40年に開発された。更に昭和46年には、製造能率、耐腐食性、作業性の一層の向上を図るため鋼管外面被覆のプラスチック化の検討が行われた。その結果、保護層ポリエチレン、防食層ポリエチレンなど4層構成としたP S鋼管が、昭和50年より本格導入された。

一方、電信電話拡充5ヶ年計画により、大量の工事が実施されることになったか、なかでも地下管路の設備数は飛躍的に伸びてきたため、低価格管路の開発が強く要望され種々検討の結果、硬質ビニル管が採用された。硬質ビニル管は、従来の金属管に比べて耐食性に優れ、ケーブル布設の際の摩擦抵抗が小さく、軽量で作業性がよく、しかも価格が安いなど多くの長所があり、多く使用された。それぞれの管路に使用されている材料は表2-1の通りである。

表2-1 各管種の物理特性

項目	単位	硬質ビニル管	鋼管	ダクタイル鋳鉄管	鋳鉄管	
管体材質		重合度1.050±50	JISG 3452 SGP	JISG 5502 FC 40	JISG 5501 FC 20	
比重		1.38	7.35		7.2	
抗張力	kg/cm ²	500以上 (550~600)	3,000以上 (4,000)	4,000以上 (4,000~4,500)	2,000以上 (2,000~2,500)	
破壊伸度	%	30~100	30以上	3~10	0~1	
弾性係数	kg/cm ²	2.3~2.7 × 10 ⁴	2.1 × 10 ⁵	1.5 × 1.6 × 10 ⁶	1.0~1.2 × 10 ⁵	
使用限界温度	°C	60	—	—	—	
線膨張係数		6~8 × 10 ⁻⁵	1.1 × 10 ⁻⁵	同 左	1.1 × 10 ⁻⁵	
熱膨張100m 10°C	cm	6~8	1.1		1.0	
熱応力 φ75 mm 10°C	kg	200~315	2,630		2,390	
摩擦係数		鉛に対し0.4以下 (0.21~0.32)	鉛に対し0.5以下 (0.21~0.41)	同 左	鉛に対し0.8以下 (0.48~0.72)	
75mm管	断面積	cm ²	18.27	11.21	16.78	19.35
	断面2次率	cm ⁴	187.4	101.2	166.9	192.0
	断面係数	cm ³	39.04	22.71	35.13	40.43

つぎに各種管路の変遷については、図2-3の通りである²⁾。また、それぞれの耐震性については、図2-4のようになる。

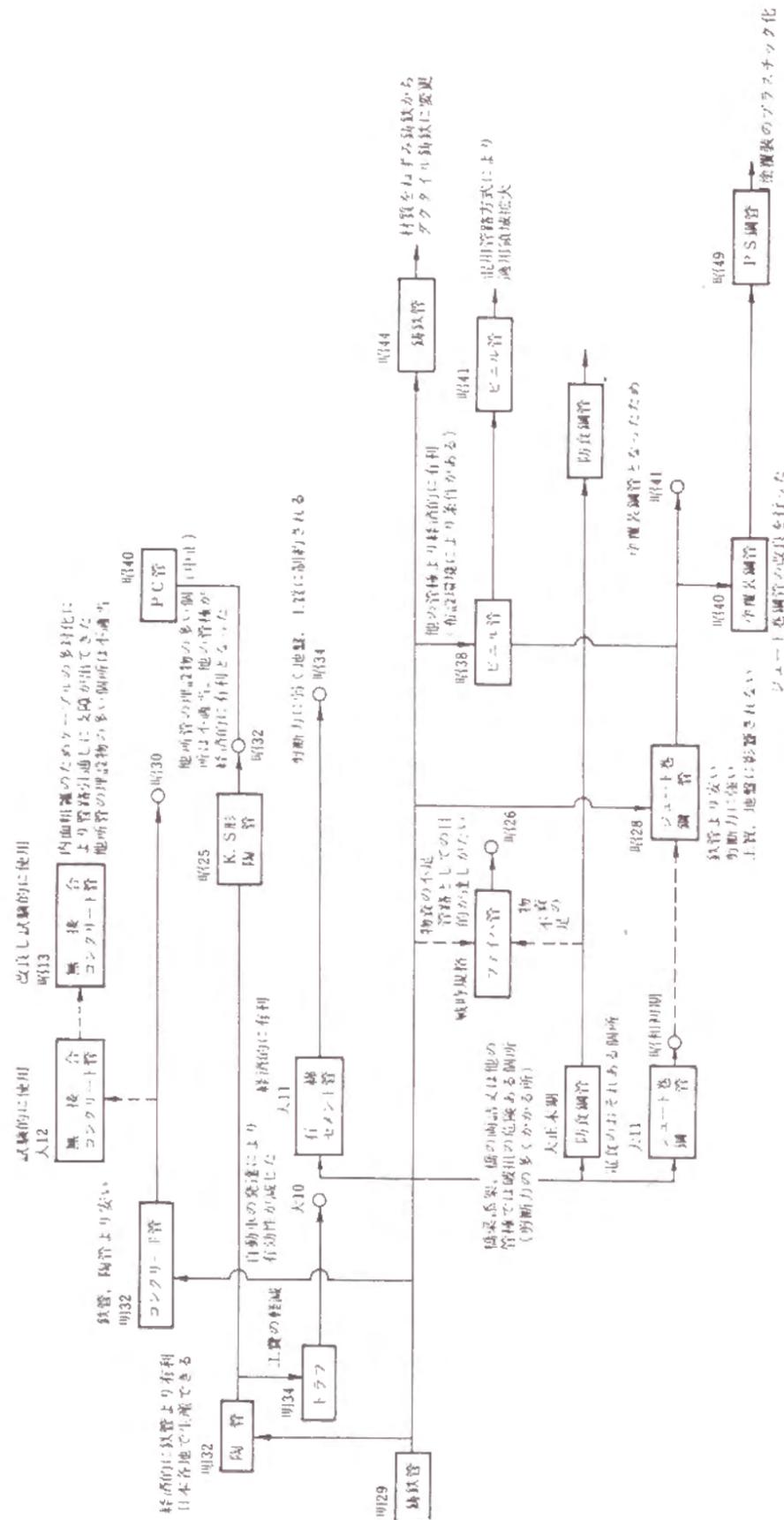


図2-3 管路の変遷

設備	明治		大正		昭和		昭和		昭和		
	30	10	15	19	20	30	40	50	50	50	
地下管路	11—SA管(シュート巻鋼管)—28—38— (管継手)→ 船コーキング 平行ねじ (M.H.取付部)→モルタル成形のみ シュート伸縮 SA伸縮										
	15—26— ファイバ管										
	40—PS管(塗覆装鋼管)—80— (管継手)→ テーパーねじ 産込継手 (M.H.取付部)→モルタル+SA伸縮 ソケット+伸縮 ダクトストリップ										
	30—鋼鉄管— (管本体)→ ねずみ踏鉄(1) 44—ダクト(1d) 50— (管継手)→ 甲ろっ型継手 スクリュー型継手 ねじ継手 産込継手 (M.H.取付部)→ モルタル成形のみ 39—44—ソケット+伸縮 産込継手										
特殊区間	11—アスベスト管(AS管)—34—(管継手) 41—V管(ビニール管)—50— 42—コンクリート管—30—(M.H.取付部)→モルタル成形のみ 産込継手 32—陶管(P管)—40—(M.H.取付部)→ タクトノケット 産込継手										
	50—改良型伸縮継手、難燃防止継手										
	特殊区間 (橋りょう、盛土区間)→										

図2-4 地下管路の変遷

(2) 管路の布設作業

一般に塗覆装鋼管と硬質ビニル管の混用で使用され、最下段に鋼管が使用されるが、土かぶりか埋設物などのために、やむを得ず浅くなる場合、スパン全長にわたって主要道路で0.8~1.0m その他の0.6~1.0m になるときは、路面荷重やすきとりなどの影響を考慮して、最上段にも鋼管が使用される場合がある。管路の並びの中心間隔は15cm、上下は密着、鋼管との離隔は5cmとしている。管相互の間隔はスペーサを用いて所定の間隔を保持する。このスペーサ(材質ポリエチレン)は所定以上の荷重が加わると挫屈破壊し、ビニール管が折損破壊しないよう強度上の配慮がなされている。これはスペーサの挫屈破壊によって埋砂がビニール管のサンドクッションとなり、管の長さ方向の曲げモーメントが非常に小さいものとなるからである。布設の一般図を示すと図2-5のとおりである。

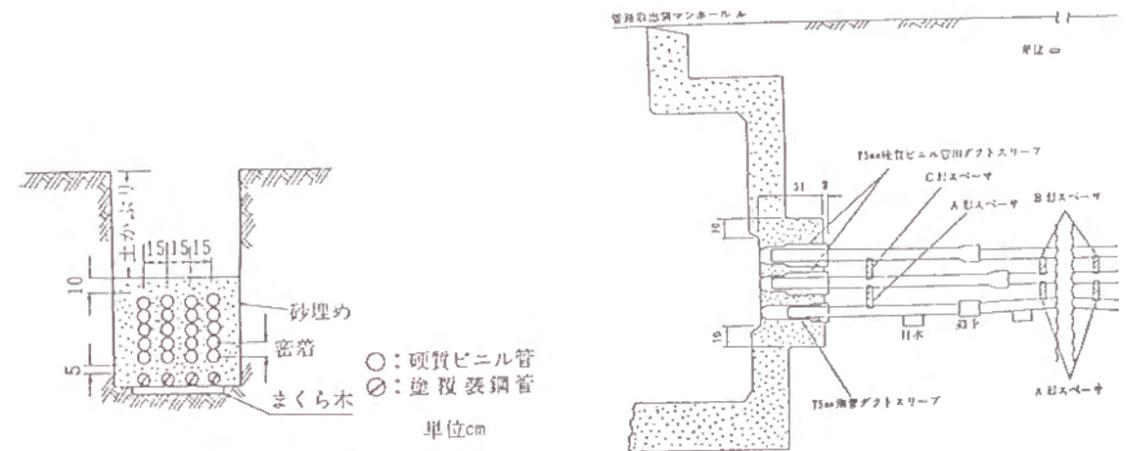


図2-5(a) 硬質ビニル管布設一般図

図2-5(b) マンホールと管路の取付

2.1.2 マンホール設備

(1) マンホールの構造¹⁾

マンホールはケーブルの布設・接続・修理あるいは機器の設置かてきる程度の地下室であるが、その最大設置間隔は、①管路とケーブルとの摩擦係数、ケーブル重量、ケーブル許容張力等によって決まるケーブル布設可能長と、②布設ケーブルをけん引するとき使用する線を導通させるための通線機の性能等を考慮して決められている。

一方、近年における道路交通事情の悪化のためマンホールの開閉作業が困難になってきていることや、経済効果の点からマンホール径間を長くすることに努力が払われてきた。その結果、昭和39年から漸次導入された硬質ビニル管や内面塗装を改善した鋼管等のケーブルとの摩擦抵抗の減少と相まって昭和44年から直線区間で250mの径間を限度とすることになった。それまでの径間はケーブル自体の布設可能長によって150mの限度が決められていたが、摩擦抵抗が減少したため主として通線機の性能によってその限度が決められるようになった。

マンホールは大別すると、マンホール本体、首部および鉄蓋から成っており、その断面図を図2-6に示し、各部の名称を示す。

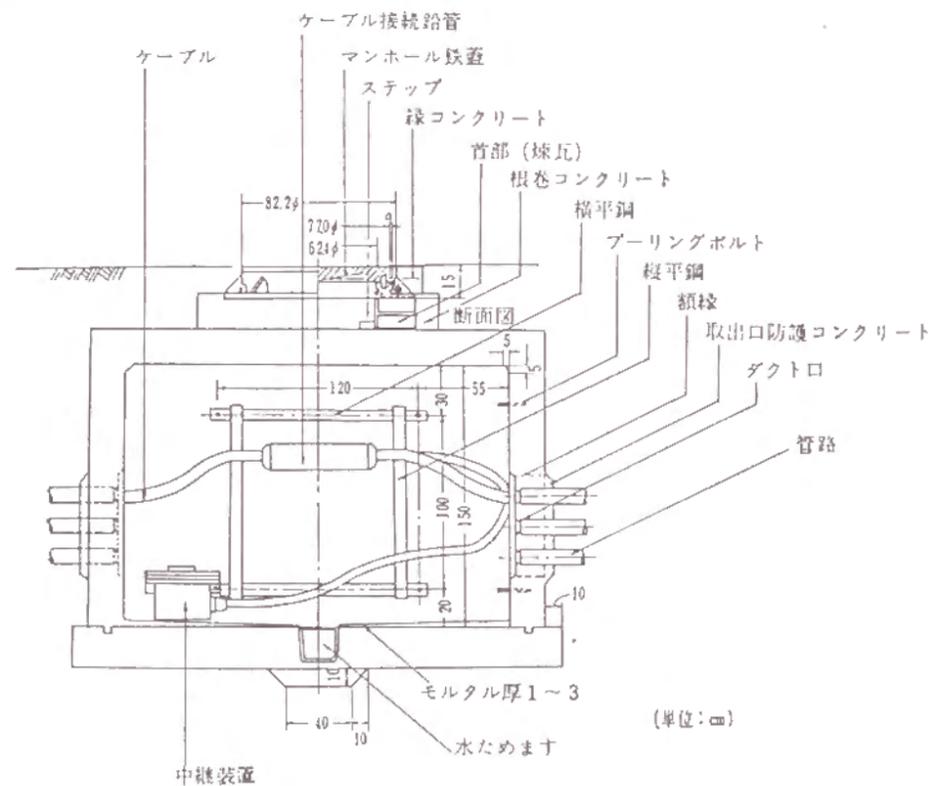


図2-6 マンホール断面図の一例

(i) マンホール鉄蓋

枠部と蓋から構成され、鋳鉄で作られる。わが国の通信用マンホールには円形のも

のか使用されている。鉄蓋は、ここから作業員が出入りできる十分な開口面積があること、道路交通、車両などの荷重に対して、かたつきや、騒音の発生もなく、かつ強度的にも安全であることなどが要求される。

(ii) マンホール首部

これはマンホール本体と鉄蓋とを結ぶ部分で、通常図のように煉瓦積みされ、根巻コンクリートが打たれるが、管路の深さによって首部の長さか決定される。したがって、この長さはさまざまである。最近の大都市のように地下埋設物が多い場合、管路の深度が大きく、首部の長さが数メートルにもなることがある。

(iii) マンホール本体の大きさか形状

管路条数、マンホール内に設置される伝送機器の有無、その大きさ、分岐の有無などによってマンホールの大きさと形状か定まり、きわめて多種類となる。分岐の有無によって、図2-7のように直線型、L型、T型、十字型とに分かれる。また、内のり寸法は、原則として表2-2のように標準化したものが使用されている。

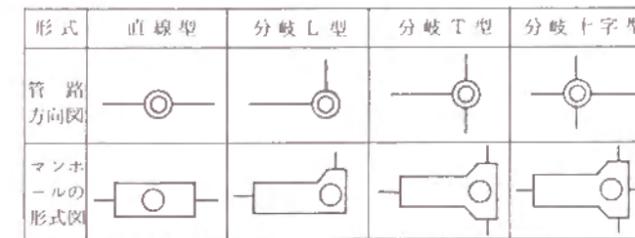


図2-7 マンホールの形式

表2-2 マンホールの内のり寸法および収容条数

区分	名称	収容条数	内のり寸法(m)			鉄蓋種別	管路配列	備考
			長さ	幅	深さ			
直線型	1号マンホール	1~4	1.5	1.0	1.2	小型	2条×2段	ダクト片側による
	2号 "	1~4	1.8	1.0	1.5	"	"	"
	3号 "	5~9	2.3	1.3	1.5	"	3条×3段	"
	4号 "	10~16	3.0	1.4	1.7	大型	4条×4段	"
	5号 "	17~24	3.2	1.4	2.1	"	4条×6段	"
	6号 "	25~35	4.0	1.5	2.2	"	5条×7段	"
	7号 "	36~48	5.0	1.7	2.6	小型	6条×8段	鉄蓋2個
	8号 "	49~60	5.0	1.7	3.0	"	6条×10段	"
分岐L型	1号マンホール	1~4	1.7	1.0	1.5	小型	2条×2段	ダクト片側による
	2号 "	"	1.9	1.0	1.5	"	"	突起部20cm出す
	3号 "	5~9	2.5	1.3	1.5	"	3条×3段	突起部30cm出す
	4号 "	10~16	3.4	1.4	1.7	大型	4条×4段	"
	5号 "	17~24	3.6	1.4	2.1	"	4条×6段	"
	6号 "	25~35	4.0	1.5	2.2	"	5条×7段	"
	7号 "	36~48	6.2	1.7	2.6	小型	6条×8段	突起部90cm出す
	8号 "	49~60	6.2	1.7	3.0	"	6条×10段	鉄蓋2個

(2) マンホールの変遷²⁾

マンホールの変遷については図2-8に示す。

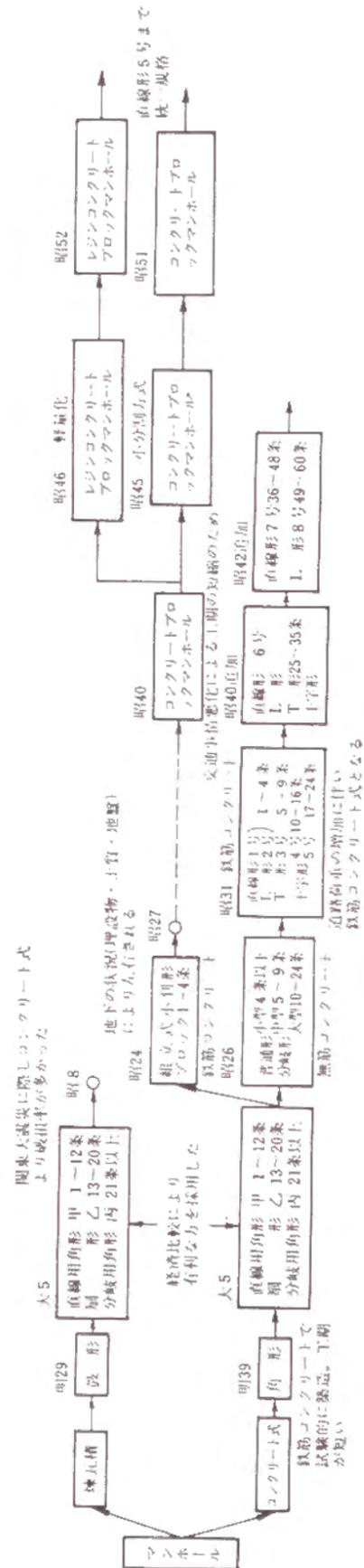


図 2-8 マンホールの変遷

2.1.3 ハンドホール

ハンドホールは図 2-9 に示す構造のもので、作業は地上から実施されるので、マンホールのような首部は存在しない。鉄蓋は矩形のものか使用される。通信用ハンドホールの現行の標準的な寸法を示す。

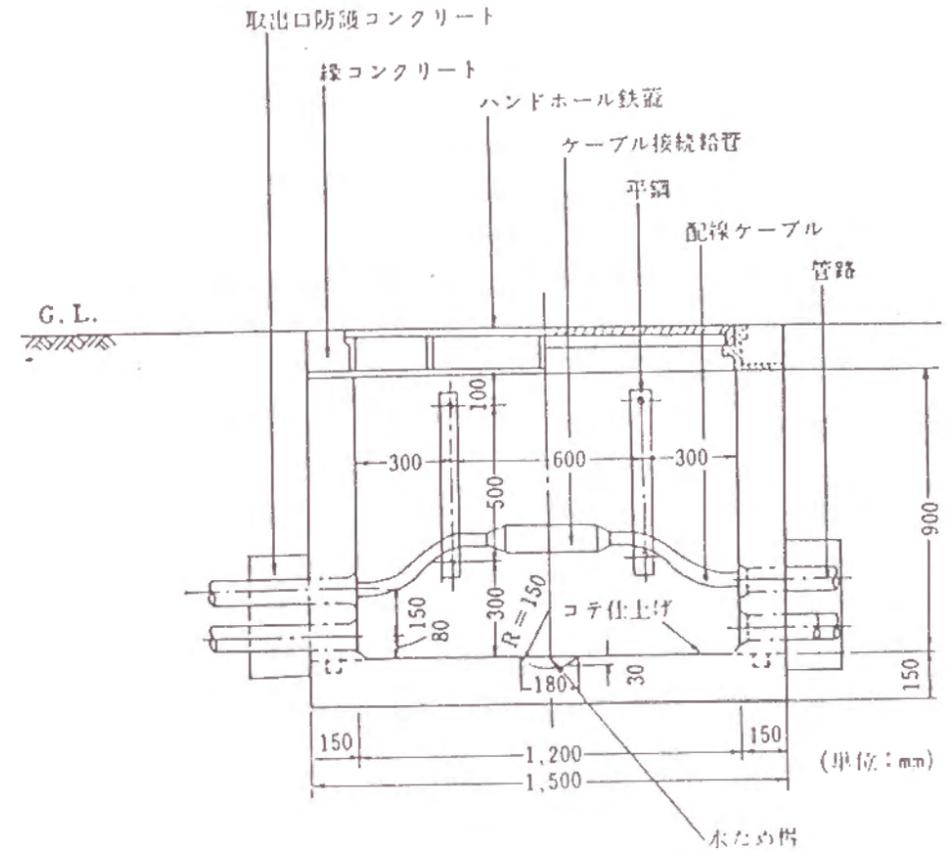


図 2-9 ハンドホールの断面図の一例

2.1.4 とう道

とう道の断面は矩形のものや円形のものがある。矩形断面は主として開削工法によるとう道であり、円形断面は主としてシールド工法によるものである。ただし、ヒューム管とう道などでは開削でも円形断面になることがある。

図 2-10 に矩形断面の場合の、図 2-11 に円形断面の場合のとう道の断面図を例示した。図のようにケーブル受金物か設置され、ケーブルが布設される。とう道には付帯的な設備として、照明、コンセント、排水などの設備が設けられる。換気は、とう道が比較的に短い場合には自然換気方式でよいが、ある程度以上長い場合は、縦流式あるいは横流式の強制換気設備が設置される。

とう道の大きさは、収容されるべきケーブル条数によって検討されるが、一般的な通信用とう道の標準は、表 2-3 のとおりである。

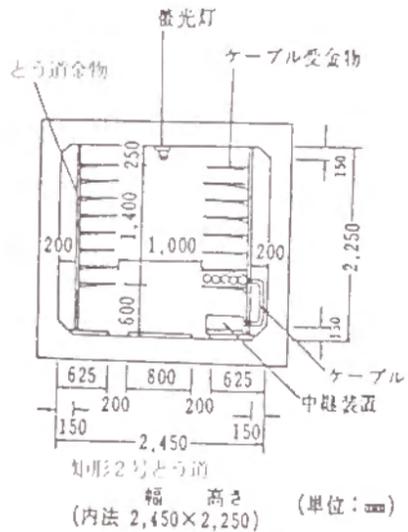


図2-10 矩形断面とう道

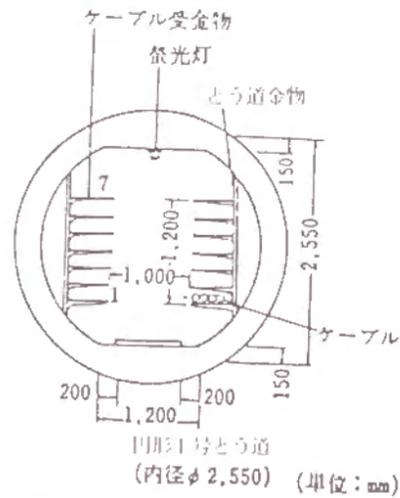


図2-11 円形断面とう道

表2-3 とう道の標準内のり寸法

(a) 矩形とう道

呼称	断面寸法 (mm)	ケーブル収容条数(条)	ケーブル受金物の配列
知形1号とう道	内のり幅×高 2,050 × 2,250	※ 41~90	5条9段2列
" 2号 "	2,450 × 2,250	41~80	" 8 " 2 "
" 3号 "	2,450 × 3,450	81~140 ※ 91~150	" 14 " 2 " " 15 " 2 "
" 4号 "	4,000 × 3,450	141~200 ※ 151~225	" 14 " 3 " " 15 " 3 "
" 5号 "	4,700 × 3,650	210~300	" 15 " 4 "

(b) 円形とう道

呼称	断面寸法 (mm)	ケーブル収容条数(条)	ケーブル受金物の配列
円形1号とう道	内径 φ 2,550	※ 41~70	5条7段2列
" 2号 "	φ 2,950	41~60 ※ 71~100	" 8 " 2 " " 10 " 2 "
" 3号 "	φ 3,950	81~140 ※ 101~170	" 14 " 2 " " 8 " 1 "
" 4号 "	φ 4,400	141~200 ※ 171~230	" 11 " 1 " " 14 " 1 " " 15 " 1 " " 15 " 2 " " 8 " 2 "
" 5号 "	φ 5,000	201~300	" 12 " 2 " " 18 " 2 "

(注) ※は中継器など配体類を設置しない場合の収容条数

2.2 過去の地震における被害状況

日本は世界有数の地震国であり、過去に多くの大地震を経験している。電気通信設備も過去の大地震で幾多の被害を受け、その教訓を踏まえて、耐震対策を実施してきた⁵⁾。

電柱に代表される架空線路設備や管路・とう道に代表される通信土木設備といった電気通信設備は、その設備数も膨大であり、地震による設備被害が電気通信サービスに多大な影響を及ぼすことから、耐震性向上が望まれる。表2-4に電気通信設備に被害を及ぼした過去の主な地震の概要を示し、次に主な地震による被害状況について述べる⁶⁻⁸⁾。

表2-4 電気通信設備に被害を及ぼした過去の主な地震

地震名	新潟地震	伊豆大島近海地震	宮城県沖地震	瀬河沖地震	日本海中部地震	長野県西部地震	
発生日時	昭和39.6.16(13:02)	昭和53.1.14(12:24)	昭和53.6.12(17:14)	昭和57.3.21(11:32)	昭和58.5.26(12:00)	昭和59.9.14(8:48)	
震源地	新潟県北陸西沖	伊豆大島近海	宮城県沖約100km	瀬河町沖約15km	能代市沖約100km	長野県西部山麓	
規模	M=7.5	M=7.9	M=7.0	M=7.4	M=7.1	M=6.8	
各地の被害	5 新潟 酒田 仙台 6 青森 盛岡 5 青森 八戸 山形	6 青森 盛岡 5 青森 八戸 山形	5 横浜 大島 4 東京 静岡 4 山形 秋田 岩手 4 宮城 福島	5 仙台 石巻 4 大船渡 福島 4 帯広 秋田 東京 4 札幌 仙台	6 浦河 5 なし 4 倶知安 帯広 4 札幌 仙台	5 秋田 盛岡 4 青森 八戸 山形 4 秋田 盛岡	6 王滝村 5 なし 5 山形 秋田 4 山形 秋田
加入電話不通数	22,417加入	4,499加入	433加入	4,031加入	250加入	1,345加入	
被害の特徴(通信土木設備)	・液状化による管路の折損、屈曲、継手破損 ・ケーブルの切断、保護管の亀裂 ・マンホールの管路取りつけ部破損	・敷設地盤、露土での同軸ケーブル損傷 ・マイクロロートの故障(TV回線の不通)	・盛土崩壊によるマンホールの傾斜 ・マンホール蓋の破損 ・盛土崩壊によるマンホールの傾斜	・盛土崩壊によるケーブルの損傷 ・盛土崩壊によるマンホールの傾斜 ・盛土崩壊によるマンホールの傾斜	・液状化による地下管路の折損 ・液状化による地下管路の折損 ・液状化による地下管路の折損	・液状化による地下管路の折損 ・液状化による地下管路の折損 ・液状化による地下管路の折損	・液状化による地下管路の折損 ・液状化による地下管路の折損 ・液状化による地下管路の折損

2.2.1 新潟地震における被害状況

(1) 被害一般

1964年6月16日に新潟県沖合で発生した新潟地震は、マグニチュード7.5であり、その被害は、新潟・山形を中心として9県に及んだ。地震発生直後には津波が沿岸各地を襲い、最大波高は2m以上であった。

この地震の特徴として、地盤の液状化があり、新潟市や酒田市などの低湿地から砂と水を噴き出し、砂が1mも堆積したところもある。地盤の液状化により、地割れ・陥没・隆起・横すべりといった地面の変形が生じて、建物や地下設備などに大きな被害を与えた。新潟市内で1500の鉄筋コンクリートの建物のうち310が障害を受けたが、3分の2は傾斜や沈下のみで上部構造物は無被害であった。

土木構築物の被害も大きかった。新潟市内の昭和橋は竣工間もない橋だったが10スバ

ンのうち5スパンが落ちた。道路は山形・新潟の沿岸地方に被害が多く、沈下・亀裂・盛土部分の破損などがあった。鉄道も各地で被害を受け、とくに新潟駅は駅舎やホームが波打ち、線路の蛇行、跨橋の落下などの被害があった。その他、新潟の港や飛行場、河川の堤防なども大被害を受けた。地盤の液状化により、地下埋設物も甚大な被害をうけ、水道管は本管、支管合わせて延長1100キロメートルうち60%が壊滅している。

(2) 電気通信設備の被害⁹⁾

この地震により、電気通信設備は各地で大きな被害を受けたが、最も大きな被害を受けたのは新潟市で、全加入者の91%が被害をうけ、中継回線・市外回線はそのほとんどが不通になった。

大被害は新潟の旧信濃川、阿賀野川の流跡ならびに現河川流域に集中しており、軟弱地盤地域外は比較的被災は少なかった。また、東北通信局管内においても13万5千人加入中、1%が被害を受けている。

表2-5 新潟通信部管内の加入者回線の被害

局名		加入者名	罹障加入者数	罹障率
新潟局	東堀 (2・3局)	10,032	10,032	100%
	東 (4局)	7,893	7,893	100%
	関屋 (6局)	4,218	2,218	53%
	計	22,143	20,143	91%
新潟局以外の局計		43,233	983	2%
新潟通信部管内合計		65,376	21,126	32%

新潟地震により被災した設備のうち、その程度のもっとも大きかったのは地下管路であり、地下管路の折損、屈曲または継手の破損等により通信ケーブルが切断または浸水したり、マンホール内で通信ケーブルの接続点がきれつを生じて浸水したりしたため、通信不能となったものである(表2-6)。

これらの管路被害は、“地盤の液状化”によるものであり、旧河川跡や河川流域といった箇所に局所的に発生している。昭和39年当時、鑄鉄管、ジュート巻鋼管、石綿セメント管が主に用いられていたが、新潟市内での管路総延長166kmのうち、79kmが被災をうけている。また、マンホールは、407個中113個が被害を受けており、管路取付部の破損と本体の傾斜が、被害数の8割を占めている。

表2-6 新潟市内の管路被害

	種別	線名数	管路	マンホール
東堀局	施設被災	16	47.0 km	120 個
		10	28.2 km	39 個
		63%	60%	33%
東局	施設被災	18	90.9 km	218 個
		12	38.4 km	63 個
		67%	42%	29%
関屋局	施設被災	9	28.0 km	69 個
		7	12.5 km	11 個
		78%	45%	16%
計	施設被災	43	165.9 km	407 個
		29	79.1 km	113 個
		68%	48%	28%

(3) 被害の分析¹⁰⁾

(i) 地下管路の被害状況

① 概要

新潟地震により被災した設備のうち、その程度のもっとも大きかったのは地下管路であり、地下管路の折損、屈曲または継手の破損等により通信ケーブルが切断または浸水し、マンホール内で通信ケーブルの接続点がきれつを生じ浸水したりしたため、通信障害を起こしたものである。

通信土木設備である地下管路は道路面下約1~1.5mに埋設されており、またマンホールの類はその基礎が深くても約3m程度であり、道路のふくれ上がり、またはかん没を伴って管路のもろいものは折損し、鋼管の類は「くの字」に曲がり、またマンホール類は首が道路面上に飛び出したり、路面下に沈下埋没したり、もしくは傾斜し管の取付口がマンホール内に飛び出したり、はずれたりという現象を起こした。

いいかえると、これらの管路、マンホール類は路面下に埋没されただけで、路面下の地盤が基礎となっているわけで、基礎地盤の上昇、かん没、または移動がそのまま構造物に損傷を与えたのである。

管路については新潟局関係とくに旧市内では、前述のとおり鑄鉄管、石綿セメント管、硬質PVC管およびトラフが使用されており、これらは戦前では鑄鉄管が主体であり、一部鋼管が布設され、戦後は鋼管が主体となり一部鑄鉄管、石綿セメント管、トラフが布設された。硬質PVC管は昭和38年度試験的に使用された。

② 鑄鉄管(表2-7)

鑄鉄管は水道管として永い歴史を持っており、通信用の地下管路材料としても古くから用いられている。戦後ジュート被覆鋼管が採用されるまで、地下管路材料の主体

をなしていたものである。鑄鉄管の設備数は全施設数165.9kmのうち52.9kmで約32%であるが、そのうち廃棄予定の2.7kmを除き26.3kmが折損あるいは接続部の抜け出し等の被害を受けている。これらの折損等を復旧工事の際調査したが、一部未確認のものもあるが、確認できたものが347スパン中182スパンで290ヶ所であった、その他のスパンについても軽微ではあるが、接続点のゆるみかあったり、また管内に上砂が充満しており使用不能であることが発見された。（注：ここでスパンとは（マンホールとマンホールの間）×条数をいう）。

③ ジュート巻鋼管（表2-8）

ジュート巻鋼管は戦前は鑄鉄管に比して高価であったため、橋梁添架部分、軌道越など管の強度を必要とする部分のみに使用したが、戦後鑄鉄管の製造能力が需要に追いつけなくなったことと、ジュート巻鋼管の量産設備の完成により、比較的廉価に入手できるようになったため、戦後とくに昭和30年以降は大幅に採用されることとなった。新潟旧市内についてみても全施設数165.9kmのうち108.1kmがジュート巻鋼管および裸鋼管である。鑄鉄管1に対し鋼管2の割合となっている。これらの施設はその98%が戦後に布設されたものである。鋼管の被災数は上記設備数に対し50.5kmであり、そのうちもっとも被災率の大きいのは関屋局管内で、施設数13.1kmに対して被災数8.6kmで、66%となっている。鋼管のもっとも多い被害は接続部ジョイントの離脱であり伸縮継手部分の抜け出しは相当あるものと思われる。確認できたものは、1033スパンのうち292スパンで、伸縮継手部離脱119ヶ所、その他の接続部離脱462ヶ所、折損箇所33ヶ所であった。鋼管の被害状況は示すとおりである。なお鋼管を使用する管路にはマンホールとマンホール間に2個の伸縮継手がそう入され、管の温度伸縮を吸収させる構造となっている。

④ 石綿セメント管

石綿セメント管は戦後資材不足のため、および鑄鉄管の製造能力不足のため使用されたもので、設備数も少ないが、そのほとんどが被災している。

⑤ 硬質PVC管

硬質PVC（ポリ塩化ビニル）管は高分子化合物製品の普及にともない、昭和38年ころから商用に供されているが新潟局管内においては関屋局有明台線に試験的に3.6km布設されたが、たまたま地震にあい耐震性がテストされる結果となった。有明台線に布設されていたが、良好地盤であったせいもあり被害はほとんどなかった。

表2-7 鑄鉄管被災状況（局別）

	設備延長（m）	被災延長（m）	被災スパン	同（確認済み）	折損等箇所
東堀局	(29 313) 29 028	20 056	271	148	231
東局	(11 865) 11 865	3 214	44	14	28
関屋局	(11 725) 10 883	3 040	32	20	31
計	(52 903) 51 776	26 310	347	182	290

注1：設備延長（ ）内は総設備延長

注2：被災スパンとはマンホール・マンホール間×条数をいう

表2-8 ジュート巻鋼管被災状況（局別）

	設備延長（m）	被災延長（m）	被災スパン	同（確認済み）	継手離脱	伸縮継手離脱	折損等
東堀局	(17 548) 15 435	8 110	132	—	—	—	—
東局	(77 490) 72 046	33 818	831	242	332	119	21
関屋局	(13 081) 11 793	8 618	70	48	128	—	12
計	(108 119) 99 274	50 546	1 033	292	462	119	33

注：設備延長（ ）内は総設備延長

(ii) 地下管路の折損および接続部の脱落について

管路の折損および接続部の脱落について空管路調査によるダクト口から管路折損箇所までの距離別分布は図2-12のとおりである。これからもうかがわれるようにMH際そして伸縮継手部分の損傷と思われるものが圧倒的である。管路の場合道路が隆起してもその下に接続点がない場合には、ほとんどがその場所で折損せず、近くの接続点で折れていた。これは管自体の強さを証明していると考えられる。なお、鑄鉄管については昔の鉛コーキングによる接続部は言うに及ばず、地震以外の折損例からみても好ましくないとと思われる。

接続方法としては割入れや曲管接続等でフランジを使用しているものもあるが、こ

これは接続金物が鋳鉄製のうえボルト締め孔がいくつもあるためか外2号、3号間および中継3号、4号MH間の例のごとくひび割れて破壊され、管路に折損を生じさせた例があり、強度的に検討を要する。

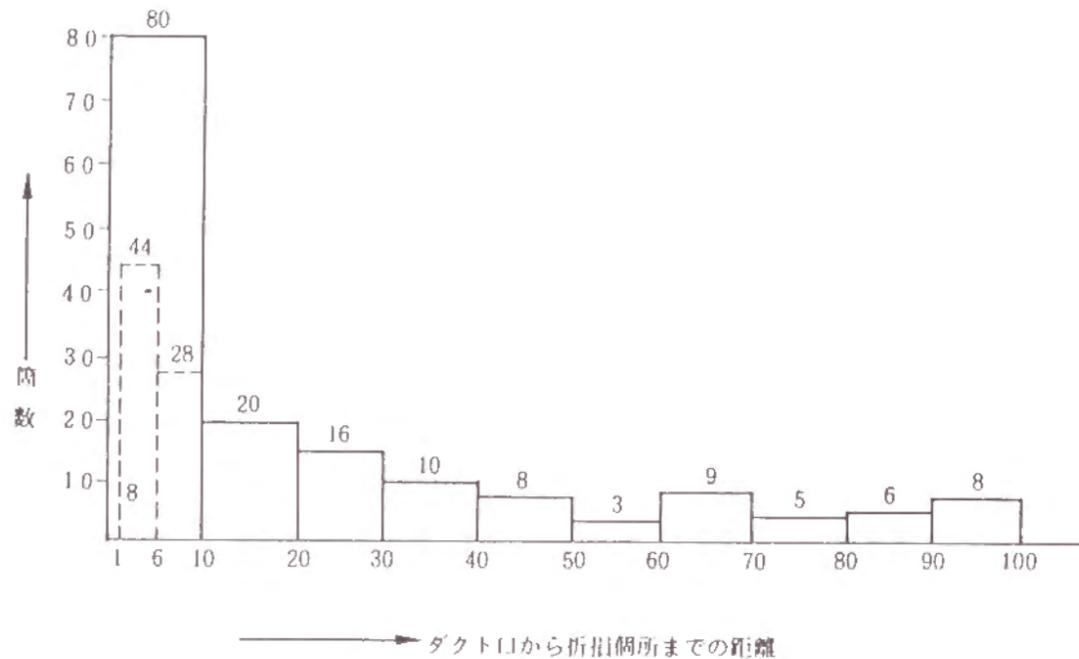


図2-12 管路折損箇所の距離別分布

(iii) マンホールの被害状況

① 概要

新潟旧市内で被災したマンホールはそのほとんどが管路取付口で破損しているが、この部分は地下管路のもっとも弱い部分である。またマンホール出入口の部分は前述のとおりれんが積となっているため、この部分の破損は止むをえないと思われる。しかしながら東堀局管内の北線には、れんが積マンホール（側壁がれんが積のもの）があったが、管路取付口が破損した程度であった。また、躯体（側壁、基礎、天井版）のきれつ、側壁と天井版のずれ、マンホール全体が左右に傾斜したもの（相当数ある）、路上へとび出したもの、または路面下へかん没したもの、位置が移動したものなどがある。

マンホールの被害を局名別種類別に示すと表2-9のとおりであるがその被災数は東局南線で設備数31個中11個、東局山ノ下線で設備数46個中27個、関屋局学校町線で設備数24個中6個となっている。

表2-9 マンホール被災状況

注：設備数（ ）内は総設備数

	施設数	被災数	管取付口破損	傾斜	壁きれつ	かん没	隆起	主部破損
東局	(120) 108	39	33	12	4	1	—	1
東堀局	(218) 170	63	51	46	9	1	1	8
関屋局	(69) 40	11	8	1	5	—	—	3
合計	(407) 318	113	92	59	18	2	1	12

マンホールについては建設年度、形式（使用材料別または寸法の大小）別に被災の程度に差異があることは認められない。

② 鉄蓋移動および首部破損

鳥屋野10号、山ノ下33号MHをはじめとして首部のつけね部分が移動もしくは破損したり、鉄蓋が移動したMHは非常に多くその数40個で、その中でも特異な現象として見受けられたのは東5号MHで、首部がそのまま側壁と底部のベースが30°も方向転換をしていることであった。

以上のほか、躯体傾斜45個、MHの沈下、浮上8個、そして破損、き裂6個があった。又MH破損の中には東5号MH、学校町23号MH（これは過去において部分改造を行なった）のように、スラブと側壁とかずれているようなものもあった。

③ ダクト口破損

土木設備の被害のうち外見上一番大きかったものが、このダクト口破損である。新潟局管内全MH数183箇のうち約110箇がこの被害を受けた。そしてケーブルもダクト口で何等かの外傷を受けていたが、被害の予想される伸縮継手部分の対策と合わせ検討しなければならない。特別の例としては額縁ごと管路がとび出した鳥屋野10号等の例もある。

(iv) どう道及び局内マンホールの被害状況

どう道および局内マンホールについては、特に東局どう道および局内マンホールの被害が大きかった。すなわち、東局どう道は局舎部分との継目がはずれどう道がかん没したため、マンホール内に上砂が流入堆積した。

(v) 地下ケーブルの被害状況

地下ケーブルは管路の折損によって押しつぶされたり、また地盤の移動によってケーブルに張力あるいは圧力がかかり、マンホール内などでケーブルの鉛被にきれつを生じたり、

ケーブルの接続鉛工部分にきれつを生じたりして浸水し、通話不能となった。

① 受金物からのはずれ

ケーブルが管路内へ引張られたため余長をとられて受金物からはずれMHの真中につき出たもの、または分岐MHで壁の角とすれたものが非常に多かった(例えば中継1号、5号、鳥屋野東1～3号等)。

② ダクト口亀裂

ダクトかMH内に突出し、またはMH外に抜けたものの数は107個にもおよびそのようなMHのケーブルは多かれ少なかれ管路内に引張り込まれた。その為ケーブルのダクト口部分は何らかの損傷をうけ、とくにダクト口で曲がっているケーブルは被害を受けやすく流作場9号、山ノ下26号、東4号MH等ではこの現象が甚しく鉛被が10cm余りもむけていた例も珍しくない。

③ 鉛工際き裂

ケーブルが管路内に引かれたため受金物から落ち、鉛工際で大きくき裂していたものも多い。例えば学校町16号、西5号、中継2号、3号MH等で、とくに中継3号MHでは約7cmも心線が露出していた。なお、この現象はMH内ケーブル余長の少ないもの、分岐MHでは内回りのものほど大きい。

以上の結果からMHはダクト口に直線部分を長くとり、ゆるやかな曲りかたで、しかもケーブル余長をとりやすいMHの型としなければならぬ。

④ 地下立上りおよび引込部分

立上りおよび引込部分に地震被害の多いことは当然のことながら、当時障害にもならず、外見上ほとんど異状が認められない立上りケーブルが地震後、日を経てから障害の発生をみていることは注意する必要がある(たとえば横七幹10号、西堀北幹1号、下大川前幹2号、証券取引所引込み等)。このことは現在異状なしとして使用している立上り等も、ケーブルが入っているため調査ができないからであって、後になって今回の地震が原因の管のはずれ折損によるケーブル障害の発生も懸念されるところである。

なお、外2号MH(下大川前幹2号立上り)内のごとく外回りのケーブルはなくして内回りのケーブルが障害になった例のように、立上り管路部分で陥没もしくは折損等があった場合、MHに余長があったケーブルが一時的にもせよ障害にならなかった例もあった。

(4) 考 察

前述のとおり、新潟地震はその震度が大きかった以外に、新潟市域の地盤、土質が軟弱であったための被害が大きいといえる。

地下管路および地下ケーブルの被害について旧市外を局別に分類して、その被災程度を眺めると、概括的にいえることは、やはり東堀局管内がもっとも大きかったといえる。試

みに地下管路の巨長に対して被災した巨長を比較すると、わずかなから東堀管内の被災区間が大きいことかわかる。東堀局管内は鑄鉄管の設備数が他局にくらべて多いことかわかる。これは戦前に施設された数量が他局にくらべて多く、戦前は鑄鉄管が主体となっていたためである。鑄鉄管の被災率が他局にくらべて大きくなっている。これは、他局管内のものは戦後に布設されたものも多く、地域的にその適応場所が限定されており、地盤軟弱地帯にはその使用をさけているため、被災率が小さいものと思われる。東堀局管内においては主として戦前に布設されたため、その適用範囲が広く被災の程度も大きくなったものと思われ、ある程度管種別の被災程度の差も表われているともいえる。東堀局の次に位置するのは東局である。東局は比較的新しい施設であり、管路についてはジュート巻鋼管が主体であったので、その被災地域の大きさにくらべれば被害は少なかったといえる。関屋局管内は他局にくらべて、もっとも被害の少なかった地域であるが、ジュート巻鋼管の被災率かもっとも高くなっている。これは線名でいうと、学校町線の一部および白山浦線は蔵所掘の埋立地であり、特に地盤が軟弱であり地下水の多い地盤であったことによるとと思われる。ジュート巻鋼管もかかる地盤では止むをえなかったといえる。

一般に地下管路の形態を考えると、マンホールはその形状が箱形であり、周囲の外力に対して比較的安定性があるといえる。したがって、管路にくらべて被災率が小さかったのではないと思われる。それにひきかえ、管路は細長い形状で多条数同時に布設されているとはいえ、隣接する管同志は結合されておらず、横方向の力に対してはまったく無力であるといえる。それに各所に継手がそう入されて弱点となっているため、被害が大きかったと認められる。縦方向の力に対しては容易に座屈を起こすか、引張力に対しては継手抜けか引張切断を起こして破壊する。

2.2.2 十勝沖地震における被害状況¹¹⁻¹²⁾

(1) 被害一般

1968年5月16日、青森県東方沖でマグニチュード7.9の地震が発生した。この地震による被害は、北海道・青森・岩手を主として、南は埼玉にまで及んだ。特に青森では県東部の火山灰地帯に100mm以上の雨が降った直後で、地這りを生じたため、人命・家屋等を失う結果となった。

建物の全半壊5900棟、道路損壊630箇所、橋梁流失37箇所、崖くずれ250箇所等が発生し、道路・鉄道・通信施設にかなりの被害があった。また建物では、鉄筋コンクリート造に被害があり、八戸市では約10%にあたる6棟かかなりの補修・部分的建直しを必要とする被害を受けた。また公立学校の校舎の全半壊も232校に達し、問題となった。道路や鉄道では、盛土部分の被害が目立った。

(2) 電気通信設備の被害

北海道管内の被害は襟裳岬を中心として太平洋沿岸に限られ比較的軽微であったが、東北管内は青森県東南部を中心とし被害が大きく、特に北日本基幹伝送路にあたるマイクロルートの中地統制無線中継所の諸設備の故障、ならびに八戸、三沢、野辺地等の電報電話局における機器の損傷および道路決壊・亀裂に伴う盛岡～青森間同軸ケーブルの切断等が大きかった。このため盛岡以北の長距離電信電話回線ならびにテレビジョン中継線が約2時間にわたって不通となった。また、と絶局数も11局発生し、通信サービスに大きな影響が出た。この地震で、地下ケーブルの損傷は、軟弱地盤や盛土部分で発生しており、延べ7kmに及んでいる。特に盛岡～青森間同軸ケーブルは、13箇所切断されて不通となったが、そのほとんどが盛土部分であった。また、架空ケーブルでは、電柱の折損や沈下により架空鉛被ケーブルなどが350km被害を受けた(表2-10)。

通信土木設備では、マンホール189個(東北164個、北海道25個)、管路延べ20.4km(東北17km、北海道3.4km)が盛土区間、軟弱地盤などで被害を受けた。



写真2-1 盛土崩壊によりマンホールの流失(十勝沖地震)

表2-10 十勝沖地震による回線被害状況

区 別	長距離回線 (本州-北海道)	東 北 管 内		合 計
		東 北 管 内	北 海 道 管 内	
市外電話回線障害回線数	1,675	1,449	86	3,210
テレビ回線	5	0	0	5
電信回線	337	480	0	817
市内電話回線	—	3,446	1,053	4,499
と絶局(含委託局)と絶局数	—	10	1	11

(3) 被害の分析

(i) 市内ケーブル用土木設備

市内線路の被害の主なるものは、地下ケーブルの損傷、電柱の折損および傾斜をはじめ架空鉛皮ケーブルの損傷、RDワイヤーおよび裸線の損傷などであったが、特に鉛被ケーブルの多条掛け区間におけるケーブル相互の接触や屋根等他物接触により受けた損傷が目立っている。

被害の主要なものは表2-11のとおりである。

表2-11 市内線路被害状況

		東 北	北 海 道	計
線 路	電 柱 (本)	1,684	949	2,633
	裸 線 (線条延km)	169.3	175.4	344.7
	R D W (延km)	395.6	56.2	451.8
	架空ケーブル (m)	259,400	85,189	344,589
	地下ケーブル (m)	700	339	1,039
土 木	MH, HM (コ)	97	25	122
	管 路 (延m)	7,000	3,376	10,376

(ii) 市外ケーブル用土木設備

市外線路は道路の決壊や亀裂、流出等に伴い各所で多くの被害を受けた。通信局別被害状況は表2-12のとおりである。

表2-12 市外ケーブル用土木設備の被害

		東 北	北 海 道	計
線 路	電 柱 (本)	120	177	297
	裸 線 (線条延km)	0.5	9.5	10
	架空ケーブル (m)	600	2,670	3,270
	地下ケーブル (m)	5,400	652	6,052
土 木	MH, H, H (コ)	67	—	67
	管 路 (延m)	10,016	—	10,016

(iii) 同軸、市外ケーブルの障害

盛岡、青森間において4号国道線等の100余ヶ所の決壊ならびに八戸、五戸間の山津波により同軸ケーブルが13ヶ所切断され不通となった。八戸・五戸間では市外ケーブルも流失し十和田、三沢等が孤立状態となった。

障害発生個所の要点を列記すると

- ① 同軸ケーブルの障害はその殆ど全部が改良道路の盛土部分で起っている。
- ② 八戸～五戸間の1ヵ所は山道であり地すべりで被害を受けている。
- ③ 13ヵ所の回線障害のうちケーブルが切断したものは3ヵ所であり残りの10ヵ所は道路決壊カ所に隣接した接続点で起っている。
- ④ 障害の接続点は外観上異常なく同軸外部導体の接続にも異常はないが、内部導体は半田付けが外れスリーブから抜けているものが多い。
- ⑤ 道路の決壊は山をカットした部分では起っていない。カット部でも谷側は僅かに崩れている所も散見される。
- ⑥ 大部分の橋梁ではアバットへの取付道路が5cm程度陥没しているが、橋梁側から見た添架管路は異常がない。

2.2.3 宮城県沖地震における被害状況

(1) 被害一般¹³⁾

1978年6月12日に牡鹿半島東方約50km沖合で発生した宮城県沖地震では、震度Vの強震が宮城県一帯を襲い、広範囲で被害が発生した。マグニチュード7.4のこの地震により、仙台市の東部の軟弱地盤上の建物、市の北部および南西部の造成地では斜面の崩壊が発生し、地下埋設管に著しい被害を生じた。

道路、盛土の被害は宮城県全域と岩手県南部に生じ、沈下・亀裂・斜面崩落・橋梁の取付部の沈下などであり、河川堤防では北上川下流の左岸・吉田川右岸の山崎堤防等で大きな被害があり、軟弱層の厚い所、旧河川跡の埋立部などで被害が多発している。地盤の液状化がその主要な原因である。仙台市近郊の造成地の斜面の崩落は何れも谷・沢部を盛土造成した部分で、建物・地下埋設管に大きな被害を生じている。

上水道、下水道、ガス等のライフライン施設は地中埋設管に大きな被害が発生した。上水道では配水管の被害が多かった。塩ビ管、鋼管ではソケット、エルボ部分の損傷、ダクタイル管などでは継手部の損傷が多く、又管種では主にφ100mm以下の石綿管の被害が多かった。下水道では中継ポンプ場の圧送機能の停止、導水梁の沈下・陥没・破損で著しい機能障害をうけた。仙台市ガスでは有水ホルダー基が発火炎上し、ガス洩れが多発したためガスの供給は全面的に停止した。

道路橋や鉄道橋においても、シューの破損などの被害が多く発生し、また、石油タンクの挙動も問題になった。この宮城県沖地震を契機に、いわゆるライフライン地震工学が日本でも、とりあげられるようになった。

(2) 電気通信設備の被害

この地震により、市外伝送路では、仙台を通過あるいは出入りする約70,000回線のうち、同軸伝送路3ルート、マイクロ伝送路4ルート等の障害により、その34%にあたる

約24,000回線が故障した(表2-13)。

通信線路設備では、道路盛土区間、水田地帯等軟弱地盤地域で電柱の傾斜・倒壊が約900本発生した。それに伴い、架空ケーブルの外被損傷、たるみ等が発生したが、断線となったものはわずかであった。

地下ケーブルは延べ10.7kmが被害を受けたが、その中に同軸ケーブルの損傷が5.2km(18箇所)に及んでいる。同軸ケーブルの損傷の多くは橋台際で発生しており、その原因は、ほとんどが中心導体の変形によるコアショートであった。また、ガス漏れも22箇所発生したか、ほとんど鉛工部分であった。土木設備では、マンホールは縁石破損やダクト口破損等の被害が多かった。管路は盛土区間の橋梁や暗渠前後での折損被害があった。橋梁添架部では継手ゆるみと外れ、ボルトゆるみと外れ、金物外れ等があった。なお、マンホール周辺部や管路埋設付近の路面陥没の被害も多かった。

表2-13 宮城県沖地震による市外電話回線被害状況

伝送方式	り障ルート 収容回線数	り障状況	
		り障ルート数	り障回線数
同軸	16,413	3	16,413
マイクロ	電話	4	6,880
	テレビ	上り 6 下り 6	上り 6 下り 6
PCM・SHC	2,490	7	680
合計	27,060	15	23,960

注) 合計からはTV回線を除く

(3) 被害の分析¹⁴⁾

(i) 一般通信ケーブル及び電柱

通信ケーブルおよび電柱についての被害状況は表2-14の通りであり、一般ケーブルでは、被害は宮城・福島県内が中心で軟弱地盤によりガス漏洩発生があり、接続部の鉛工点亀裂によるものであった。また、電柱については、同様に道路盛土区間、水田地帯等軟弱地盤地域における傾斜や倒壊の被害が多発した。電柱被害の大半は傾斜であり、全体の95%を占めている。

表 2-14

設備別	被害項目	単位	被害数
線	電柱損傷（折損、倒壊、傾斜を含む）	本	892
	架空ケーブル損傷（SDワイヤ含む）	件/延m	247/22,126.5 (SD14.1km)
	同軸ケーブル損傷	"	18/5,300
路	地下ケーブルガスもれ	カ所	22
	装荷線輪損傷	個	35
土	マンホール損傷（縁石破損、HH損傷を含む）	"	389
	管路損傷	延杆	10.7
	マンホール付近陥没	カ所	108
	管路付近陥没	"	94
木	橋梁添加管路損傷	カ所/条	43/139
	管路継手損傷（ボルト、金物外れを含む）	カ所	38

(ii) 同軸ケーブル

① 被害状況

仙台に出入する同軸伝送路7ルートのうち4ルートに被害を受けた。被害は橋梁添架、ボックスカルバート通過の常磐同軸（原町-仙台間）と地盤軟弱地帯を通り、かつ直埋区間の多い東北第Ⅱ同軸（福島-仙台間、仙台-盛岡間）が受けた。特に東北第Ⅱ同軸の福島-仙台は約11.3kmの間に5ヶ所被害を受け、障害位置の測定に長時間を要した。このほか、東北第Ⅰ同軸（仙台-盛岡間）にも被害を受けたが、12M化工事のため地震発生時は回線が収容されていなかった。

その後も地震の影響によるものと思われる障害が東北第Ⅱ同軸に発生し、特に仙台-盛岡間に集中し2ヵ月後の8月11日までに計10ヶ所に及んだ。

② 被害の特徴

- ・常磐同軸を除きほとんどが直埋区間に発生している。
- ・被害を受けた直埋区間は水田地帯の軟弱地盤地域のルートに埋設されていた。
- ・被害カ所は東北第Ⅱ同軸に集中した。
- ・管路区間は盛土区間や水田地帯等の軟弱地盤でも被害を受けなかった。

③ 直埋ケーブルの被害状況

障害カ所数は15カ所で、同軸ケーブル障害カ所数の約90%を占めている。

なお、仙台-石巻間に布設されている松島以北の盛土区間の道路は今回の地震で橋梁前後、暗渠前後、マンホール周辺部がいたる所で陥没したが、管路に収容されている同軸ケーブルは1件の障害も発生しなかった。

特に障害が多く発生した東北第Ⅱ同軸の障害点を本社調査団が掘削し究明した結果、コアショートの実態が判明したのでその例を図2-13に紹介する。

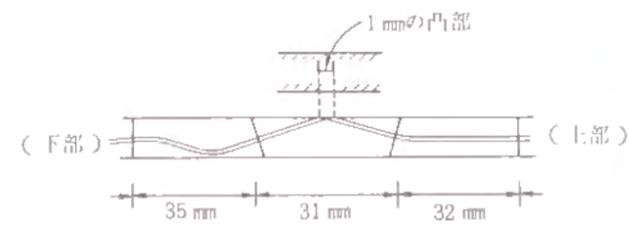


図 2-13 コア解体図

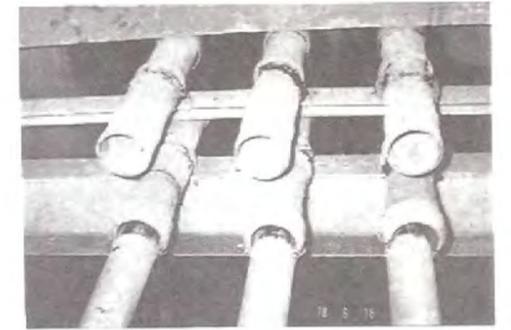


写真 2-2 橋梁添架管部の被害状況（千代大橋下部）

④ 管路ケーブルの被害状況

管路ケーブルの被害では、常磐同軸（原町-仙台間）に2カ所発生した。被害が発生した場所は、ボックスカルバートおよび橋台部の管路継手が外れ、外れた管端が地震の振動でケーブルに食い込み全コアショートとなったものである。

(ii) 管路・マンホール

マンホールは縁石破損やダクト口破損等の被害が多かった。管路は盛土区間の橋梁や暗渠前後での折損被害があった。橋梁添架部では継手ゆるみと外れ、ボルトゆるみと外れ、金物外れ等があった。

なお、マンホール周辺部や管路埋設付近の路面陥没の被害も多かった。

表 2-15 土木設備被害状況

被害項目	単位	通 信 部 別				計
		宮 城	福 島	岩 手	秋 田	
マンホール損傷	コ	230	144	14	-	388
ハンドホール損傷	"	1	-	-	-	1
管 路 損 傷	延km	10.6	-	0.06	-	10.7
マンホール付近陥没	カ所	108	-	-	-	108
管 路 付 近 陥 没	"	94	-	-	-	94
橋梁添架管路損傷	カ所/条	22/69	20/67	-	1/3	43/139
管路継手損傷（ボルト、金物外れ）	カ所	15	23	-	-	38
橋梁添加橋台部コンクリート破損	"	7	-	-	-	7
河道局舎継目水もれ	"	-	1	-	-	1

また、空管路の通過試験を行なった結果、宮城通信部管内におけるマンホール周辺部、管路埋設付近の陥没カ所および橋台際の陥没カ所を中心に空管路の通過試験を実施した。その結果、橋梁区間で不通過率が29.3%、一般区間で不通過率が5.5%であった。

なお、空管路不通過区間であっても、現用管路に収容されているケーブルには全く異

常かなかった。

表 2-16 空管路通過試験状況

項目	単位	橋梁区間	一般区間	計
実施区間数	区間	69	224	293
実施ダクト数	条	304	704	1,008
不通過数	条	89	39	128
不通過率	%	29.3	5.5	12.7

注) 橋梁区間には添架カ所でのビニール管抜けを含む。

2.2.4 浦河沖地震における被害状況

(1) 被害一般

北海道日高庁浦河町の南西沖合約15kmに震央(震源深さ10km)をもつ三石、静内の各町が主に被災した。震度は浦河町でⅥである。

家屋の被害は浦河、三石、静内の各町を中心に北海道全体で258棟であった、静内町では家屋の被害は少なく、浦河町では全壊11戸、半壊10戸を生じている。静内町では墓石1,000基の内460基が転倒し、3径間連続の9スパン、橋長407mの静内橋の橋脚に大きな被害が発生している。

水道施設の被害については、三石・静内の両町は比較的軽微であったが、浦河町(上水道人口1万2千人)の被害は大きく復旧に1週間を要している。被害は配水池・浄水場等の施設にはみられず、埋設管に集中していて、特に粘土混じり泥炭層からなる細長い谷筋に沿った地域に多発している¹⁵⁾。

(2) 電気通信設備の被害¹⁶⁾

この地震により浦河および静内報話局を中心に、市内、市外回線約300回線、加入電話約250件が故障した。市外伝送路では、浦河-西舎間で全断となり、西舎局が孤立したほか、苫小牧-浦河間においても故障が生じた。

通信線路設備の被害は、主に電柱の傾斜・倒壊およびこれに伴う架空ケーブルの垂れ下がりがりであり、53本の電柱が被害を受けた。また宅内設備では、電話機破損177個、引込線垂れ下がり・切断230件などの被害が発生しており、り障率は、浦河局で約3%、静内局で0.6%であった。

通信土木設備の被害は、マンホールの破損43個、管路の破損(折損、ソケット外れ)20箇所、橋梁添架装置の破損25箇所などである。浦河~西舎間中継線(PCM-24)は管路継手の破損より故障した。



写真2-3 S A管継手部損傷による中継ケーブルの断線(浦河沖地震)

表2-17に通信土木設備の被害状況を示す。

表 2-17 通信土木設備の被害

設備	破損状況	局名	札幌				合計
			浦河	静内	室蘭	千歳	
マンホール	マンホール内壁破損	個	2				2
	ダクト破損	個	11			8	19
	首部亀裂	個	3				3
管路	折損、ソケット外れ	カ所	15	5			20
橋りょう添架	ソケット外れ	カ所	2	12			14
	パラペット部突出し	カ所	2	3			5
	添架装置破損	カ所	25				25
とう道	ダクト破損	カ所			1	2	3
	ケーブル室壁亀裂	カ所		1		1	2

(3) 被害の分析¹⁷⁾

(i) 橋梁添架管路

橋梁添架管路の被害は、橋梁添架ビニール管ソケットにおける管の離脱、移動、鋼管ビニール管ソケットの破損、パラペット部のモルタルはく離等が多く、橋梁本体に被害の生じた橋梁で多く見られ、橋梁の振動に大きく依存していると考えられる。

また橋台際では多数不通過となり管の変形や折損が生じているものもあった。このため、橋台際には、地盤の不等沈下に追従出来る離脱防止継手の適用が有効であると考え

られる。橋梁添架管路の移動量は、橋梁本体に大きな被害を生じた静内橋においても、10cm以下であり、伸縮型の継手を用いることにより対処可能と思われる。

(ii) マンホール

① 概要

マンホールの調査は、浦河町周辺において、道路、盛土等に被害が発生している箇所を実施した。調査したマンホールの個数は23個でこのうち15個に被害が発生していた。

② 被害の分析

被害は、表2-18に示すように、主としてダクト部における管路の移動、コンクリートの破損、マンホール受枠周辺路面にクラック、周辺地盤の沈下等であり、本体が破損したものは少なかった。

表2-18 マンホールの被害種別

被害種別	件数	比率
マンホール本体破損	2	4.4
首部移動	4	8.9
ダクト面コンクリート破損	9	20.0
ダクト口管路移動	12	26.7
周辺地盤の沈下	4	8.9
受枠周辺路面のクラック	14	31.1
計	45	100.0

これらの被害は、盛土部、切土と盛土の境界部で多く発生しており、原地盤に埋設されたものでは少なかった。被害が発生したマンホールの周辺では、道路本体にも著しいクラックや沈下が見られた。ダクト部における管の移動量の分布を表2-19に示す、管の移動は抜け出し側が多く、突出しは全体の10%程度であった。管の突出しは鋼管のみにみられ、最高突出し長は約15cmであった。鋼管には、現在、伸縮継手が設置されているが、突出し側の余裕長は2.5cmしか見込まれていないため、それ以上の移動が生ずると、ダクト口に突出しが生ずる。57年度導入されたダクトスリーブには、地震伸縮しろ±4cm及び温度伸縮しろ±3cmが見込まれているため、突出し側に最大7cmの余裕長があり、震度Ⅵの地震に対しては、すべての個所には対応できないものの、特に地盤条件の悪い個所を除くと、管の突出しは防止できるものと考えられる。

管の抜け出しは、鋼管、硬質ビニル管の両方でも発生しており、抜け出し量は、硬質ビニル管のほうが大きい。鋼管の抜け出しは、すべて7cm未満であり、ダクト

スリーブを設置すれば吸収可能な移動量である。硬質ビニル管は、ダクト部において、ダクトソケットと接着接合されており、抜け出しは、接着部のはく離によるものか大部分であったか管本体、ダクトソケットの破損によるものか全体の20%生じていた。57年度導入された硬質ビニル管ダクトスリーブにおいても、接着接合方式をとっているため、今回の調査結果と同様の被害が生ずる恐れがある。このため、調査結果に基づき、硬質ビニル管の地震時挙動を詳細に分析したうえで、硬質ビニル管ダクトスリーブに伸縮機能を付加することも検討する必要がある。

表2-19 ダクト部における管の移動量の分布

移動方向	管種別	移動量	発生本数	比率(%)	
突出し	鋼管	4cm未満	4	57.1	
		4cm～7cm	0	0	
		7cm以上	3	42.9	
		計	7	100	
抜け出し	硬質ビニル管	—	0	—	
		4cm未満	34	94.4	
		4cm～7cm	2	5.6	
		7cm以上	0	0	
突出し	鋼管	計	36	100	
		硬質ビニル管	4cm未満	13	43.3
			4cm～7cm	8	26.7
			7cm以上	9	30.0
			折損が生じたもの(再掲)	6	20.0
計	30		100		

ダクト部分のコンクリートの破損は、すべて管の移動に伴って発生していた。また、マンホール縁コンクリート周辺のクラック、鉄蓋受枠と首部の隙間は、周辺地盤の沈下に伴って生じていた。

③ 特徴的な被害

調査したマンホールのうち、大きな被害が発生していた東幹16号～19号マンホールの被害状況を図2-14(a), (b)に示す。この部分は、平坦地からゆるやかな登りとなっている直線道路で、途中にボックスカルバートが横断している。道路の被害としては、ボックスカルバートの両側での沈下および登り部分の盛土における舗装へのクラック等がみられた。

マンホールの被害は、図2-14に示すようにダクト口での管路の突出し及び抜け出しが見られたほか、16号では、受枠と首部の間に3cmのすきまが生じていた。なお、16号と17号の間では、ケーブル障害が発生しており、仮架空で応急復旧していた（写真2-4～2-6参照）。

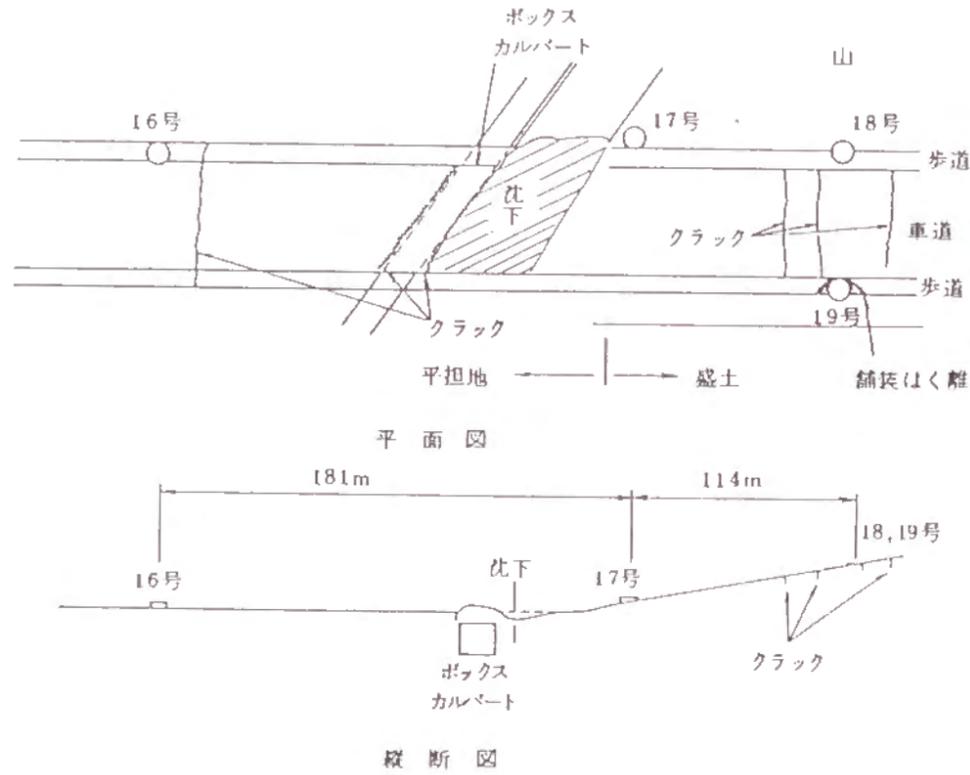


図2-14(a) 全体図



図2-14(b) 16号詳細図



写真2-4
東幹16号マンホール
(17号側ダクト口での
PS管の突出し約15cm)



写真2-5
東幹17号周辺状況
(ボックスカルバート両
側の地盤沈下)



写真2-6
東幹16号-17号間のケー
ブル障害発生箇所
(ねじ継手部への管のく
い込み)
(浦河報話局提供)

iii) 地下管路

① 概要

地震後、北海道通信局で実施された管路通過試験の結果によると、表2-20に示すように、調査区間の15%で不通過となった。なお、全設備数に対する調査区間数は約34%である。不通過箇所の設置環境は、表2-21に示すとおりであり、盛土部及び路肩や法面で多発しており、地盤の沈下に伴う管路の屈曲や折損によるものと考えられる。

表2-20 管路通過試験結果 (単位: 区間)

浦河局			静内局			合計		
設備	調査	不通過	設備	調査	不通過	設備	調査	不通過
291	97	15 (15.5%)	104	39	5 (12.8%)	395	136	20 (14.7%)

()内は被害率=不通過区間/調査区間

表2-21 設置環境別不通過箇所数

不通過区間	地形			歩車道区間			占用位置				舗装		他所管埋設物		特殊工法
	盛土	切土	平坦	車道	歩道	その他	路肩	法面	法尻	平坦	舗装	砂利	有	無	防コン
20区間	9	3	8	5	8	7	5	4	0	11	13	7	5	15	1
構成比 (%)	45.0	15.0	40.0	25.0	40.0	35.0	25.0	20.0	0	55.0	65.0	35.0	25.0	75.0	5.0
	100			100			100				100		100		

② ねじ継手部の破損

東幹16号-17号マンホール間の管路内ケーブルの断線は、ねじ継手部で一方の管が抜け出し、さらにそれが衝突してねじ継手部にくい込みケーブルに損傷を与えたことによるものであった(図2-15参照)。この他にも、不通過となった箇所で補修時に撤去された管路の状況を見ると、ねじ継手部で引張破断、圧縮による座屈、曲げ破壊した例が多かった。ねじ継手部の破壊の原因として、鋼管の原管の強度は、33ton程度であるのに対し、ねじ継手部の強度は20ton程度であり、地震力に対して弱点部となっていることが考えられ、今後、地震力の管路への伝達機構を明らかにし、補強対策を講ずる必要がある。

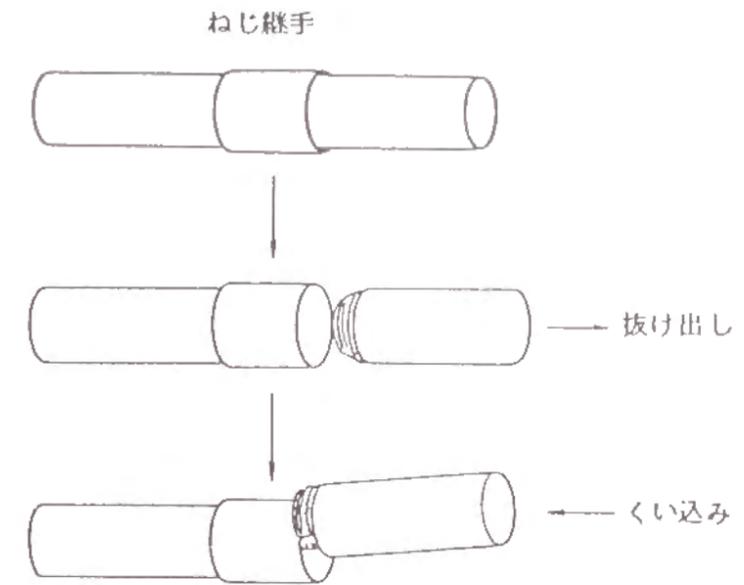


図2-1 東幹16号-17号マンホール間のねじ継手の破損 (写真2-6参照)

(iv) とう道

とう道の調査は、比較的被害が多く生じた札幌市内の北郷交換局の局前とう道について実施した。北郷交換局は、泥炭質の軟弱地盤中に建設されており、今回の地震により、局舎周辺に約20cmの地盤沈下が生じていた。被害は局舎ととう道の取付部及び管路ととう道の取付部に発生していた。その状況は以下のとおりである。(写真2-7)

① 局舎ととう道の取付部

局舎ととう道の取付部においては、伸縮目地部分のコンクリートのはく離及び、クラックが発生していた。この部分は、土被りが急変しているため、急な階段により接合されており、局舎ととう道の振動が大きく異なっていたことが予想される。(図2-16)

② 管路ととう道の取付部

とう道には、4方向にダクト口が設けられていたが、南側のダクト口のみ管路の突出しとこれに伴うコンクリートの破損が見られた。また、管路の突出し長は最大10.5cmに及んでいたが、布設位置により突出し長が異なっていた。これらの状況より、管路の地震時挙動は、地震波形の方向性に大きく影響されることが考えられ、今後理論解析等により検証する必要がある。

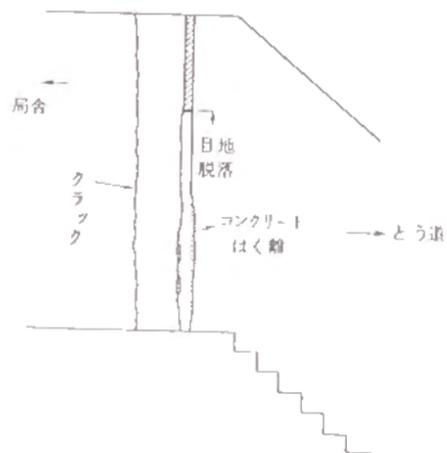


図2-16 局舎ととう道の接合部の被害 写真2-7 北郷局周辺(地盤沈下約20cm)

(4) 考察

今回の調査結果により得られた主な事項は以下のとおりである。

- ① 橋梁添架管路では、橋梁振動に伴い管が移動するが、58年度導入予定の橋梁添架伸縮継手により対処できると考えられる。
- ② 橋台際の道路取付部では、地震により地盤沈下が生じ、管の離脱や折損が発生しているものもある。このため、沈下追従性のある離脱防止継手により対処する必要がある。
- ③ マンホールダクト口における管の移動は、鋼管の場合、ダクトスリーブを設置することにより、特に地盤条件が悪い箇所を除くと震度Ⅵの地震にも対応できるものと考えられる。硬質ビニル管の場合、ダクト部で接着接合とすると管が折損する恐れがあるため、硬質ビニル管ダクトスリーブに伸縮機能を付加することも検討する必要がある。
- ④ 地下管路の被害は、ねじ継手部で発生している場合があり、地震力の管路への伝達機構を明らかにして補強対策を検討する必要がある。
- ⑤ とう道と局舎の取付部では、地盤沈下によっては、震度Ⅳ程度の地震でも被害が生ずる場合があり、伸縮継手構造等を見直しする必要がある。

2.2.5 日本海中部地震における被害状況^{1)~3)}

(1) 被害一般

1983年5月26日に発生した秋田県能代市西方沖合約100kmに震央をもつマグニチュード7.7の日本海中部地震は、日本海沖合で発生した既往最大の地震で、主として津波による被害、ならびに地震の液状化に基づく地盤被害などが生じ、土木・農業・漁業関係^{25)~26)}中心に大きな被害を発生した。

物的被害は、秋田県、青森県を中心に、建物の全半壊5,099棟、道路の損壊1,379カ所

等に及んだ。建物の被害は、津波による沿岸家屋等の損壊のほか、能代市、秋田市の一部等で、地盤の液状化による家屋の損傷が見られた。

地盤の液状化は、地下埋設物に大きな被害を及ぼした²⁷⁾。地震発生直後、能代市、男鹿市を中心に5市町村14,900戸へのガスの供給が停止した。ガス施設被害の主要なものは埋設管の被害であり、特に沖積地盤や埋立地盤における鋼管のねじ継手の被害が目立った。また秋田県では延べ38市町村の上水・簡易水道^{28)~32)}か青森県では延べ39市町村の上水・簡易水道が被害を受けた。上水道施設の被害は管路に集中し、配水管の被害が圧倒的に多く、このうち口径200mm以下の石綿管、硬質塩化ビニル管の被害が多かった。電力施設は、秋田市・男鹿市で14,900戸、能代市で2,600戸が配電線の切断などにより停電したが、いずれもその日のうちに回復している。電力設備関係には重要な被害は生じなかったが、地盤の液状化による電柱の沈下・傾斜等の被害が発生した。

(2) 電気通信設備の被害^{33)~34)}

電気通信設備への直接被害は、主に宅内設備と屋外通信設備に集中したが、幸いケーブルの切断等による通信の途絶はなく、また局内設備についても、その被害は軽微なものであり、サービスへの直接の影響は少なかった。

宅内設備は、落下等による電話機の損傷、津波による電話機、保安器の冠水及び引込線の損傷等が主なものであった。特に加入電話については、秋田・青森両県を中心に、地震直後、約2,400件の故障が発生した。一方、屋外通信設備の被害は他のライフライン施設と同様に、能代市内、大潟村、車力村など地盤の液状化が発生した箇所で見られ、これらの箇所を中心に、電柱の沈下および傾斜、マンホールの浮上および地下管路の損傷等が発生した。また地下ケーブルが直接損傷を受けたのは、能代市内の1カ所のみであったが、ケーブルが過度に引張られたり、たるむなど、地震によるケーブルへの影響が数多く見られた。

マンホールの被害は、179個に及んだが、これらは主として、マンホール本体の浮上や傾斜、ダクト部の損傷であった。またマンホールの浮上に伴い、一着目の伸縮継手部において不通過となった箇所も見られた。管路は、継手部分の損傷が多く、延べ12.9kmが被害を受けた。電柱は地盤の液状化により傾斜・倒壊・沈下を生じ、940本が被害を受けた。それに伴い、架空ケーブル17.5kmが被害となった。

日本海中部地震においても電話のふくそうが問題となり、地震発生直後から、被災地方面への連絡・見舞い、問い合わせ等の通話が全国的に多発し、5月28日夜半までの間に通話が断続的にふくそうした。特に地震発生直後(12時~13時)の通話発生状況を見ると、秋田では129倍と高倍率となり、以下青森41倍、山形11倍等となっている。地震による通信設備の被害額は、現状復旧費約10億円、本復旧費約6億円、総額約16億円と推定される。

(3) 被害の分析²⁵⁾

(i) マンホール

① 概要

今回調査したマンホールの総数は116個で、そのうち59%の69個のマンホールに被害が見られた。被害の内訳は、表2-22に示すようにマンホールの浮上、傾斜が最も多く、次いで額縁損傷となっている。

表2-22 マンホール設備の被害

調査区域	調査マンホール数	被害マンホール数	被害の内容								
			マンホール本体			首部損傷	ダクト口				
			浮上	傾斜	損傷		額縁損傷	管の突出し	管の拔出し	管またはダクトソケットの損傷	
秋田部	101	56	36	35	3	4	14	6	2	2	
青森部	15	13	3	8	2	0	5	1	3	2	
合計	116	69	39	43	5	4	19	7	5	4	

② マンホール本体の被害

②-1 浮上

浮上は39個のマンホールで発生していた。浮上が生じた箇所の周辺状況は、図2-17に示すように、液状化の跡が確認された場所及び周辺の状況から見て液状化が発生したと考えられる場所が多い。また、液状化が発生しない箇所でも路肩の陥没や路面のクラックが発生している。

これらの周辺状況から推察すると、マンホールの浮上は、地下水位がマンホール床付け面より浅い場所で周辺の地盤が液状化してマンホールに浮力が生じ押し上げられたもの、地盤の液状化や地震動に伴う土の縮まり等によって生ずる地盤沈下によるもの、及びこれらが複合して生じたものの3種類があると考えられる。図2-18は、マンホール種別ごとの浮上量の分布を示したものである。

全調査数に対する浮上の発生比率はレジンマンホールで37%、現場打ちマンホールで26%であった。浮上量は、見かけの比重の小さいレジンマンホールで大きくなっており、浮上に対しては、重量の大きい現場打ちマンホールが比較的抵抗が大きいと考えられる。

15cm以上浮上した8個のマンホールのうち7個は、八郎潟干拓地内の能代一男鹿同軸ルート of マンホールであり、これらは図2-19に示すように、残存湖と近接した箇

所に集中していた。この周辺では、多くの噴砂跡、道路の変状や干拓堤防の沈下等、地盤の液状化が発生したことが確認されており、マンホールもこれにより浮上したものである(写真2-7-1~2-10参照)。また図2-20は、No23、25及び28マンホール位置における土質調査結果と、道路橋示方書に示されている判定法に基づき、液状化の判定を行った結果を示したものである。これによると、マンホールの浮上と液状化の判定結果はほぼ対応を示しているほか、地下水位がマンホールの浮上に大きな有意性を持っていることが認められる。

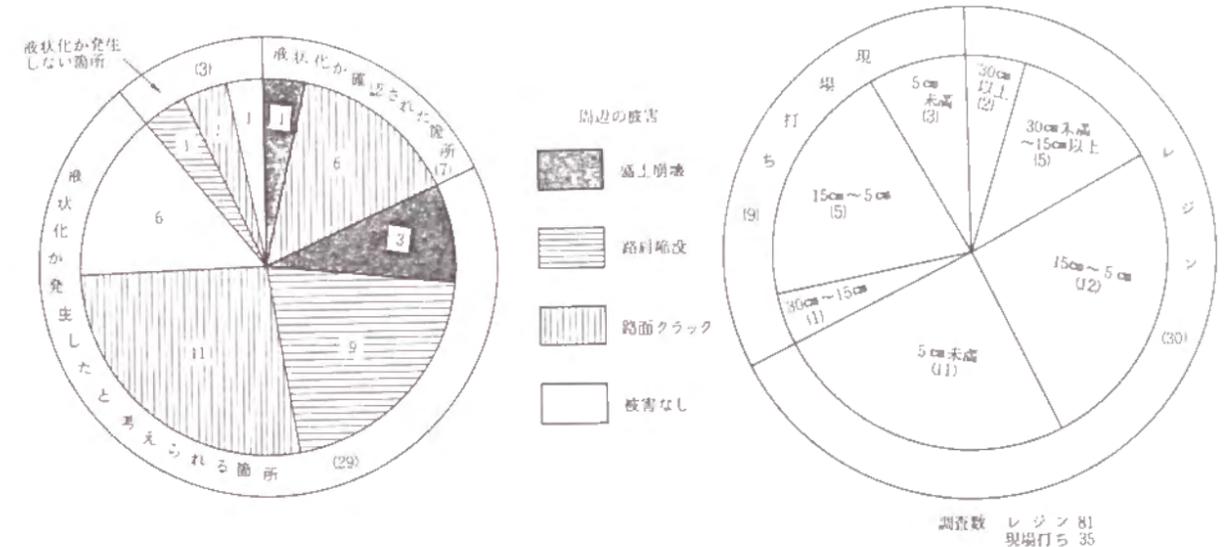


図2-17 マンホールの浮上と周辺被害

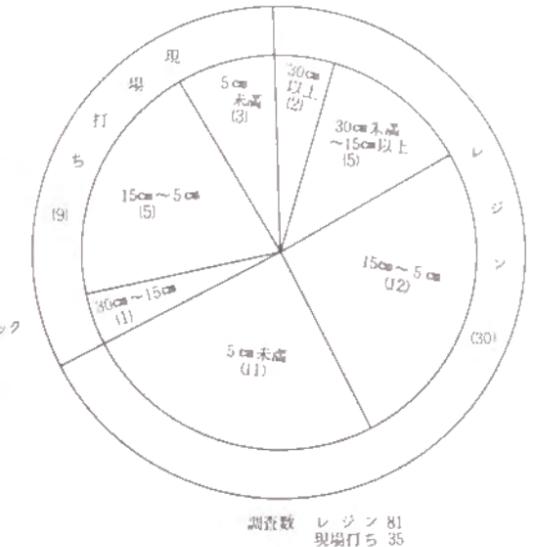


図2-18 マンホール浮上量の分布



写真2-7-1 マンホールの浮上例(能代一男鹿線 No37MH)

- ・MHの浮上 40cm
- ・MHの傾斜 7°25'

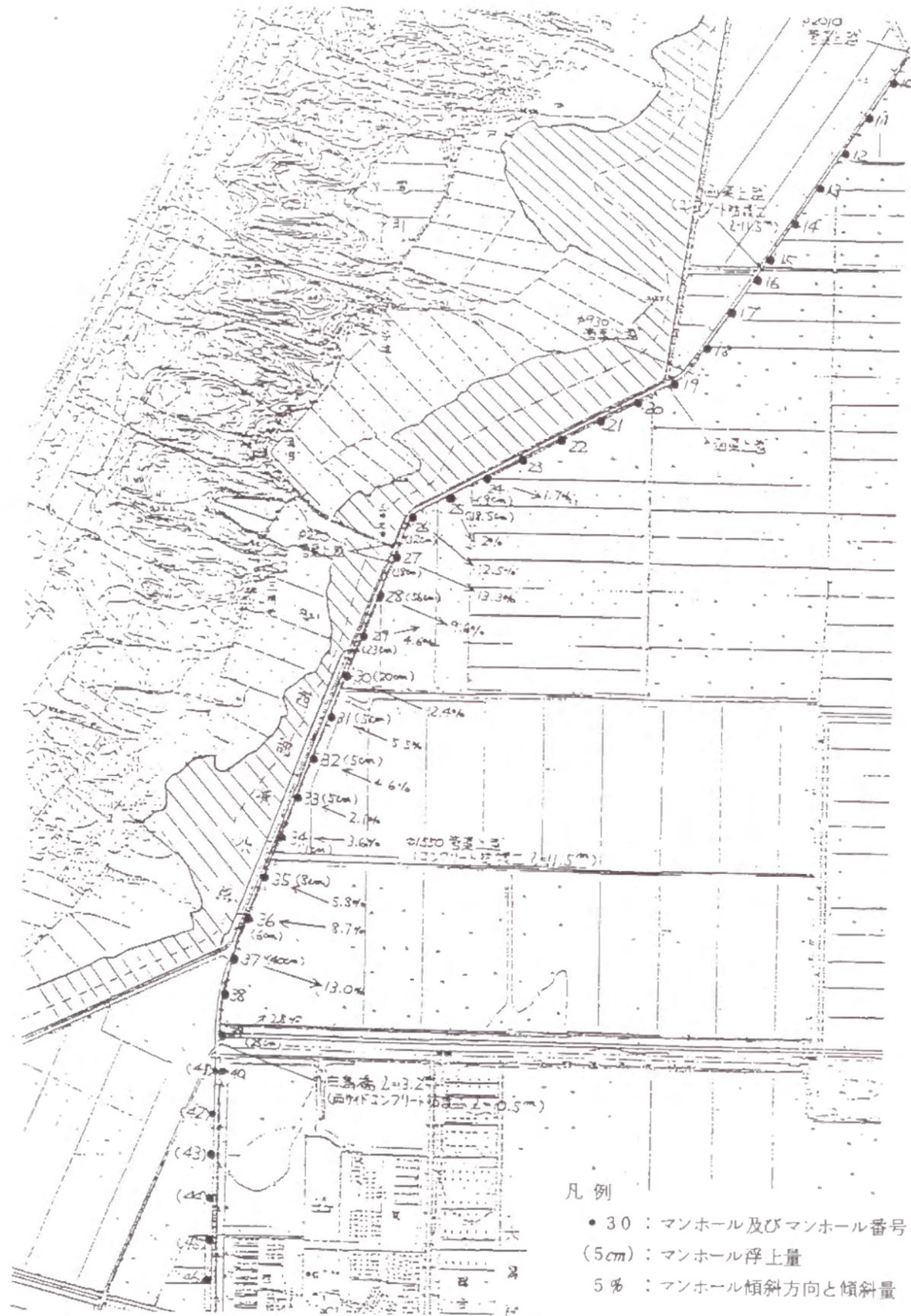


図2-19 八郎潟干拓地内ルート

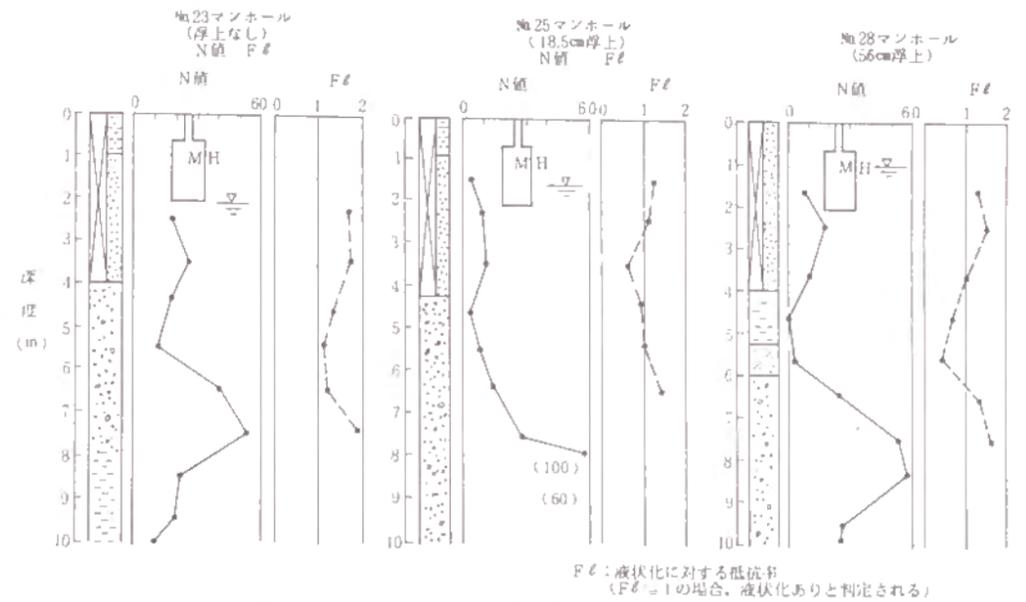


図2-20 土質調査及び液状化の判定結果

②-2 傾斜 (写真2-8 参照)

マンホールの傾斜は、鉛直線に対するマンホール側壁の傾きて判断した。この結果43個のマンホールにおいて傾斜が確認された。

マンホール浮上と傾斜の関係及び周辺地盤被害との関係をまとめて図2-21に示す。図によると、傾斜した43個のマンホールのうち、浮上を伴ったものか24個(56%)であった。また傾斜したマンホールの周辺被害に着目すると、約半数が盛土崩壊及び路肩陥没である。これらの結果から、マンホールの傾斜は、地盤の液状化による浮上、地震動及び液状化による盛土移動等に伴い生じたものと考えられる。

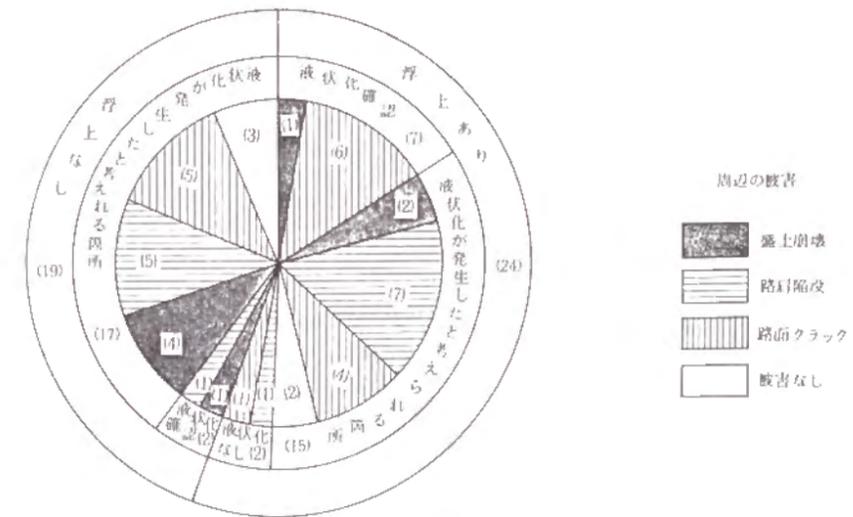


図2-21 マンホール浮上、傾斜及び周辺地盤被害の関係

②-3 損傷

マンホール本体の損傷は5件発生し、その内訳と周辺被害との関係は図2-22に示すとおりである。これらの本体損傷は、すべて額縁損傷が本体にまで及んだものであり、地震時の上圧等か原因で本体が損傷したと思われるものはなかった。

これらのことから、マンホール本体は、震度5程度に対しては耐震上ほぼ問題なく、本体損傷は、後述するように、ダクトスリーブにより管路のマンホールへの取付を伸縮構造として額縁損傷を防ぐことによって、大半が防止できるものと考えられる。

③ 首部損傷

マンホール首部の損傷は4件発生し、その内訳と周辺被害との関係は図2-23に示すとおりである。マンホール首部の損傷はいずれも軽微なものであり、機能上問題となるものはなかった。また首部損傷と、マンホール本体の本性及び周辺被害との相関は特に認められなかった。



図2-22 本体損傷と
周辺被害との関係

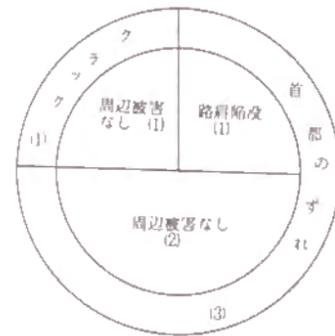


図2-23 首部損傷の内訳と
周辺被害との関係

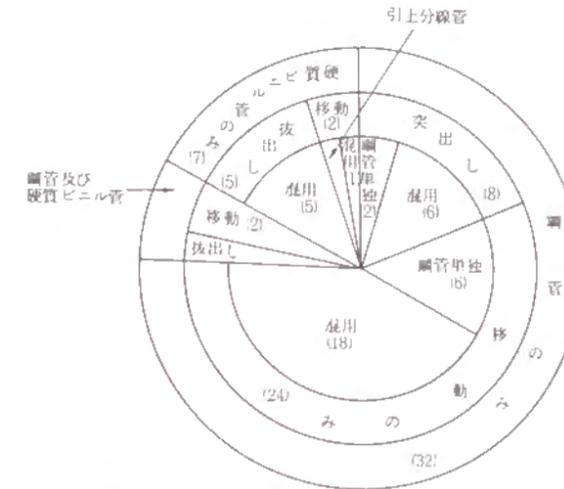


図2-24 移動が生じた箇所の内訳

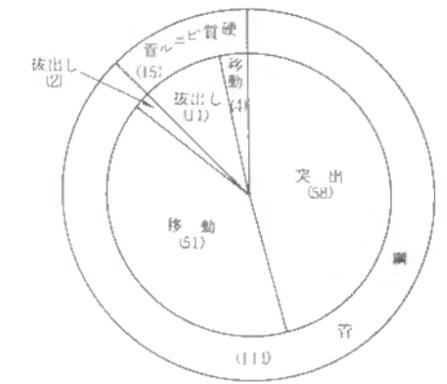


図2-25 移動が生じた管の内訳

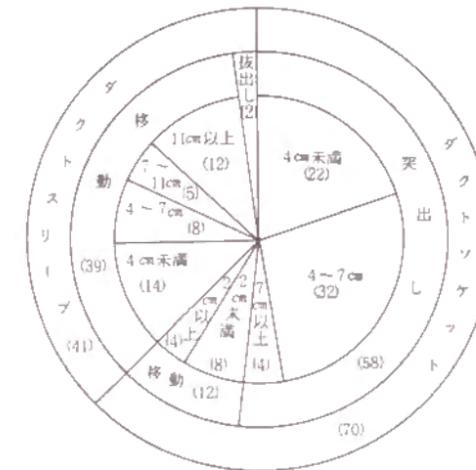


図2-26 鋼管の移動量の分布

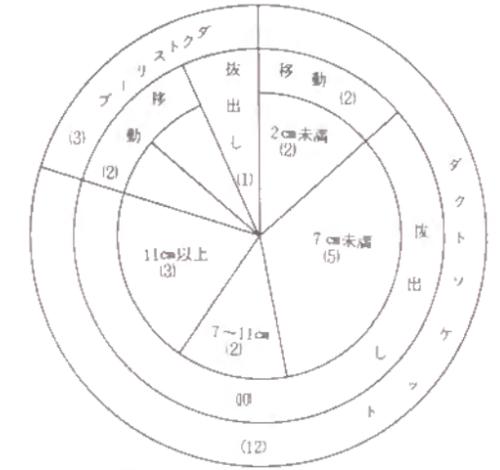


図2-27 硬質ビニル管の移動量の分布

④ ダクト口の損傷

④-1 ダクト口における管の移動

ダクト口において管の移動が生じていた箇所は42ヶ所あり、管路条数としては126条であった。移動が生じた箇所の内訳は、図2-24に示すように、混用管路区間でも鋼管のみか移動していた箇所が多いが、逆に混用管路区間で硬質ビニル管のみが移動していた箇所も5ヶ所見られた。また移動が生じた管の内訳は図2-25に示すとおりであり、突出しは鋼管のみに見られ、抜き出しは硬質ビニル管に多いことがわかる。図2-26及び図2-27は、鋼管及び硬質ビニル管の移動量の分布を、ダクト口の形態別に示したものである。

鋼管において、突出しが生じた管はいずれもマンホールへの接続かダクトソケット構造となっており、ダクトスリーブが用いられていた箇所ではかなり大きな移動が見られたが、突出しが生じた管はなかった。また鋼管の抜き出しは、ダクトスリーブが用いられていた箇所では、盛土崩壊により管路全体が押し流されたことにより発生した。ダクトソケットが用いられていた箇所では、鋼管の抜き出しは見られなかったが、ダクト口から水や土砂が流入していた管が多く、伸縮継手部での管の離脱が予想される。

硬質ビニル管の移動は、ダクト口での接着はずれによるものも多く見られたが、ダクトソケット箇所において、管本体やダクトソケットそのものが損傷していたものも4条見られた。

管の移動と周辺被害との関係を図2-28に示す。これによると、路面クラックのような比較的軽微な周辺被害や周辺被害がない箇所でも管の移動が発生していることが

ら、管の移動は、盛土崩壊、路肩陥没のような地盤の崩壊に伴って生ずるもの及び地震動そのものによって生ずるものの2つに分類できると考えられる。

地盤の崩壊に伴う管路の移動及び地震動による管路の移動が、マンホールとの接合部に集中すると、鋼管では、マンホールから管一着分離した所に設置してある伸縮継手部で、この移動を吸収しようとするが、現行の伸縮継手では十分な伸縮しろが設けられていないため、伸縮継手部で管の衝突や離脱が生ずる。また、離脱した管が、ゆり戻しにより継手にくい込むことも考えられる。このような挙動の結果、剛性の高い

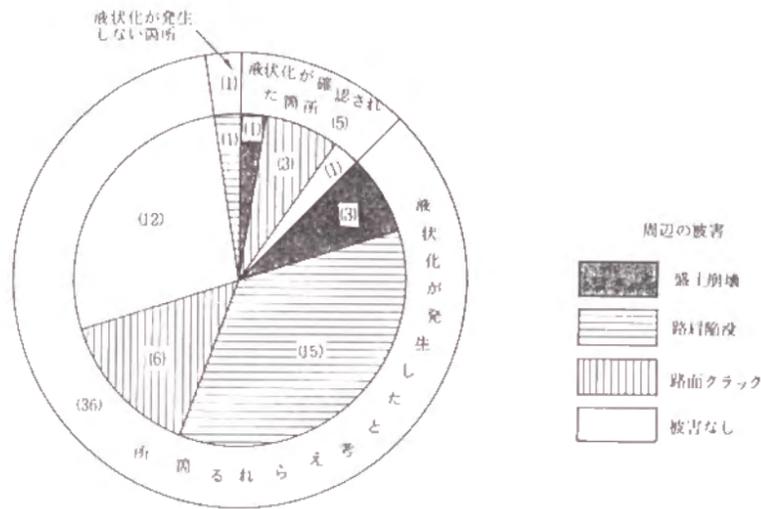


図 2-28 管の移動と周辺被害の関係

鋼管においては、マンホールのダクト口に力が集中し、これを破壊して突出しが生ずる。拔出し側の移動に対しては、伸縮継手部で離脱が生ずるためダクト口での移動量は比較的少ないものと考えられる。

一方、硬質ビニル管においては、突出し側の移動に対しては管の剛性がダクト口の強度より小さいため、ダクト口は破損せずに管の内部応力で吸収し、拔出し側の移動に対しては、ダクト口における管の付着が切れて、拔出しが生ずるものと考えられる。

④-2 額縁損傷

マンホールの額縁損傷は19個のマンホールで発生しており、損傷箇所としては24箇所であった。これらの損傷は、管の移動に伴って額縁面に大きな力が作用したことが要因となっており、損傷形態ごとに図 2-29 のように分類できる。この分類に基づき、額縁損傷件数を整理したものが図 2-30 である。

ダクトソケットにおける額縁損傷は、前述したように、マンホール際における鋼管の応力集中が原因となっている。このうち突出しに伴う額縁全体の破損は鋼管単独布

設区間に多く、地震時に鋼管全体が突出す際に、額縁モルタル全体が押し出されたものである。また突き出しに伴う額縁の一部破損は混用管で多く発生しており、これは鋼管、硬質ビニル管ともに突出し側の力を受けた場合、硬質ビニル管はそのたわみ性によりこの力を吸収し、鋼管だけ突出して、その周辺の額縁モルタルを破損するものと考えられる。さらに拔出しに伴う額縁の破損は、管を引抜く力が作用する際に額縁面に引張力が生じ、額縁面が損傷したものであるか、引抜け力が作用した場合、一着目の伸縮継手での離脱が生じやすく、発生箇所としては少なかった。このほかダクト口への衝突に伴う額縁の破損は、比較的軽微なものが多かった。特にダクトスリー

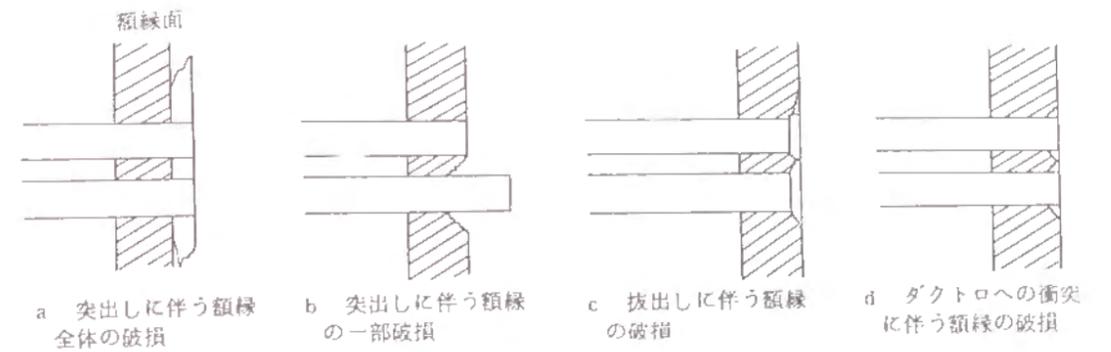


図 2-29 額縁損傷の分類

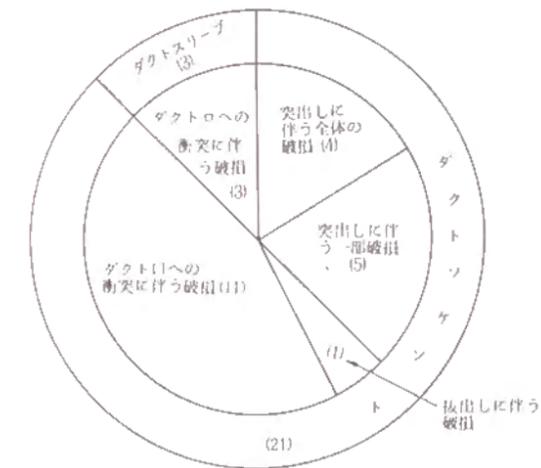


図 2-30 額縁損傷形態別分類

が用いられていた箇所では、鋼管が押し込み側の限界まで移動しており、仮にこのような箇所にダクトソケットが用いられていると、管が突出しにまで及び、額縁損傷の度合いが大きくなってマンホール本体に損傷を与える可能性があると推定される。



写真2-8

能代～男鹿線 Na.27 MH

- ・MH の浮上 18cm
- ・MH の傾斜 7° 35'



写真2-9

能代～男鹿線 Na.28 MH

- ・MH の浮上 56cm
- ・MH の傾斜 5° 29'



写真2-10

能代～男鹿線 Na.28 MH

- ・MH の浮上 56cm
- ・MH の傾斜 5° 29'

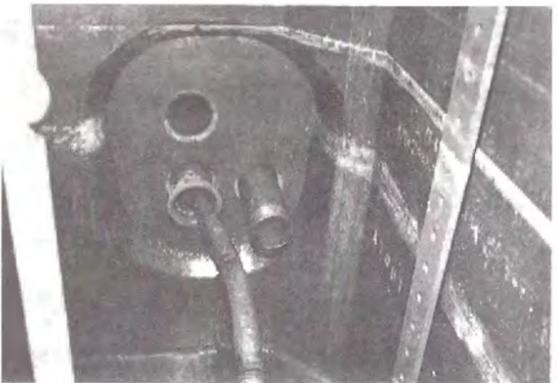


写真2-11

鳥小屋線 Na.1 MH

PS 管の突出しと
市内ケーブル外被の損傷

(ii) 地下管路

① 被害の概要

地震発生後行われた地下管路の通過試験結果によると通過試験を実施した延長52.9kmのうち、延長19.6kmの地下管路に不通過被害が見られた。表2-23に秋田、青森部管内で実施した通過試験結果を示す。

地下管路の不通過被害は秋田部・能代局管内で多く発生し通線延長17.5kmの23.5%に当る延長14.6kmに不通過被害が見られた。図2-31は、能代市内における地下管路ルートと不通過箇所を示したものである。これによると、末広町、昭南町、青葉町等、市街地西部に被害が集中していることがわかる。この一帯は、砂丘間低地の造成区域で、地下水位が高く、緩い砂地盤が続いているため、地盤の液状化により建築物をはじめ、水道管やガス管等にも大きな被害が見られた箇所であり、通信地下管路の場合も液状化が被害の主な原因と考えられる。

また、地盤の液状化により多くのマンホールが被害を受けた能代・男鹿同軸ルートにおいては、マンホールの浮上に伴い、一着目の伸縮継手部における管路の不通過が多く発生したほか、盛土崩壊が発生し、崩壊箇所の両側で不通過となった箇所も見られた。

表2-23 管路通過試験結果

通信部	局名	実施区間数 (スパン)	実施延長 (m)	通線延長 (m)	不通過延長 (m)	不通過		
						スパン	箇所	
秋 田	秋 田	7	1,004.6	2,254.6	1,376.4	4	6	
	土 崎	7	1,603.8	4,248.4	680.0	2	3	
	男 鹿	能代～男鹿除く	6	579.5	2,156.5	186.6	3	3
	能 代	能代～男鹿	35	7,658.0	7,658.0	1,913.8	8	13
秋 田 部 小 計		88	11,120.7	33,775.7	18,725.4	45	78	
青 森	青 森	10	1,472.3	2,409.9	0	0	0	
	五 所 川 原	46	8,506.2	10,681.6	706.5	2	4	
	鱒 ヶ 沢	19	3,108.5	6,022.5	125.4	1	2	
青 森 部 小 計		75	13,087.0	19,114.0	831.9	3	6	
合 計		135	24,707.7	52,889.7	19,557.3	48	84	

そこで、以下に能代市内及び能代～男鹿同軸ルートにおける復旧工事に合わせて実施した二次調査結果に基づき、地下管路の被害状況及びその分析結果を述べる。

② 被害状況及びその分析

②-1 能代市内における地下管路の被害状況

能代市内で二次調査を行ったのは、出戸町線3号～4号間及び4号～5号間、出戸沼北線1号～2号間及び港線2号～3号間の4カ所である。これらは、いずれも地盤の液状化が発生した箇所であり、鋼管ねじ継手や硬質ビニル管接着継手の損傷、鋼管伸縮継手の屈曲及び管の段くずれ等が生じていた。(写真2-12～2-13参照)

写真2-12は、出戸町線3号～4号間における地下管路の損傷状況を示したものである。この箇所では、SA管のねじ継手が破断し、管の離脱が生じるとともに、硬質ビニル管の接着継手が損傷し、管の段くずれが見られた。損傷状況から判断すると、管路に軸方向力だけでなく、大きな曲げが作用したものと推測できる。

この他、不通過となった箇所では補修時に撤去された管路の状況を見ると、鋼管ねじ継手で引張破断、圧縮による座屈、曲げ破壊した例が多かった。写真2-13は、鳥小屋線1号～2号間において、ケーブル損傷が発生した箇所における地下管路の損傷状況を示したものである。この箇所では、PS管のねじ継手部で座屈が生じており、鋼管の被害状況から判断すると、出戸町線と同様、曲げと軸力が同時に作用したものと考えられる。

②-2 能代～男鹿同軸ルートにおける被害状況

能代～男鹿同軸ルートにおける地下管路の被害として顕著だったものは、マンホール際の伸縮継手部におけるPS管の屈曲であった。図2-32は、能代～男鹿線29号マンホール付近における地下管路の被害状況を示したものである。この例では、地震前を基準とすると、マンホールは5cm浮上しているのに対して、管路は伸縮継手部で4.5cm沈下し、この伸縮継手部で鋼管の屈曲が生じて管が不通過となったものである。このような地盤の液状化による地下管路とマンホールとの間の鉛直方向の相対変位は、地下管路とマンホールの比重の違い及び地盤沈下に対する抵抗の違い等によって生じるものと考えられる。



図2-31 能代市内における地下管路ルートと不通過箇所(X)

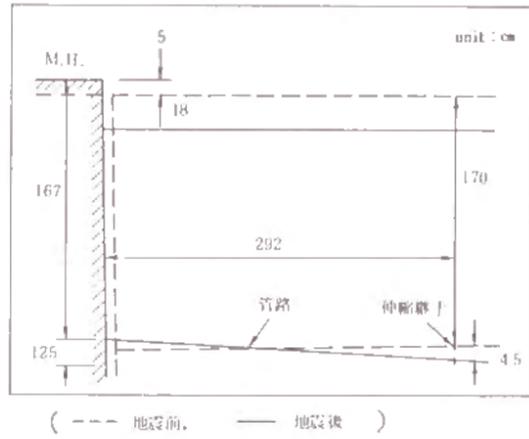


図 2-32 能代～男鹿線29号マンホールにおける地下管路の被害状況

この被害状況から、マンホール近傍に着目し、液状化時における地下管路の挙動解析を行った。これによると、地下管路とマンホールとの間の鉛直方向の相対変位が10cm程度になると、伸縮継手の許容回転角の1.7倍の回転角が伸縮継手部に生じるという結果が得られており、実被害とほぼ合致している。

図 2-33は、能代～男鹿線25号～26号間における盛土崩壊に伴う地下管路の移動状況を示したものである。この箇所では、高さ2mの盛土が、長さ30m、幅3mにわたって崩壊し、土砂の移動に伴って、PS管2条が、水平方向に最大1.1m、垂直方向に最大1.89m移動した。これによって、盛土崩壊箇所の両側でねじ継手部における管の破壊及び離脱が、崩壊箇所の中間部で管体の屈曲が見られた。

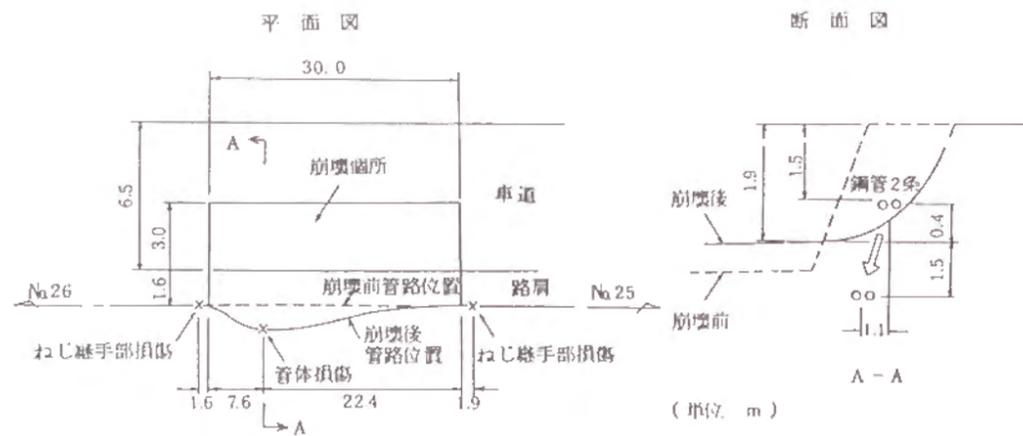


図 2-33 盛土崩壊箇所における管路の移動状況

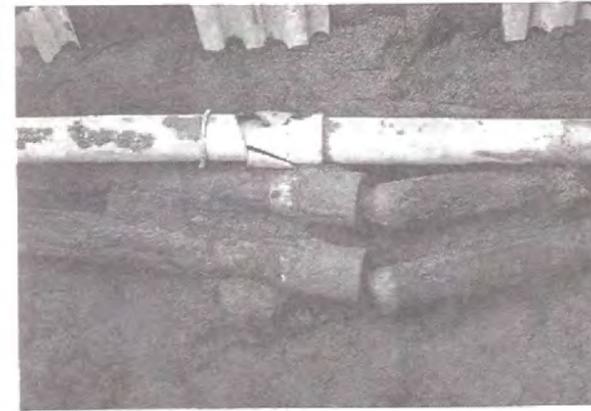


写真 2-12
出戸町線 No.3～No.4 NH 間
(SA管ねじ継手及びV管接着
継手の損傷と管の段くずれ)



写真 2-13
鳥小屋線 No.1～No.2 NH 間
(PS管ねじ継手の損傷)

(iii) 橋梁添架管路

① 周辺地盤の被害

調査した34橋では、すべての箇所て橋台際の取付道路の沈下が見られた。沈下量の分布は図 2-34に示すとおりであり、30cm以上の沈下が5カ所て発生していた。また青森県十三大橋は、添架管路が床版に埋込まれているタイプであったため本項では除外してあるが、ここでは最大70～100cmもの地盤沈下が見られ、前項の写真に示したように、管路の移動に伴い、橋詰マンホールに大きな被害が生じた。このように、特に大きな地盤沈下が発生した箇所では、沈下に伴って管路が移動している恐れがあり、橋台との境界部において管路に大きな曲げ応力が集中している可能性がある。

② 添架管路の被害

添架管路の被害は、硬質ビニル管添架管路におけるビニル管ソケットの離脱、損傷及び鋼管ビニル管ソケットの損傷が主であり、鋼管添架管路では被害はなく、図 2-35～36にその被害状況を表した。

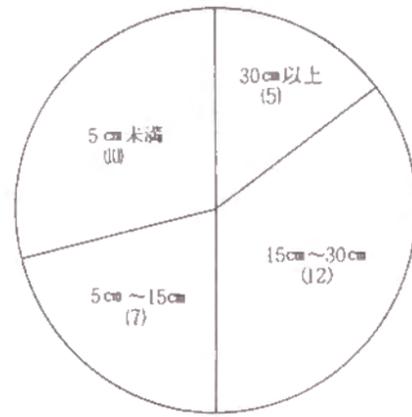


図 2-34 地盤沈下量の分布

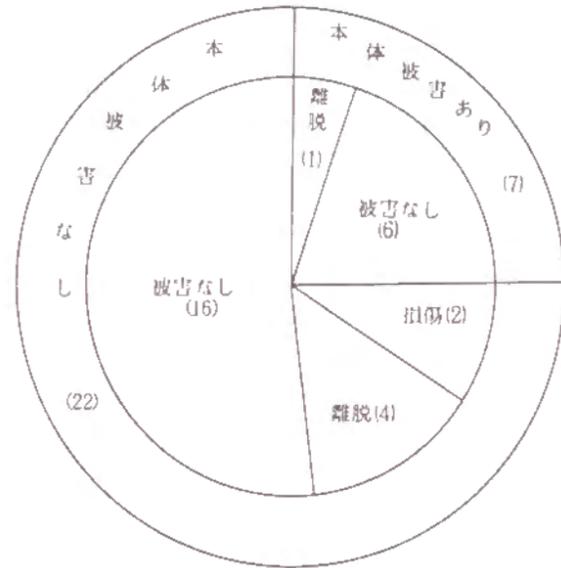


図 2-35 ビニル管ソケットの被害と橋梁本体の被害の関係

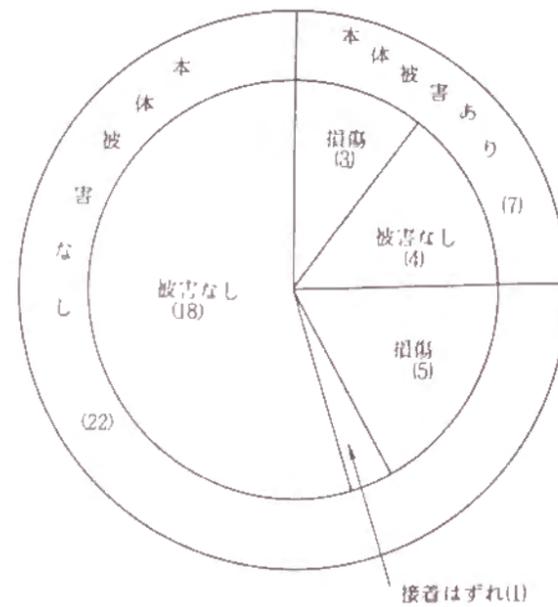


図 2-36 鋼管ビニル管ソケットの被害と橋梁本体の被害の関係

(iv) とう道

とう道の調査は秋田大町局とう道について実施した。損傷状況としては、局舎ととう道の取付部及び特断部における伸縮断手部で、表面に塗布したエポキシ系樹脂が部分的にはく離し、目地材が一部内側にはみ出していた程度であり、機能上の損傷はなかった。(写真 2-14 参照)

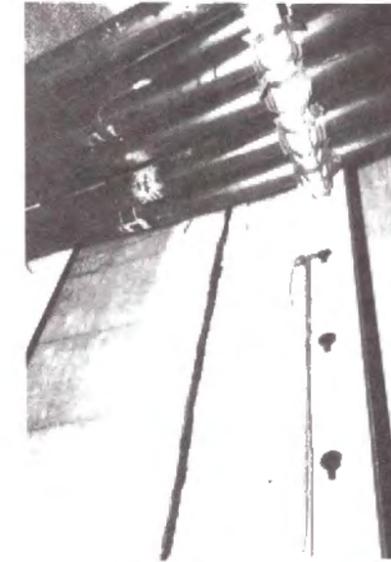


写真 2-14
大町局局前とう道
(伸縮継手での目地材のはみ出し)

(4) 被害の分類

前節までに述べた被害を、復旧の必要性から分類したものを表 2-24 に示す。

表 2-24 復旧の必要性からの分類

被害種別	設 備 本 体		復旧を要する 周辺被害
	復旧を要する被害	復旧を要しない(被害)	
・マンホール	<ul style="list-style-type: none"> マンホール浮上 マンホール傾斜(2°以上) 本体損傷 首部損傷 管の突出し、抜出し V管の移動 顔縁損傷 	<ul style="list-style-type: none"> マンホール傾斜(2°未満) ・鋼管の移動* 	<ul style="list-style-type: none"> ・縁石周辺の破損 ・付帯工の沈下
・地下管路	<ul style="list-style-type: none"> ・管路の不通過 		<ul style="list-style-type: none"> ・占用路面の沈下、損傷
・横りょう添架設備 ・専用構	<ul style="list-style-type: none"> ・SVソケット破損 ・Vカンソケット離脱、破損 ・添架金物損傷 ・固定片はくり ・シューの破損 	<ul style="list-style-type: none"> ・V管ソケットでの移動* 	<ul style="list-style-type: none"> ・バラベットのモルタルはくり

*これらの移動は将来的に抜出す恐れがあるため、調整が必要である。

(5) 考 察

今回の調査結果より得られた主な事項は以下のとおりである。

- (i) 地盤の液状化が発生もしくは発生したと推定される箇所において、マンホールの浮上・傾斜・地下管路の損傷等顕著な被害が確認された。これらの被害は、通信土木設備としての機能障害となるほか、収容ケーブルに損傷を与える恐れもあることから、通信土木設備の液状化対策について検討する必要がある。
- (ii) 地盤の液状化の判定方法として、道路橋示方書に示されている方法を用いて判定を行った結果、マンホールの浮上と判定結果はほぼ対応を示した。このほか、地下水位

の高さがマンホールの浮上に大きな有意性を持っている。

- (iii) マンホールの額縁損傷は、ダクトスリーブにより被害を軽減することか可能である。
- (iv) マンホールダクト口において硬質ビニル管を接着接合としている現行形態のものでは管が折損する恐れがあり、伸縮機能を付加することも検討する必要がある。
- (v) 塗覆装鋼管のねじ継手、従来の伸縮継手は、耐震上の弱点部となる恐れがあり、特に既設管路の合理的な補強対策について検討する必要がある。
- (vi) 橋梁添架管路では、地震変位を考慮した橋りょう添架伸縮継手に更改することにより、大半の被害を防止できるものと考えられる。この際、極力伸縮継手部の軸心を合わせて設置することか望ましい。

2.2.6 長野県西部地震における被害状況

(1) 被害一般

1984年9月14日長野県木曾郡王滝村に震央をもつマグニチュード6.8の地震により、大規模な山腹斜面の崩壊が発生した。土砂流により29名の人命が失われ、河川・道路等に大きな被害があったが、住宅の被害は少なかった。

最も大きな山腹崩壊は、御岳山八合目（標高約2500m）に発し、伝上川・湯川筋を約8km流下し、王滝川との合流点、柳ヶ瀬地区（標高約1,000m）で停止したもので、その土量は約3,400万m³と推定されている。

(2) 電気通信設備の被害³⁶⁾

電気通信設備の被害は通信土木設備に集中し、斜面崩壊による電柱・地下管路の流失等により、王滝村内621加入中187加入が障したほか、三岳～王滝市外ケーブルの第1ルートが被災し、市外回線60回線中39回線が障した。電気通信設備の被害の概要は表2-25に示すとおりであり、被害額は1億3千万円と推定されている。

表2-25 王滝局管内の被害状況

被害設備	総数	被害数
電柱	925本	折損 2本
		流水 96本
		傾斜 50本
マンホール	64コ	43コ
架空ケーブル	86.6km	10.0km
地下ケーブル	10.0km	1.1km

※地下ケーブル総数は、王滝～三岳間

(3) 被害の分析³⁷⁾

(i) マンホール

三岳～王滝市外第1ルートにおけるマンホール被害内訳を図2-37に示す。マンホール被害の内訳は、流出した4個のほか、首部のみ損傷26個、首部・ダクト口の損傷6個、首部・ダクト口・本体損傷5個、ダクト口損傷2個でマンホール総数64個の71.7%に当たる43個に地震による影響が見られた。また本ルート of 県道・御岳・三岳・黒沢線の山岳道路の周辺地盤では、路面沈下、クラック（地割れ、亀裂を含む）、方面崩壊等の被害が96箇所で見られ、特にこれらの被害は山岳道路の谷側で数多く発生した。

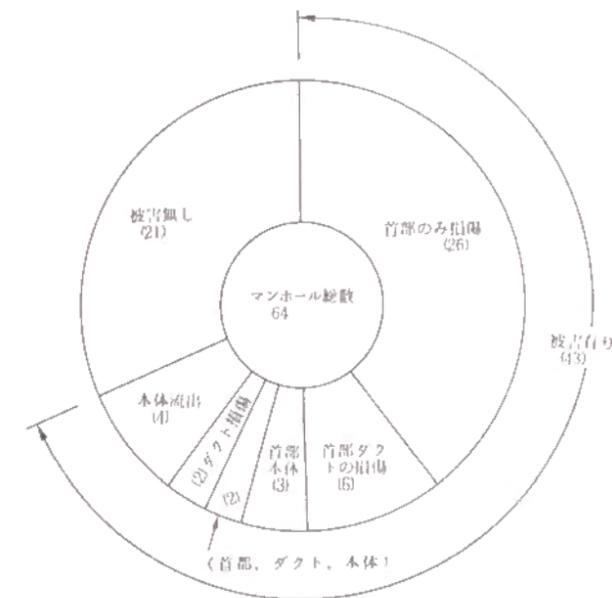


図2-37 マンホール被害内訳

① マンホール本体（写真2-15参照）

本体に被害が見られたマンホールは斜面崩壊により流出した4個を除くと、その被害はいずれも軽微なものであり、機能障害となるものは無かった。また本体被害マンホールの内訳は、レジンマンホール2個と現場打ちマンホール3個であり、レジンマンホールの被害は、マンホール接着部のはく離とクラック発生であった。特にNo.39のレジンマンホールでは、接着部において最大1cm程度の左右のずれが確認された。また、現場打ちマンホールでは、側壁や上床版に微小なクラックが発生していたが、いずれも軽微なものであった。本体被害箇所の周辺地盤では、直接本体に被害を与える様な地盤被害は見当たらなかった。

② ダクト口の被害

ダクト口の被害がみられたマンホール10個は、すべてクラックが発生した程度の被害であり、過去に地震調査を行った浦河沖地震や日本海中部地震で見られたような管

の突出し、抜け出しに伴う大きな被害は無かった。これは今回の地震が直下型で強い地震動のわりに波動伝搬に伴う地盤ひずみか小さかったと予想されることと、設備が山側に占用されていた為、路面の崩壊や変状の影響を受けにくかったこと等によるものと考えられる。

③ 首部

マンホールの首部の被害は37個のマンホールで発生していた。その被害形態は、表面モルタルはく離とリング状のクラックか大半であり、本体の被害と同様に機能障害となるものは無かった。流出した4個を除くと60個のマンホールについては、首部損傷と首部構造及び首長との関係を図2-38及び図2-39に示す。

図2-38から首部損傷は旧タイプのレンガ積の構造のものに多く見られた。レンガ積み首部のマンホールは昭和44年度～46年度に建設されたNo.15～No.56マンホール間に、またブロック積みの首部マンホールは昭和56年度～57年度に建設されたNo.1～14間のマンホールであったことから首部の被害はマンホールの建設年度が一つの要因になっていると考えられる。また首部損傷と首長の関係については、首長が長いほど地震による曲げを受けやすいと考えられるが、今回の調査結果では必ずしも相関性は認められなかった。

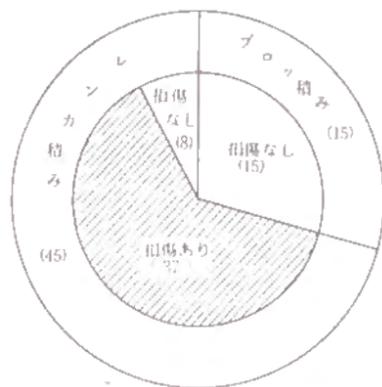


図2-38 首部損傷と首部構造の関係

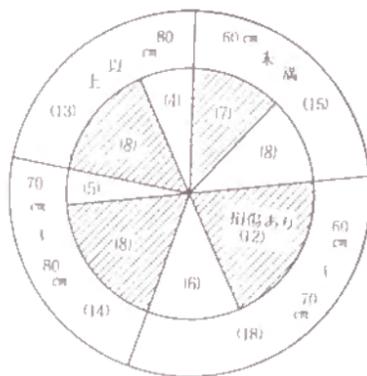


図2-39 首部損傷と首長の関係

④ 周辺地盤とマンホール被害との関係

調査マンホール64個の周辺地盤とマンホール被害との関係は、図2-40に示すとおりである。地盤被害は、地盤沈下、クラック（地割れ、亀裂を含む）、法面崩壊の3種類に大別され、マンホール築造位置とは反対側の山岳道路の谷側で多く発生していた。マンホール周辺地盤で地盤沈下とクラック被害が見られた13個のマンホールの53.8%にあたる7個に、又クラック被害のみの18個のマンホールの72.2%にあたる13個に首部クラックが見受けられた。しかし、周辺地盤被害とマンホール被害には、はっきりした関係は見られなかった。

法面崩壊が発生した12個のマンホールの91.7%にあたる11個のマンホールでは、マンホールの流出被害等の顕著な被害が見られた。

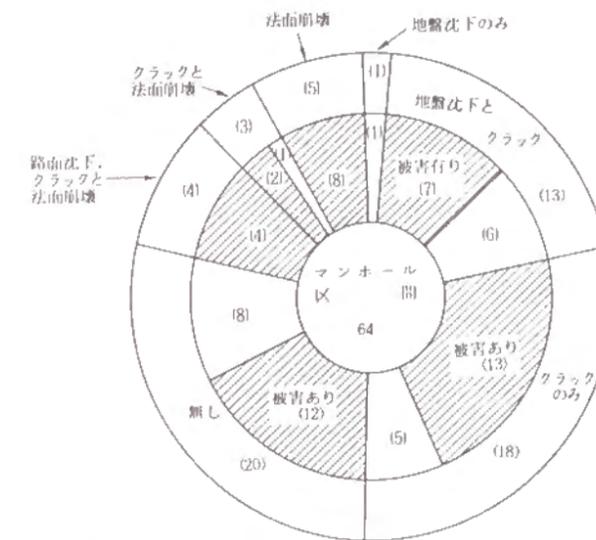


図2-40 周辺地盤被害とマンホール被害



写真2-15
三岳～王滝市外第1ルート
No.61MH
(マンホール本体流出被害)

(ii) 地下管路

三岳～王滝市外第1ルート、9.62kmの地下管路の被害は、管路不通過被害21箇所と管路流失被害延長1.3kmであり、管路流出被害は、松越地区の斜面崩壊箇所が生じたものである。(写真2-15参照)

管路不通過発生箇所の内訳と不通過被害との関係を図2-38に示す。尚、管路不通過被害の判定は表2-28に基づき行った。管路不通過被害は、マンホール際の旧型タイプの鋼管伸縮継手で8箇所、管路中間部で12箇所(φ75SA管:9箇所、φ75V管:3箇所)、橋台際で1箇所(φ75SA管)に見られた。また管路不通過被害はφ75SA管の18箇所に見られ、φ75V管に比べ3倍も多く発生した。

① 旧型タイプの鋼管伸縮継手

旧型タイプの鋼管伸縮継手の不通過被害箇所では、通線不可1箇所、3、4号マンドレル不通過6箇所及び4号マンドレル不通過で3号マンドレル通過150m以上の1箇所であった。これらは、伸縮継手部で管が離脱したか、あるいは、3号マンドレル通過屈曲角度4.9°を越える屈曲が継手部で発生したものと考えられる。

② 管路中間部

管路中間部におけるマンドレル通過試験結果によると、通線不可箇所がφ75SAの1箇所、φ75V管の2箇所に見られ、3号あるいは4号マンドレル不通過箇所がφ75SA管の3箇所で見られた。また4号マンドレル不通過で3号マンドレル150m以上通過したものがφ75SA管の5箇所、φ75V管の1箇所に見られた。

通線不可の箇所のφ75SA管とφ75V管では主として継手部で管が離脱又は破損したと考えられる。また3、4号マンドレル不通過箇所のφ75SA管では、ねじ継手あるいは管体で3号マンドレル不通過角度4.9°を越える屈曲が継手部で生じたと考えられる。同様に4号マンドレル不通過で3号マンドレル通過150m以上の箇所でも、継手あるいは管体で2.5°以上～5.0°以内の屈曲が地盤変状により生じたと考えられる。

③ 橋台際

橋台際での不通過被害箇所では、橋台取付道路の路面に沈下跡が見られたことから、路面の不等沈下に管路が追従出来なかったことにより、被害が発生したものと考えられる。

④ 管路不通過被害と周辺地盤被害

三岳～王滝市外第1ルートにおける管路不通過被害箇所と周辺地盤被害の関係を図2-41～42に示す。

旧型タイプの鋼管伸縮継手の不通過被害は8か所であり、そのうちマンホール近隣地盤被害の発生は、No.36マンホールの上部側とNo.45マンホールの下部側の2箇所であったことから、今回の調査においては伸縮継手部での不通過被害と周辺地盤被害との相関性は認められなかった。

管路中間部の不通過発生区間は、地盤沈下やクラック等が多数見られ、特に、No.37～No.38マンホール区間では、谷側の路面が37mにわたり30cmも沈下したり、管軸方向直角にクラックが発生し、φ75SA管の1箇所では3号あるいは4号マンドレル不通過となり、φ75V管2箇所では通線が出来なかった。このように、管路中間部の不通過被害箇所ではかなりの地盤変状量が発生し、管路の大変形や損傷が生じたものと考えられる(図2-43)。

表2-26 地下管路被害調査結果

管路被害内訳	被害直長 (m)	被害延長 (m)	被害区間	被害箇所	記 事
管路不通過	2,563.0	3,000.5	17	21	通線延長 (m) 15,342.5
管路流失	620.7	1,226.2	5	1	

表2-27 管路通過試験判定基準

試験内容	管 路 (φ75 mm 管)
マンドレル通過試験結果	マンドレルによる通過試験は、4号マンドレルを通過させる。ただし、150m以下の管路で4号マンドレル不通過の場合でも必ず3号マンドレルを通過させる。また中継函等の引込管路は除くものとする。

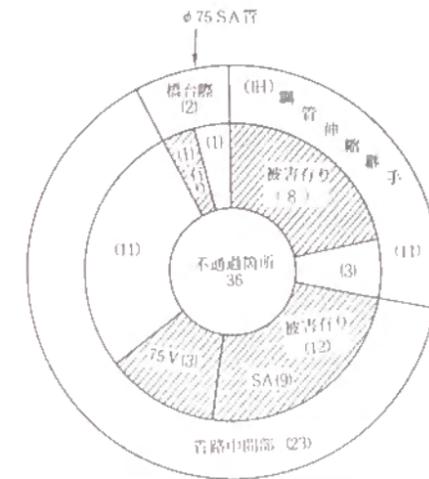


図2-41 管路不通過発生箇所と不通過被害との関係

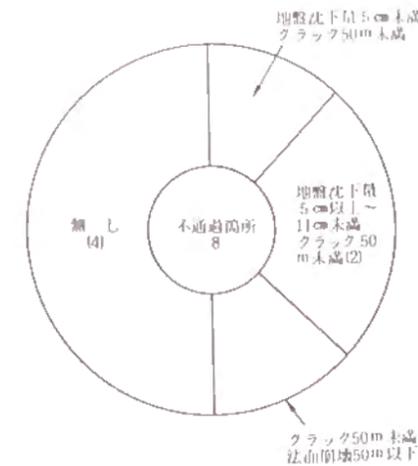


図2-42 旧型の伸縮継手における地盤被害内訳

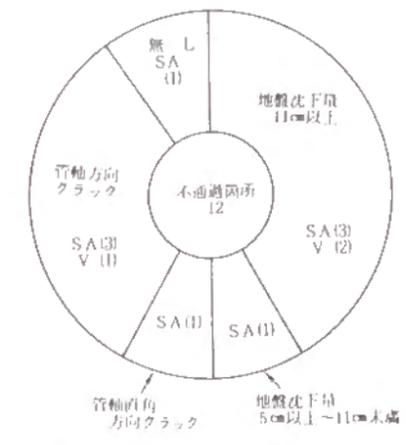


図2-43 管路中間部における地盤被害内訳

(iii) 橋梁添架設備の被害状況

三岳～王滝市外第1ルートにおける河川越し箇所は3箇所であり、これらの箇所ではいずれも橋梁への添架形式となっていた。これらの箇所では、添架されているケーブルには特に変化は認められなかったが、樽沢橋において、橋台を貫通しているさや管が橋梁取付け部の不等沈下により曲げを受け、橋台裏で管路の不通過が生じた。この部分の沈下量は20cm程度であり、橋台パラペット部の表面モルタルのはく離が見られた。

(4) 考察

被害調査結果より得られた主な事項は以下のとおりである。

- (i) 三岳～王滝市外第1ルートの通信土木設備は、山岳道路の山側を占用していたので地盤被害に比べ設備被害は軽微であった。このことより、地震被害を軽減するためには占用位置を十分考慮して設計する必要がある。



写真2-16
三岳～王滝市外第1ルート
No.61MH～No.62MH間
(管路流出被害箇所)

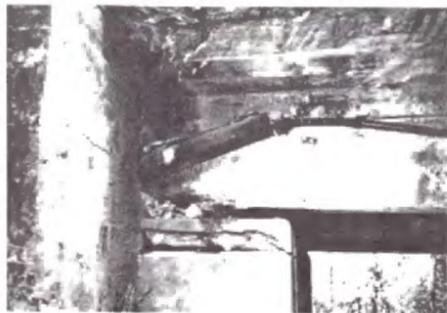


写真2-17
三岳～王滝市外第1ルート
No.39MH～No.40MH 樽沢橋
(さや管曲げ被害)

- (ii) 地下管路の不通過被害は、φ75SA管で多く見られたことから、旧型タイプの伸縮継手及びねじ継手の効果的な耐震対策を構じる必要がある。
- (iii) 三岳～王滝市外ルートは御岳湖を挟んで第一ルートの地下管路設備と第二ルートの架空線路設備の2ルート化が実施されたことや、第一ルートの被災時に通信ルートの切り替えを行ったことにより、通信サービスの被害を最小に食い止めることができた。

2.3 過去の地震被害のまとめ

2.3.1 地震被害の概要

各地震による被害状況を説明したが、屋外通信設備、加入電話、市外回線の被害状況及び途絶局数の概要をまとめると表2-28のようになる。これらの被害の原因を分析すると地震動そのものにより設備に力や変位が加わり被害が生ずるものと、設備が設置されている地盤が、液状化または崩壊などの変状を起こし結果的に設備被害に至るものとか考えられる。前者の地震動による被害は、設備の設置環境にはあまり左右されないが、後者の地盤変状によるものは大きく影響され、特に液状化地盤や盛土区間では多くの被害が発生しており電気通信サービスに大きな被害をもたらすことがわかる。

表2-28 地震と通信設備被害の概要

名称 発生日月日 地震の規模 各地の震度	新潟	1963年1勝沖	宮城県沖	浦河沖	日本海中部	長野県西部	
	30. 6. 16 M7.5 V: 新潟、酒田 仙台、田代	43. 5. 16 M7.9 VI: 苦小牧 V: 青森、盛岡 八戸、函館	53. 6. 12 M7.4 V: 仙台、石巻 福島	57. 3. 21 M7.1 VI: 浦河	58. 5. 26 M7.7 V: 秋田、岩手 むつ	59. 9. 11 M6.8 VI: 上滝村 IV: 甲府	
屋外 線路 設備 の 被害 数	電柱 (本)	3,700	2,930	892	53	710	925
	支線 (本)			328		1,267	
	架空ケーブル (延km)	71	318	22.1	1.9	17.5	86.6
	地下ケーブル (延km)	111	7.1	19.7	0.1	26.3	10.0
加入電話不通数	加入	22,417	4,199	1,031	250	1,315	187
	市外回線 (含む・TV・電灯)	2,232	1,032	21,000	0	0	39
	途絶局数	3	11	0	1	0	0
被害 数	マンホール	135	189	389	24	178	61
管路 (延km)	91	20.1	10.7	20箇所、7	12.9	22箇所	
木造架設架設路 (件)	(約100%)		13	25	17	1	

2.3.2 地震被害の分析

地震による被害を分析するとその特徴として地震動そのものにより設備に力の変位が加わり被害が生ずるものは、設備の設置場所にはあまり左右されないが、液状化又は地盤の崩壊などの地盤変状によるものは大きく影響され、特に液状化地盤や盛土区間では多く被害が発生していることがわかる。つぎに、設備ごとに被害の特徴を述べる。

(1) マンホール

マンホールでは、管路取り付け部の額縁や本体の一部に損傷が発生し、液状化等の地盤変状により本体の浮き上がり、傾斜が見られる。また、盛土区内等での道路崩壊により本体の流出も見られる。

(2) 地下管路

地下管路の被害を管種別にその特色を上げてみると次のようになる。

- (i) コンクリート管、陶管、石綿セメント管は管体強度が劣っており、押し引き或いは沈下による外力で破損しやすい。
- (ii) 印ろう継手鋳鉄管は管体強度が劣り、また継手部で抜け易く被害になり易い。
- (iii) 伸縮しろの小さい金属管（ネジ式継手の鋼管、鋳鉄管）では、マンホール際で伸縮継手部の離脱・屈曲、継手部での損傷、或いはマンホールダクト部での管の突出を生じることがある。また、他構造物による影響ではカルバート越し区間、盛土区間、或いは橋台裏区間といった部分では被害が生じやすい。

(3) 橋梁添架設備

橋梁添架設備では、橋げたと添架管路の動きに相違が生じやすく橋の振動に追従しにくい鋼管のソケットに被害が発生しやすく、また、添架金物も変形や脱落する場合がある。なお、硬質ビニル管についても、継手部で抜ける場合がある。

(4) とう道

とう道では、埋設深度が深く、地表付近の地盤変状の影響を受けにくいシールドとう道は、一般に被害は発生しないといわれている。しかし、構造的に大きく変化する立坑取付部では、応力集中が起り易く、被害事例も報告されている。また開さくとう道は、局舎、立坑との取付部、あるいはとう道分岐部で亀裂等を生じることがある。

(5) 電柱

電柱では、不平衡荷重を受ける電柱や、老朽化した木柱などが傾斜、折損等の被害になり易く、液状化地盤では、沈下や傾斜が発生する。また、山岳地等の斜面の崩壊により流出したり、ブロック塀など他の構造物により被害となる場合もある。

(6) 通信ケーブル

通信ケーブルでは、軟弱地盤の盛土区間で、同軸ケーブルが損傷を受けたり、管路継手部の離脱、揺り戻しにより収容ケーブルが損傷を受ける場合がある。またマンホールの浮上・傾斜によるマンホール内ケーブルの管路端による損傷もある。

2.3.3 地震被害の設置環境と復旧

電気通信設備の被害について、設置環境ごとに整理すると表2-29のようになる。

表2-29 通信土木設備の地震被害と設置環境⁶⁾

設 備	被 害	設備環境	原 因
マンホール	額縁及び本体の損傷	全 域	地震動
	本体の浮き上がり、傾斜	液状化地盤	地盤の液状化
	本体の流出	山岳地	斜面の崩壊
地下管路	ダクト口での突き出し 継手の損傷 伸縮継手の離脱	全 域	地震動 盛土崩壊
	伸縮継手の屈曲	液状化地盤	地盤の液状化
	管路の流出	山岳地	斜面の崩壊
橋梁添架設備	ソケットの離脱、損傷、 添架金物の変形、脱落	全 域	橋げたと添架管路の動きの相違
電 柱	傾斜、折損	全 域	地震動
	沈下、傾斜	液状化地盤	地盤の液状化
	流 出	山岳地	斜面の崩壊
通信ケーブル	外被・心線の損傷	液状化地盤 軟弱地盤	地盤の液状化 不等沈下

マンホール、地下管路、電柱の被害は設置環境とその発生原因の相関性が比較的あり、地震動は全区域で、液状化地盤では地盤の液状化により、また山岳地では斜面の崩壊による原因が主である。

また、過去の主な地震被害による被害状況と復旧の関係は表2-30のようになる。

表2-30 地震被害状況と復旧⁷⁾

名 称	新 潟	十 勝 沖	宮 城 県 沖	浦 河 沖	日 本 海 中 部
発 生 年	S39. 6	S43. 5	S53. 6	S57. 3	S58. 5
主な被災地域	信越、東北	東北、北海道	東 北	北 海 道	東 北
最大震度階	V	VI	V	VI	V
途 絶 局 数	3	11	0	1	0
不 通 電 話	23,000 加入	4,500 加入	4,000 加入	300 加入	1,400 加入
市 外 回 線	2,300 回線	4,000 回線	24,000 回線	0	0
応急復旧日数	11日	6日	7日	—	4日
ケーブル被害延長	190 km	360 km	33 km	3 km	44 km

- 1) 福富秀雄：電気通信線路技術、電気通信協会
- 2) 電電公社：電気通信自主技術開発史（線路編）
- 3) 岩永三樹男・及川陽・山川喜弘・本田建：通信土木施設－設計施工－、東京出版センター
- 4) 原田安雄：通信土木施工技術、電気通信協会
- 5) 電電公社技術局・建設技術開発室：最近における耐震設計と通信土木施設について、S.55.3
- 6) NTT筑波フィールド技術開発センタ：地下管路設備の耐震設計指針（案）、62.7
- 7) NTT筑波フィールド技術開発センタ：電気通信屋外設備の震災調査マニュアル、1988.3
- 8) 佐武正雄、中野雅弘他：地中埋設管の液状化による被害の実態とその対策（電気通信）、日本科学技術協会、P270-295, 1988.3
- 9) 電電公社信越電気通信局：新潟地震災害記録、39.6.16
- 10) 土木学会新潟地震調査委員会編：昭和39年新潟地震震害調査報告、1966.
- 11) 電電公社保全局・東北電気通信局・北海道電気通信局：1968年十勝沖地震災害記録 S.44.8
- 12) 電電公社施設局：局外通信施設と地震、43.9
- 13) 建設省土木研究所：宮城県地震によるライフライン施設の被害と復旧に関する講演会議事録、55.9
- 14) 東北電気通信局：1978年宮城県沖地震災害記録、53.12
- 15) 磯山龍二・篠泉・片山恒夫：1982年浦河沖地震による浦河町上下水道施設の被害と復旧、土木学会第37回年次学術講演会講演概要集、1982.10
- 16) 白川淳一・奥村強・澤橋剛志：1982年浦河沖地震による通信土木施設の被害状況について、土木学会第38回年次学術講演会講演概要集、1983.10
- 17) 電電公社建設技術開発室：浦河沖地震による地下構造物の被害報告、57.3
- 18) 建設省土木研究所：1983年日本海中部地震による地中構造物の浮上がりの報告、60.5
- 19) 日本水道協会東北地方支部：日本海中部地震による水道施設の被害と問題点、S60.2
- 20) 日本ガス協会：日本海中部地震と都市ガス、59.2
- 21) 運輸省港湾技術研究所：1983年日本海中部地震港湾被害報告、1985.3
- 22) 土木学会：1983年日本海中部地震震害調査報告書、61.6
- 23) 土質工学会東北支部：1983年日本海中部地震被害調査報告書、1986.5
- 24) 能代市：能代市の災害記録
- 25) 運輸省港湾技術研究所：1983年日本海中部地震港湾被害報告、港湾技術研究所資料No 51、1985年3月
- 26) 北澤壯介・橋本俊昭：港湾施設の被害状況についての検討、昭和59年度土木工学会東北支部研究討論会「日本海中部地震シンポジウム」講演概要集、昭和59年11月19日、土木工学会東北支部
- 27) 赤田義宏・亀田弘行・杉戸真太：1983年日本海地震によるライフライン系の被害、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集 I-338, PP675, 1984.10
- 28) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：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）被害の特長、土木研究所資料—第2244号、昭和60年3月
- 29) 建設省土木研究所：1983年日本海中部地震被害調査報告、土木研究所報告第165号、1985.3
- 30) 1983年5月26日日本海中部地震被害調査報告、応用地質調査所、1984年1月
- 31) 鉄道技術研究所：日本海中部地震盛土の安定解析、鉄道技術研究所報告No-A-86-140、1986.7
- 32) 鉄道技術研究所：日本海中部地震の際の盛土の地震時挙動、鉄道技術研究所報告No-A-85-114、1985.6
- 33) 加瀬文男・中野雅弘・澤橋剛志：日本海中部地震による通信土木設備の被害状況土木学会第39回年次学術講演会講演概要集、I-338, P675-676, 1984.10
- 34) 能代電報電話局：1983年日本海中部地震災害記録、1983.12
- 35) 電電公社建設技術開発室：日本海中部地震による地下構造物の被害調査結果報告、1985.3
- 36) 加瀬文男・中野雅弘・澤橋剛志：長野県西部地震による電気通信設備の被害状況、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集、I-429, P857-858, 1985.10
- 37) NTT筑波技術開発センタ：長野県西部地震による電気通信設備の被害調査結果報告1987.6

第3章 通信土木設備の地震時挙動観測

3.1 はじめに

通信土木設備の地震時信頼性を検討するために通信土木設備の地震時被害調査、挙動再現実験、構造解析などの基礎技術とともに、通信土木設備の実地盤での地震時挙動を観測し、地震解析法などの適用性を検討する必要がある。そのため、通信土木設備別ごとに実地盤での地震時挙動を把握するための地震時挙動観測を実施した。

3.2 地震時挙動観測システムの概要

3.2.1 地震観測地点

首都圏内に構造物別に管路、とう道、橋梁添架設備、とう道分岐管について、図3-1のように観測地点を設けた。



図3-1 地震観測地点

各観測地点には地震時のデータを記録するための装置が置かれており、一定以上の加速度を感知すると起動がかかり、データを磁気テープに記録する。

3.2.2 観測システムの構成

観測システムは図3-2に示すように各観測地点に設置された端末装置によりデータの収集を行い記録されたデータは、データ収集システム（センタ装置により波形表示を行うほか、DEMOS-E（科学技術計算システム）センタのコンピュータを利用して各種波形解析を行う。

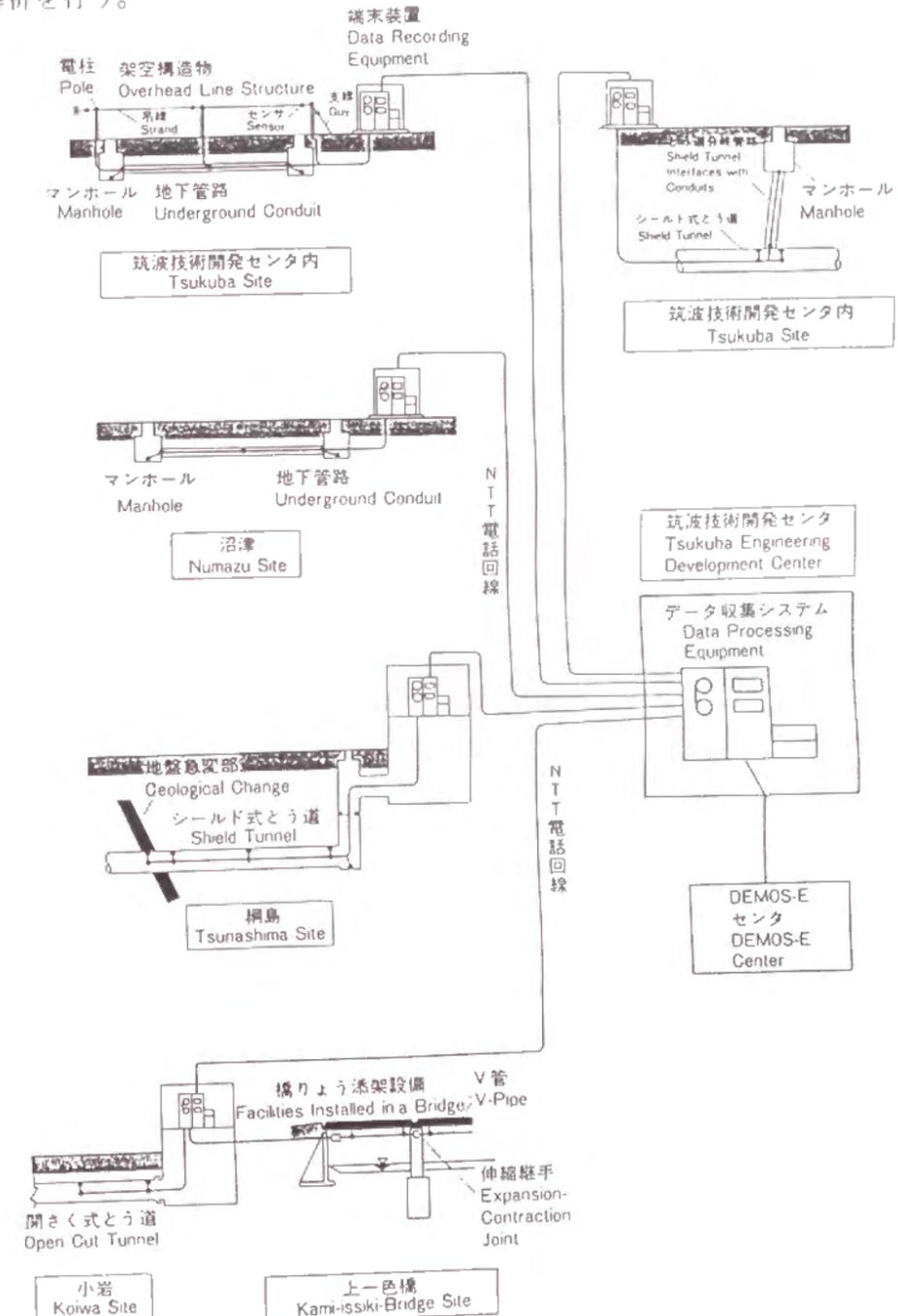


図3-2 観測システムの構成

3.2.3 各地の観測システム

(1) 筑波

筑波技術開発センタが位置する茨城県南部は、発生する地震の数が比較的多く、センタ内では、地下管路設備、架空設備及びとう道分岐管について下記の項目の観測を行った。

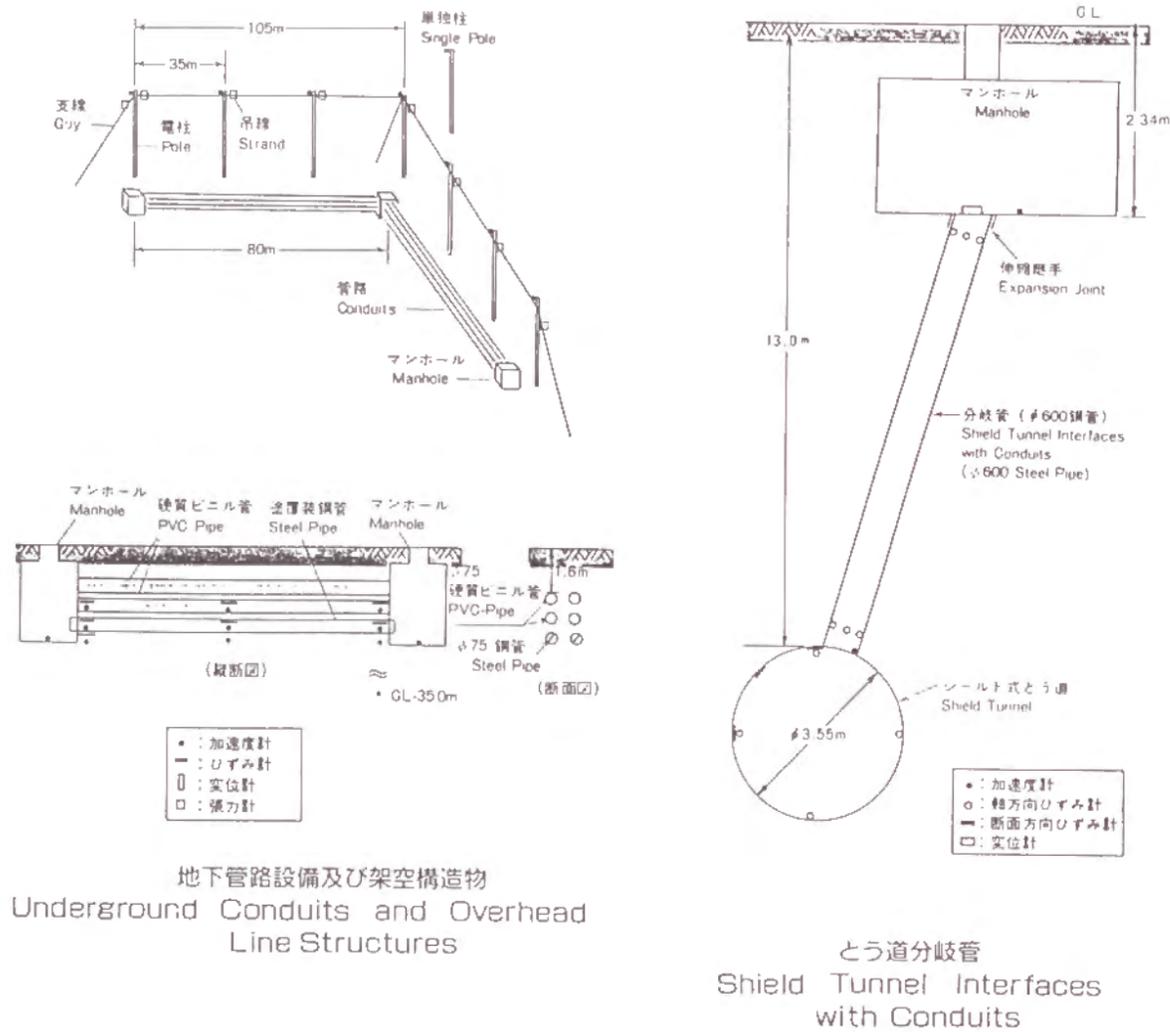


図3-3 観測システム(筑波)

*観測項目

①地下管路設備

- ・地盤、地下管路、マンホールの地震時挙動
- ・特にマンホールとの接続部及び中間部における地下管路の挙動の違い

②架空設備(電柱、支線、吊線)²⁾

- ・電柱単体としての地震時挙動
- ・架空設備の系としての地震時挙動

③とう道分岐管*

- ・地盤、とう道分岐管、とう道、マンホールの地震時挙動
- ・特に、とう道及びマンホールとの接続部におけるとう道分岐管の挙動の違い

(*信頼性・保守性に優れたシールド式とう道に、ケーブルを効率的に収容するため、とう道とマンホールを接続する新しい形態の設備)

(2) 静岡(沼津)

沼津市は、予想される東海地震で震度6程度の強い揺れになり、また特に観測地点は、きわめて軟弱な地盤であり、これまでに得られていないような貴重なデータを記録できるものと考えられる。

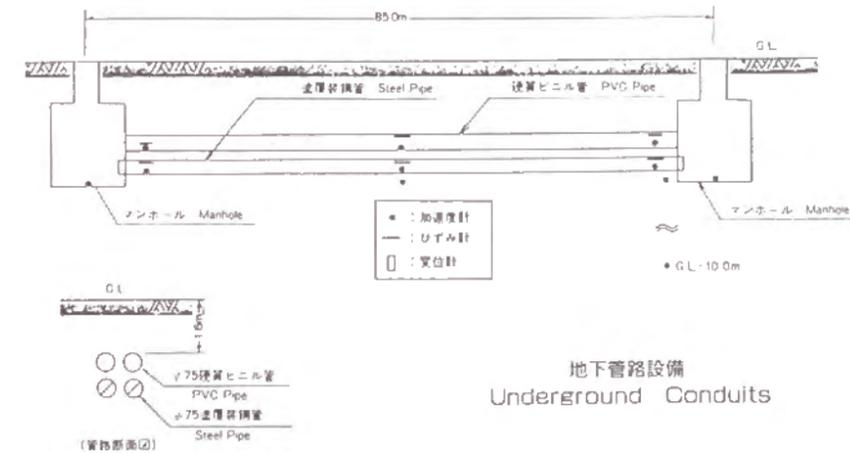


図3-4 観測システム(沼津)

*観測項目

- ・地盤、地下管路、マンホールの地震時挙動
- ・特にマンホールとの接続部及び中間部における地下管路の挙動の違い

(3) 横浜(綱島)

綱島局とう道(シールド式)は、地震時にひずみか集中しやすいと言われている地盤の急変部を通過しており、この箇所を中心にとう道(A~D断面)と立坑(E~F断面)の観測を行った。

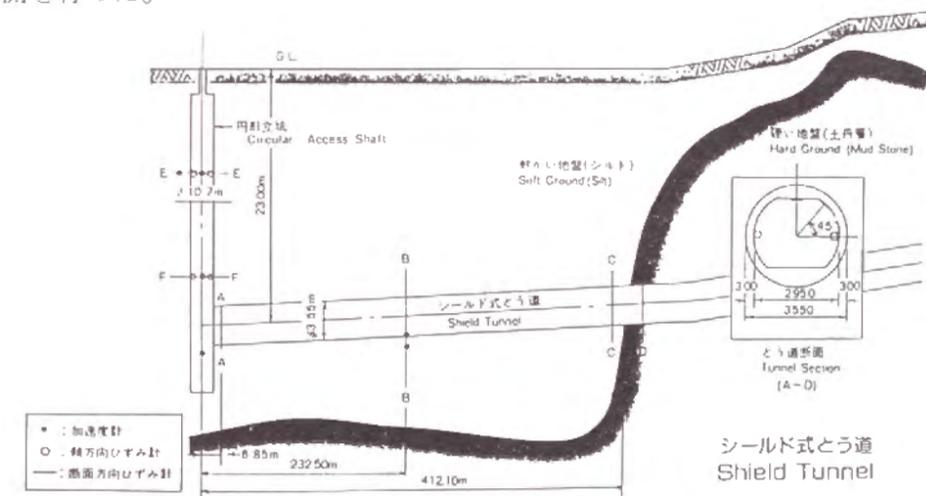


図3-5 観測システム(綱島)

*観測項目

- ・地盤、とう道、立坑の地震時挙動
- ・特に立坑との接続部、地盤の急変部、一般部におけるとう道の挙動の違い
- ・立坑の深さ方向の変形

4) 東京(小岩)

東京小岩周辺は、東京レキ層と呼ばれる堅い地層の上に、50m程度の厚さでゆるい砂が堆積しているきわめて軟弱な地盤であり、ここでは小岩局とう道(開さく式:A, B断面)と上り色橋橋梁添架設備の観測を行った。

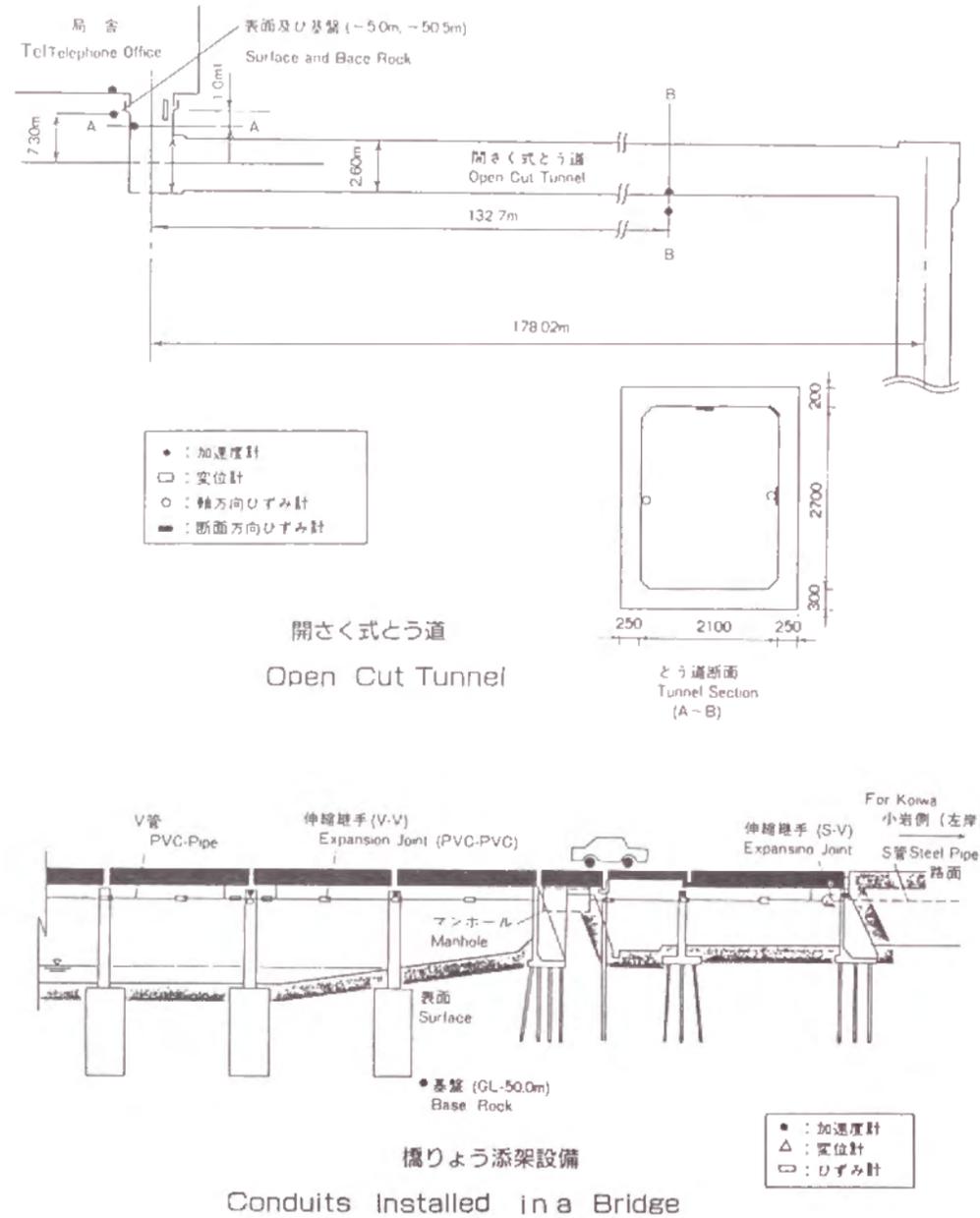


図3-6 観測システム(小岩)

* 観測項目

- ① 開さく式とう道
 - ・地盤、とう道、局舎の地震時挙動
 - ・特に局舎との接続部及び一般部におけるとう道の挙動の違い
- ② 橋梁添架設備
 - ・地盤、橋梁(橋脚、橋台、橋げた)、添架設備(管路、添架金物)の地震時挙動
 - ・特に橋げた相互及び伸縮継手に生じる相対変位

3.3 観測結果と考察

3.3.1 地下管路

(1) 観測システム

地下管路の現地観測は、筑波研究学園都市と沼津市内の2ヵ所で行ったが、本論文では筑波研究学園都市内の観測状況について述べることにする。

観測は、通信ケーブル用地下管路として現在一般的に用いられている75mm鋼管及び硬質ビニール管を対象に実施している。測定項目は、地盤(GL-2.2m及び-35.0m)、管路及びマンホールの加速度、管路のひずみ及び鋼管とマンホールの接続部における伸縮継手の変位である。観測設備及び計器設置位置を図3-7に示す。

観測地点の地盤条件は、図3-8に示すように、基盤は洪積層の密な砂及び砂レキであり、その上部は粘性土と砂質土の互層で構成され、地表面は火山灰土に覆われている。また表層の一次固有周波数は1.8Hz、二次固有周波数は4.0~5.0Hz付近に存在する。

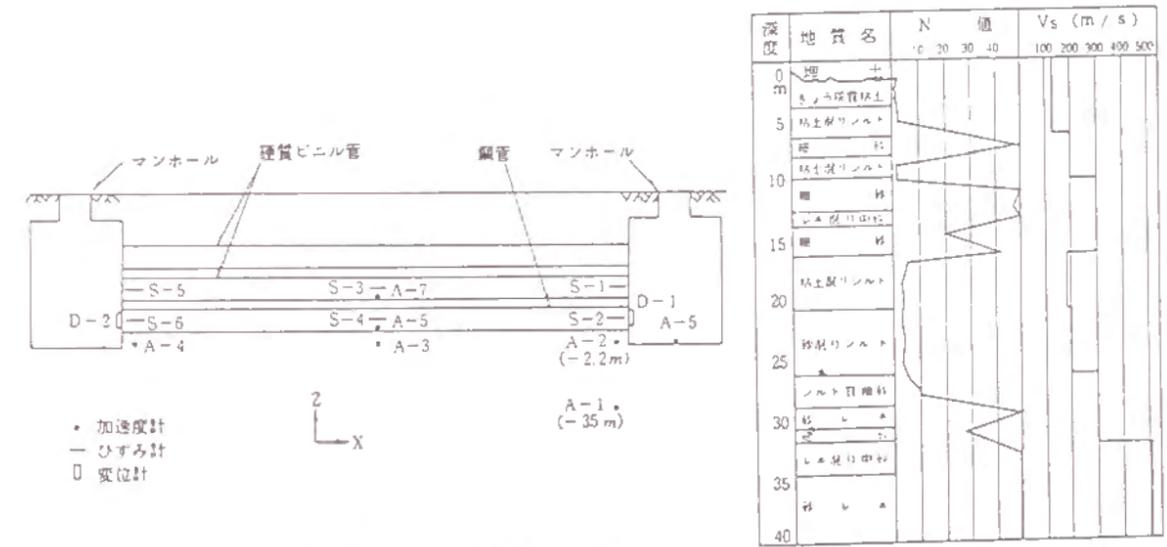


図3-7 観測設備及び計器設置位置

図3-8 地盤条件

表3-1 観測された地震(震度4以上)

No	日 時	震源地	M _g ニチュード	震央距離(km)	基盤最大加速度(Gal)
1	57. 3. 7 8:14	鹿島灘	5.5	65	51.7
7	57. 7.23 23:24	茨城県沖	7.0	170	30.8
24	58. 2.27 21:14	茨城県南西部	6.0	15	49.8

(2) 観測記録

観測は1982年3月より開始し、得られた41件の観測記録の中には表3-1に示すような震度4（水戸）を記録したのも3例含まれている。これらの記録のうち、比較的管路に生じたひずみレベルの大きな16件の記録について、管路中間部に生じたひずみの最大値と地震の諸元（マグニチュード及び震央距離）との関係に着目して整理した結果を図3-9に示す。この結果から、管路中間部のひずみは、当然のことながらマグニチュードが大きく、震央距離が短い地震ほど大きな値であったことがわかる。また、回帰分析により管路中間部のひずみと地震の諸元との関係を求めると、本観測地点における管路中間部のひずみの推定式として次式を得ることができる。

（鋼管） $\text{Log}_{10}(\varepsilon \times 10^{-6}) = -1.10 + 0.51M - 0.35\text{Log}_{10}\Delta$

（硬質ビニール管） $\text{Log}_{10}(\varepsilon \times 10^{-6}) = -1.18 + 0.53M - 0.34\text{Log}_{10}\Delta$

ここに、 ε は管路中間部におけるひずみの最大値、 M は地震のマグニチュード、 Δ は震央距離である。ただし、回帰分析を行った対象の地震は、 $M=4.8\sim 7.9$ 、 $\Delta=15\sim 640\text{km}$ の範囲であり、管路中間部のひずみの最大値は、鋼管で 76.6μ 、硬質ビニール管で 95.8μ である。

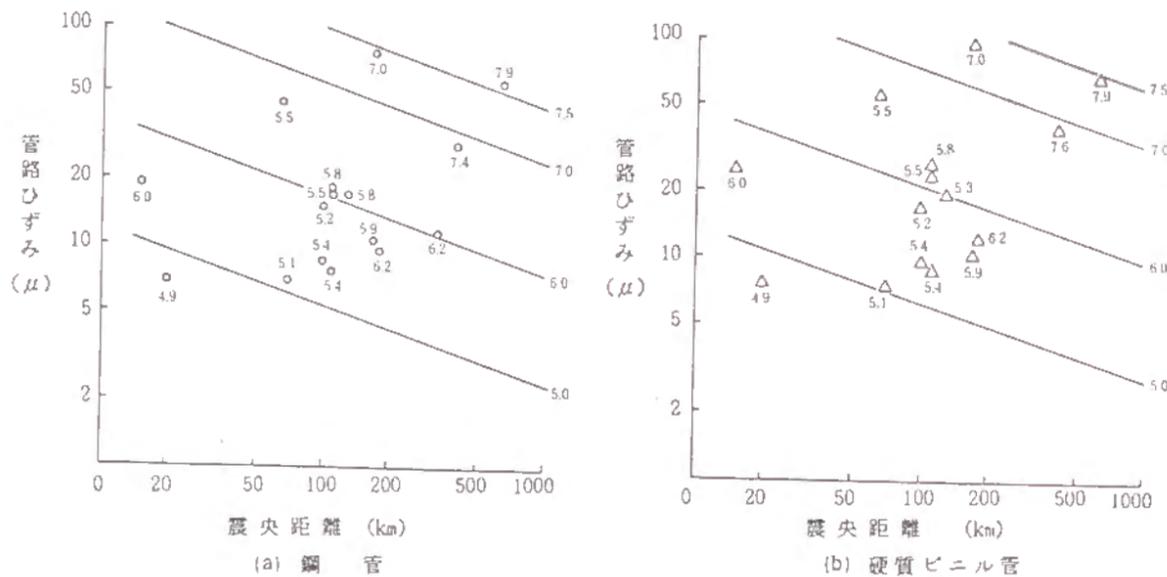


図3-9 管路中間部のひずみの最大値と地震の諸元の関係

(3) 解析結果

上記の記録のうち、表3-1に示した3例はいずれも比較的加速度レベルの大きな地震であったが、管路に生じたひずみは各地震によって有意な違いが見られた。そこで、この3例について波形解析を行い、それぞれの地震波の特性と管路中間部に生じたひずみとの関係について、比較検討を行った。この結果を以下に示す。

これらの地盤加速度波形を図3-10に、パワースペクトル解析結果を図3-11に示す。No.1及びNo.7では、表層加速度の卓越周波数は基盤加速度の卓越周波数のほか、表層の一次固有周波数に一致する1.8 Hz付近にも存在することから、地震動が表層地盤の振動特性に従って増幅されたものと考えられる。一方、No.24では、基盤加速度と表層加速度の卓越周波数がほぼ一致し、表層地盤の振動特性が現れていない。これは基盤と表層の挙動が同様であることを示しており、No.1及びNo.7と地震動の性質が明らかに異なっているものと考えられる。

さらに、波動の伝播速度について考察するために、地盤加速度の水平・垂直方向相互相関関数解析を行った結果を図3-12に示す。No.1及びNo.7では、水平方向・垂直方向とも明瞭なピークが現れており、ピーク値を与える時刻から波動の伝播速度を求めると、

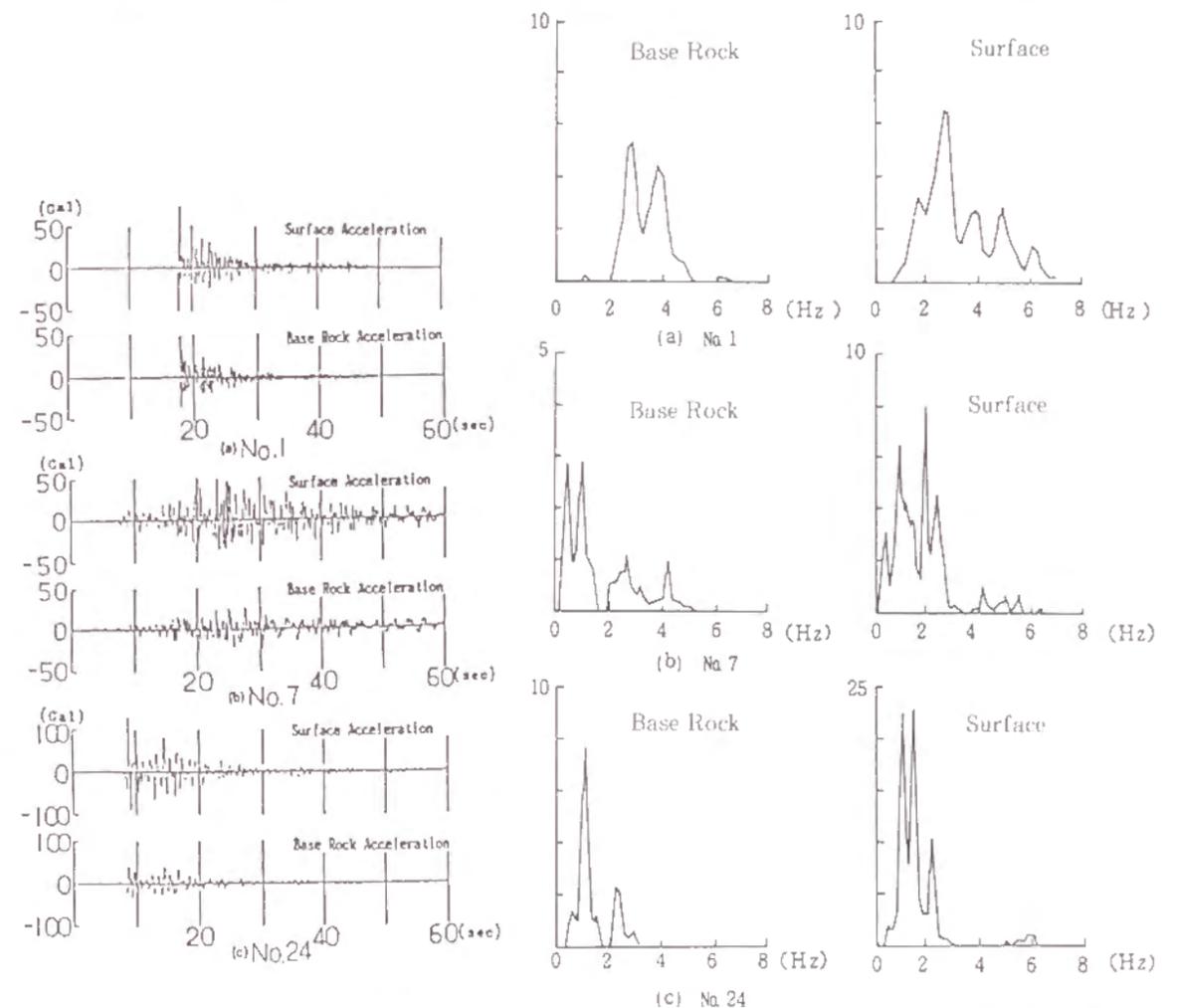


図3-10 地盤加速度波形

図3-11 パワースペクトル解析結果

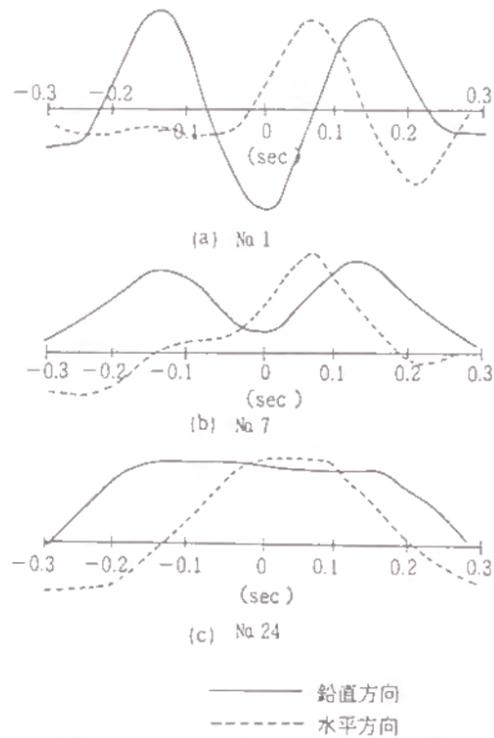


図3-12 相互相関関数解析結果

表3-2に示す値を得る。このうち、特に垂直方向の波動の伝播速度は、両地震とも弾性波探査によって求められた表層地盤のS波速度と良く一致している。一方、No.24では、水平方向・垂直方向とも明瞭なピークが現れていないが、水平方向ではわずかに位相差が見られ、波動の伝播速度として2700m/sという値を得た。しかしながら、垂直方向ではほとんど位相差が見られず、見掛け上波動の伝播速度はきわめて大きな値となる。このことは、No.24では基盤から表層への波動の伝播が考えられず、パワースペクトル解析における考察と同様な結果を示すものである。

これら3例の地震による表層速度の最大値と管路中間部のひずみの最大値を比較したものを表3-3に示す。これによると、No.24では表層速度の大きさと比較して、管路中間部のひずみがきわめて小さな値となっていることがわかる。これは前述したように、見掛け上の伝播速度すなわち見掛け上の地震波の波長がきわめて大きいことによるものであり、No.24のような直下型地震の特徴と考

表3-2 波動の伝播速度

No.	伝播速度(m/sec)	
	垂直方向	水平方向
1	230	1890
7	240	1530

表3-3 表層速度と管路中間部のひずみの最大値

No.	表層速度(cm. sec)	管路ひずみ(μ)	
		鋼管	硬質ビニル管
1	1.97	45.7	55.5
7	5.52	76.6	95.8
24	8.94	19.3	25.1

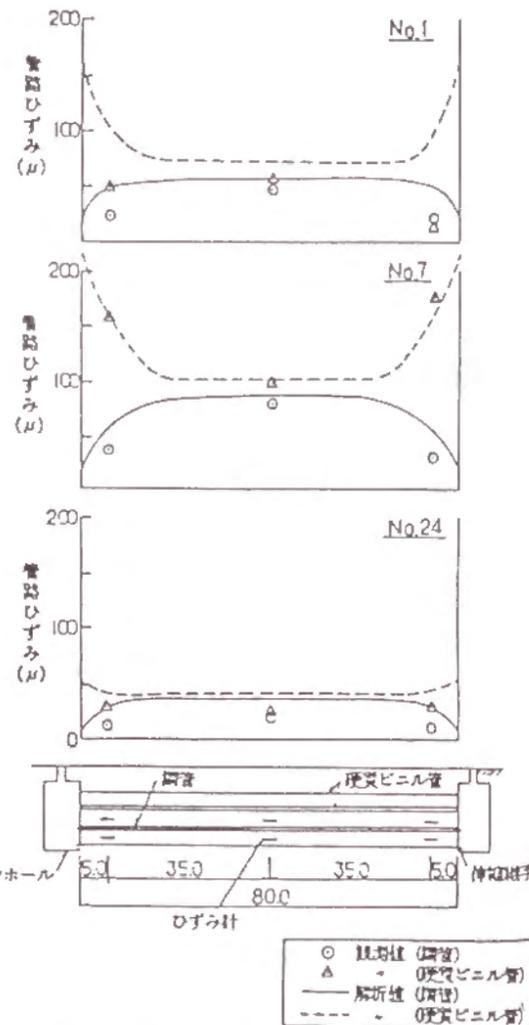


図3-13 管路ひずみの観測値と解析値の比較

えられる。

(4) 数値解析

上記の3例について、観測された基盤加速度波を入力波として、多質点系バネマスモデルにより動的解析法を用いて管路に生じるひずみの解析値を求め、観測値との照合を行った結果を図3-13に示す。なお、解析において地盤と管路の間のばね定数は、動的載荷実験⁵⁾により求めた値を用いた。

管路の長手方向のひずみ分布は、鋼管ではマンホールとの接続を伸縮構造としているため、その応力緩和効果により、マンホール近傍における管路ひずみは中間部と比べて小さな値となり、一方硬質ビニル管では、マンホールとの接続を接着構造としているため、マンホール近傍において中間部と同程度以上のひずみが生じるものと考えられる。解析値と観測値を比較すると、概ね良く一致しており、動的解析法は上記の構造条件や前述した地震波の特性による管路の挙動の違いを良く説明していることがわかる。

(6) おわりに

現地観測により得られたデータに基づき、管路中間部に生じるひずみの推定式を求めるとともに、比較的加速度レベルの大きな3例の記録について波形解析を行い、地震波の特性と管路に生じたひずみの関係について検討を行った。さらに、数値解析による解析値と観測値の照合を行った結果、動的解析法は概ね管路の挙動を説明できることが判明した。今後は、観測を継続してデータの蓄積を図り、大きな地盤ひずみを受けた場合の地盤と管路の間のすべりの影響等について検討を進めるとともに、表面波による影響も含めて管路に生じるひずみの分析等を行う予定である。



写真3-1 データ収集システム(筑波センタ内)

3.3.2 とう道

(1) 観測結果

現地観測は、シールドとう道と開さくとう道の2ヶ所で行っているが、まずシールドとう道の観測状況について述べることにする。

(i) シールドとう道⁶⁻⁷⁾

① 観測システム

観測地点は横浜市内に位置しており、とう道は、図3-14に示すようにN値0~1のシルト層からN値50以上の土丹層へ急変する地盤中に建設されている。とう道の外径は3.55mであり、一次掘削にはスチールセグメントが用いられ、さらに厚さ30cmの二次掘削コンクリートが巻立てられている。測定項目は、基盤・表層・とう道・立坑の加速度及びとう道・立坑のひずみである。とう道のひずみ計

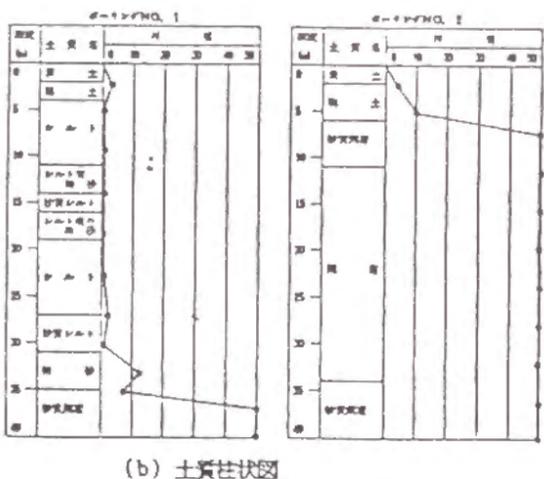
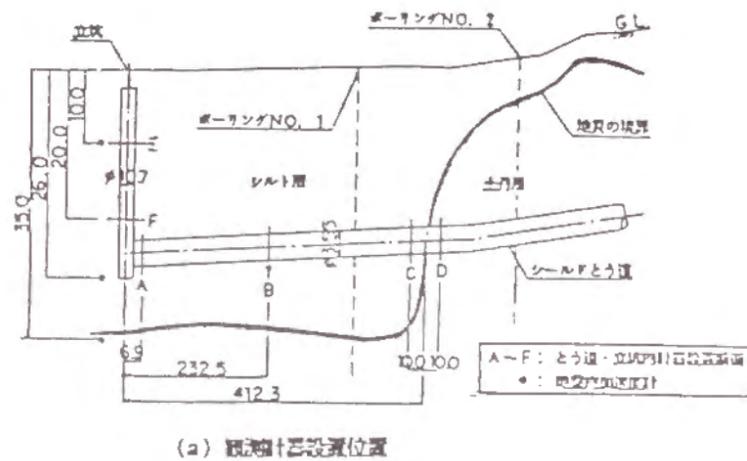


図3-14 とう道観測システムの概要

は、とう道一般部、とう道と立坑との接続部及び地盤の急変部において、地震時とう道に生じるひずみの違いを把握するために、それぞれの断面の軸方向及び断面方向に設置してある。とう道のひずみ計の設置状況を図3-15に示す。

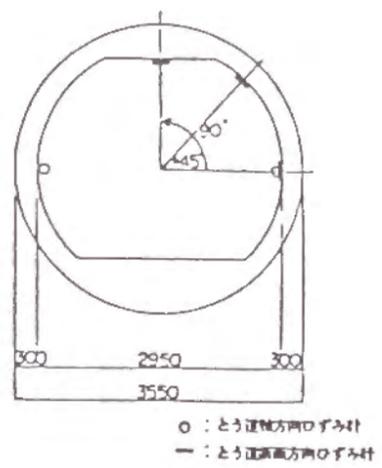


図3-15 とう道内ひずみ計の設置状況

② 観測記録

観測は1983年6月に開始し、得られた6件の観測記録の内、とう道に生じたひずみか最も大きかった1984年3月6日に鳥島付近で発生した地震による観測記録について報告する。なお、この地震の震源の深さは400km、マグニチュードは7.9と推定されており、マグニチュードの大きな遠地地震の一例である。

②-1 地盤加速度

基盤及び表層における加速度波形を図3-16に、地盤の深さ方向における加速度の最大値の分布を図3-17に示す。本地震における基盤加速度の最大値は4.8Galであり、図3-17に示すように表層部分で増幅され、とう道位置における最大加速度は7.7Galとなっている。また地震発生後40秒付近から比較的長周期の波が現れており、表面波成分が卓越してきていると考えられる。

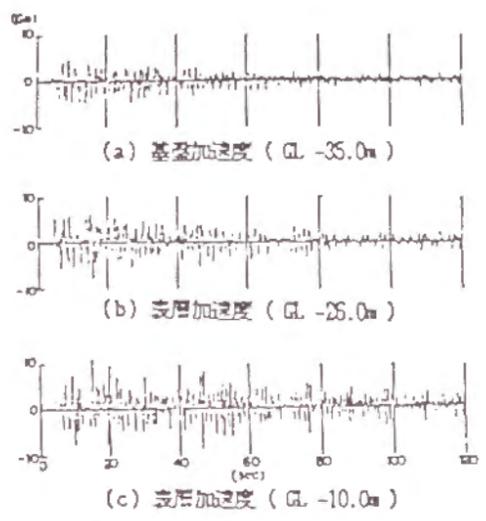


図3-16 地盤加速度波形

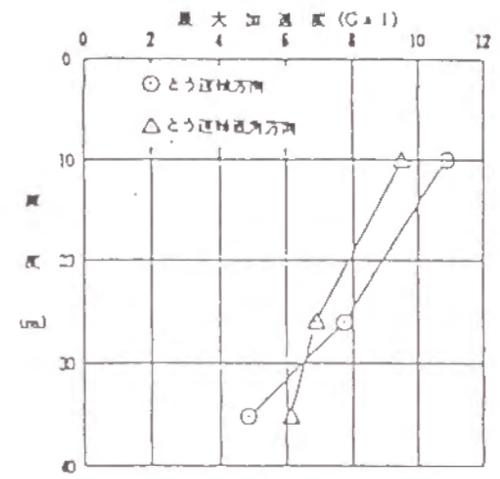


図3-17 加速度の最大値の分布

②-2 とう道の軸方向ひずみ

とう道の軸方向のひずみ波形の一例として、C断面における波形を図3-18に示す。図3-18からわかるように、ひずみの最大値は地震の主要動部分と表面波成分が現れた部分に生じており、この傾向は他の断面においても認められた。また図3-18に示した2つの波形の位相は良く一致しているが、両者の振幅に違いが見られることから、とう道軸方向に沿った水平面内において、軸ひずみのほかに曲げひずみが生じていることがわかる。

A断面~D断面におけるとう道の軸方向ひずみについて、軸ひずみと曲げひずみを分離して、その最大値を比較したものを表3-4に示す。表3-4によると、とう道の軸方向に生じるひずみは、地盤条件及び構造条件により、有意

な違いが見られている。

②-3 とう道の断面方向ひずみ

とう道の断面方向の変形状態を示す一例として、A断面における断面方向のひずみ波形の主要部を抽出したものを図3-19に示す。図3-19によると、水

表3-4 軸方向ひずみの最大値の比較 表3-5 断面方向ひずみの最大値の比較

断面	ひずみの最大値 (μ)	
	軸ひずみ	曲げひずみ
A	5.9	1.6
B	2.5	1.3
C	19.2	8.0
D	9.7	3.2

断面	ひずみの最大値 (μ)		
	0° 方向	45° 方向	90° 方向
A	9.1	12.0	5.9
B	2.3	20.5	11.3
C	2.3	9.1	4.8
D	6.4	7.0	5.2

平面に対して0°の位置における波形と、90°の位置における波形の位相は完全に逆転し、また45°の位置に生じているひずみが最も大きな値を示していることから、とう道が水平面に対して45°傾斜した面を対称に変形しているものと考えられる。

表3-5は、A断面～D断面においてとう道の断面方向に生じたひずみの最大値を比較したものであり、とう道の軸方向と同様に、断面方向に生じるひずみについても地盤条件及び構造条件による違いが見られることがわかる。

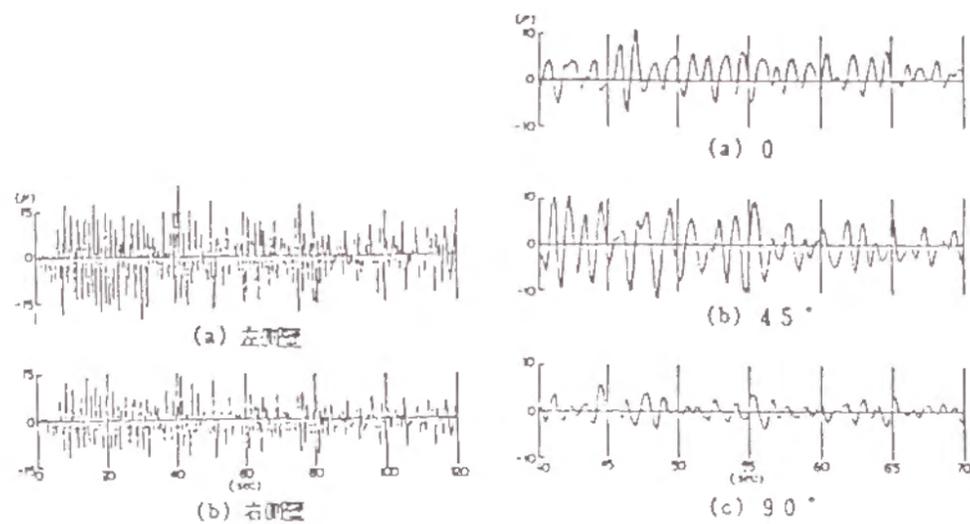


図3-18 とう道軸方向ひずみ波形 図3-19 とう道断面ひずみ波形(主要部)

③ さいごに

今後は現地観測を継続して実施しデータの蓄積を図るとともに、とう道の地震

挙動を理論的に解析して観測結果との照合を行い、望ましい耐震計算法について検討する予定である。

(ii) 開さくとう道⁶⁾

① 観測システム

観測地点は東京都江戸川区に位置しており、とう道は幅2.6m、高さ3.2mの矩形断面を有し、平均土被りは約3.2mである。観測システムの概要は図3-20に示すとおりであり、地盤・とう道の加速度、とう道のひずみ及びびとう道と局舎との接続部における伸縮継手の変位等、計23chの測定を行っている。

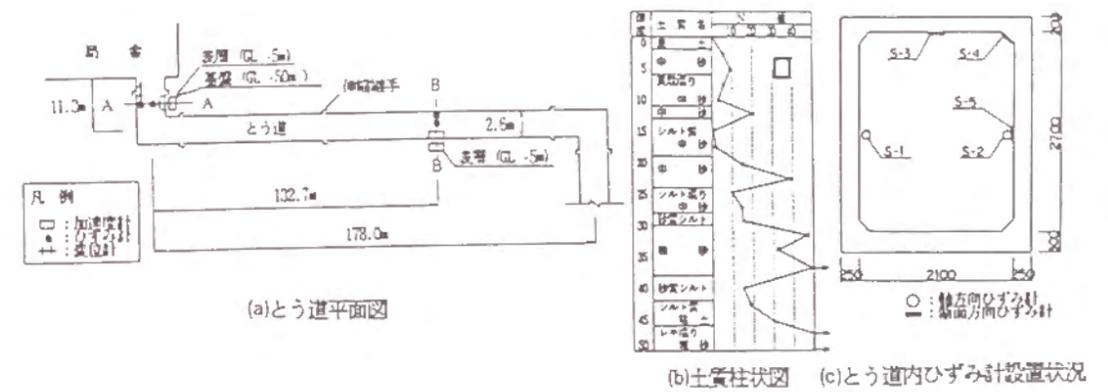


図3-20 観測システム概要

② 観測記録

観測は1983年4月に開始し、得られた11件の観測記録の内、1984年9月14日の長野県西部地震による観測記録について報告する。

基盤及び表層の加速度波形を図3-21に示す。両波形とも記録の後半部から周期6～7秒の長周期成分を持つ波が観測されており、加速度の最大値もこの部分で生じている。B断面におけるとう道軸方向のひずみ波形を図3-22に示す。図3-21と図3-22は非常に良い対応を示しており、地盤加速度の長周期成分が卓越する部分で、とう道に大きなひずみが生じている。またとう道の軸方向ひずみについて、軸ひずみと曲げひずみを分離しその最大値を求めた結果、軸ひずみは12.9 μ 、曲げひずみは0.4 μ であり、今回の記録では軸ひずみが卓越し、曲げひずみはほとんど生じていない。

B断面におけるとう道断面方向のひずみ波形は図3-23に示すとおりであり、とう道断面方向のひずみは軸方向と比べてきわめて小さい。これは、本とう道の土被りが小さくかつ表層厚さが大きいことによるものと考えられ、すでに、報告したシールドとう道における観測結果⁶⁾とはかなり異なったものとなっている。

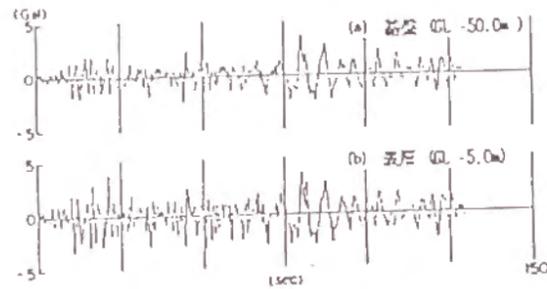


図3-21 地盤加速度波形

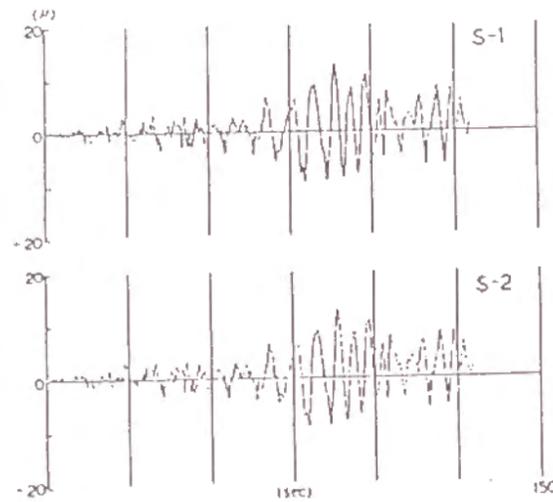


図3-22 とう道軸方向ひずみ波形 (B断面)

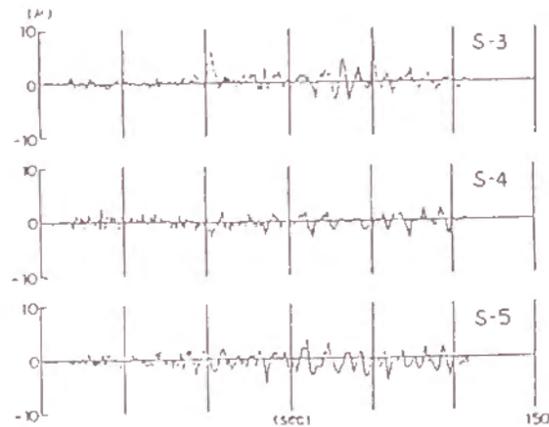


図3-23 とう道断面方向ひずみ波形 (B断面)

(2) 耐震計算法による検証

(i) 概要

地震時挙動の現地観測結果をふまえ、とう道の耐震計算法について検討を行った結果、地下構造物の種々の条件を反映した精度の高い挙動解析が可能な耐震計算法として実績のある多質点系バネマスモデル(とう道軸方向)及び有限要素モデル(とう道断面方向)による動的解析法が適用し得る見通しか得られた。

これら解析モデルの概要を図3-24に示す。

方向	耐震計算法	解析モデル
とう道軸方向	多質点バネマスモデルによる動的解析法	
とう道断面方向	有限要素モデルによる動的解析法	

図3-24 解析モデルの概要

(ii) 解析モデル

① とう道軸方向

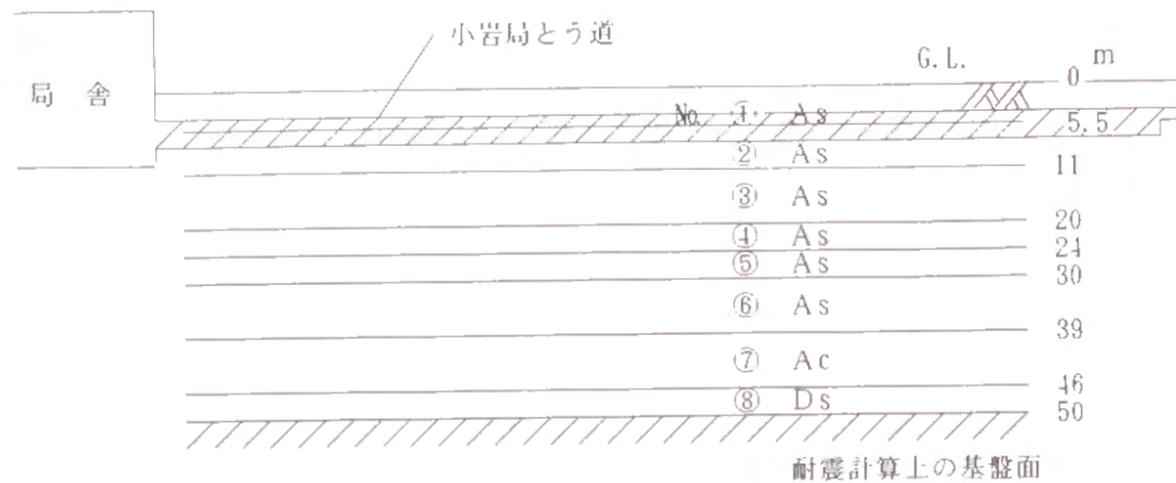
①-1 地盤のモデル化

地盤条件は、現地観測地点の土質調査結果より、図3-25及び図3-26のように定めた。

①-2 構造物のモデル化

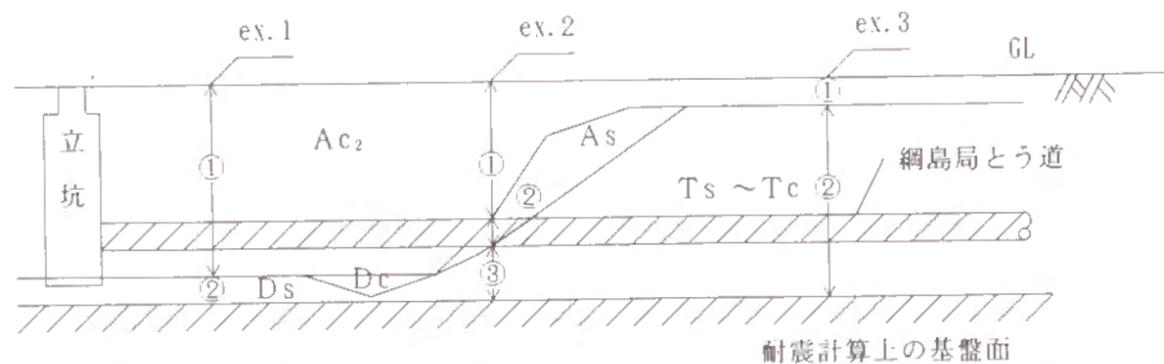
とう道の平面・縦断ルートは図面より求め、とう道の勾配や曲線等も考慮してモデル化した。

とう道ははりともみなして断面諸元を求め、開さくとう道では断面が変化する部分についてもそのつど考慮した。またシールドとう道では、解析の対象としているひずみのレベルが小さく、またとう道に生じたひずみの観測値においても引張側と圧縮側で有意な差が見られていないことから、引張側・圧縮側とも二次覆工を考慮した剛性一様なはりともみなして断面の諸元を求めた。さらに地盤の急変部及び立坑との接続部で鉄筋による補強が施された区間では、この影響も考慮した。



上層 No	厚さ (m)	土質	平均 N値	ポアソン比	せん断弾性波速度 (m/s)	単位体積重量 (t/m ³)	せん断弾性係数 (t/m ²)
①	5.5	砂	11	0.47	171	1.7	5.072
②	5.9	砂	17	0.47	187	1.8	6.423
③	9	砂	2.5	0.49	124	1.6	2.510
④	4	砂	34	0.47	217	1.9	9.130
⑤	6	砂	11	0.47	171	1.7	5.072
⑥	9	砂	42	0.47	227	1.9	9.990
⑦	7	粘質粘土	22	0.48	182	1.6	5.408
⑧	4	レキ	50	0.47	334	2.0	22.767

図3-25 小岩局とう道地盤モデル



断面	土層 No	厚さ (m)	土質	平均 N値	ポアソン比	せん断弾性波速度 (m/s)	単位体積重量 (t/m ³)	せん断弾性係数 (t/m ²)
ex.1.	①	30	シルト	1	0.49	143	1.5	3.130
	②	5	砂	20	0.47	298	1.8	16.311
ex.2.	①	22.6	シルト	1	0.49	143	1.5	3.130
	②	3.0	砂	8	0.49	160	1.6	4.180
	③	9.4	砂	50	0.47	334	1.8	20.490
ex.3.	①	3.2	シルト	1	0.49	143	1.5	3.130
	②	31.8	砂	50	0.47	334	1.8	20.490

図3-26 網島局とう道地盤モデル

開さくとう道に設置されている伸縮継手は、軸方向変位と水平面内及び垂直面内の回転を許容するものとみなし、継手の拘束は0とした。
 このほか、立坑は円環はりともみなし、また局舎はとう道の剛性に比べてきわめて大きな剛性を有する格子はりともみなした。
 入力したとう道断面の諸元（開さくとう道、シルトとう道とも一般部の例）を表3-6に示す。

表3-6 入力したとう道断面諸元（軸方向解析）

とう道	断面積			断面二次モーメント			断面係数		弾性係数 E (t/m ²)
	Ax (m ²)	Ay (m ² /m)	Az (m ² /m)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)	Iz (m ⁴)	Zy (m ³)	Zz (m ³)	
小岩局 とう道	2.650	0.5	0.5	5.036	3.611	2.603	2.418	2.479	3.0 × 10 ⁶
網島局 とう道	0.559	0.0857	0.0857	1.165	0.583	0.583	0.328	0.328	2.1 × 10 ⁷

・地盤のばね定数

地盤のばね定数は「新耐震設計法(案)」で示されている次式により求めた。

$$\begin{cases} K_1 = C_1 G, \\ K_2 = C_2 G, \\ K_3 = C_3 G, \end{cases}$$

ここに、 K_1 、 K_2 、 K_3 ：とう道の軸方向とこれに直交する水平面内及び
垂直面内の地盤のばね定数

C_1 、 C_2 、 C_3 ： K_1 、 K_2 、 K_3 に対する定数で、 C_1 、 C_2 、
は1.0、 C_3 は3.0とした。

G_0 ：地盤のせん断弾性係数（図3-25及び3-26による）

② とう道断面方向

とう道断面方向の解析では、地盤は各計器設置断面の地盤の諸値（図3-25及び3-26）と同様なものを入力した。またとう道は、土圧、水圧等常時の荷重に対する設計方法と同様に剛性を評価したが、シールドとう道では二次覆工の影響も考慮した。入力したとう道の諸元（開さくとう道、シールドとう道とも一般部の例）を表3-7に示す。

表3-7 入力したとう道諸元（断面方向解析）

とう道	部材	断面積 ^{**} A (cm ²)	断面二次 モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)	弾性係数 E (kg/cm ²)
小岩局とう道	上床板	2,000	66,700	6,670	3.0×10 ⁵
	下床板	3,000	225,000	15,000	
	側壁	2,500	130,200	10,400	
網島局とう道		471	30,846	2,056	2.1×10 ⁶

(*) 開さくとう道は幅1m、シールドとう道は幅90cm

表3-8 地震の諸元

とう道	地震	発生日時	マグニ チュード	震源の 深さ (km)	基盤最大 加速度 (gal)	震度	
						東京	横浜
小岩局	長野県西部地震	59. 9.14 8:48	6.9	0	3.41	3	3
	房総半島南東沖地震	59. 9.19 2:03	6.8	30	2.05	3	3
網島局	鳥島近海地震	59. 3. 6 11:18	7.9	400	6.47	4	3
	長野県西部地震	59. 9.14 8:48	6.9	0	7.57	3	3

(iii) 解析結果

観測された基盤加速度波を入力波としてとう道の地震挙動を求め、観測値との照合を行った結果を示す。

① とう道軸方向

とう道軸方向ひずみの時刻歴応答を比較した例として、小岩局とう道における軸ひずみの観測波形と解析波形を図3-27に示す。また、とう道軸方向ひずみの最大値について、観測値と解析値を比較したものを表3-9及び3-10示す。なおこれらの表中には、とう道一般部について応答変位法により求めた解析値も併記した。

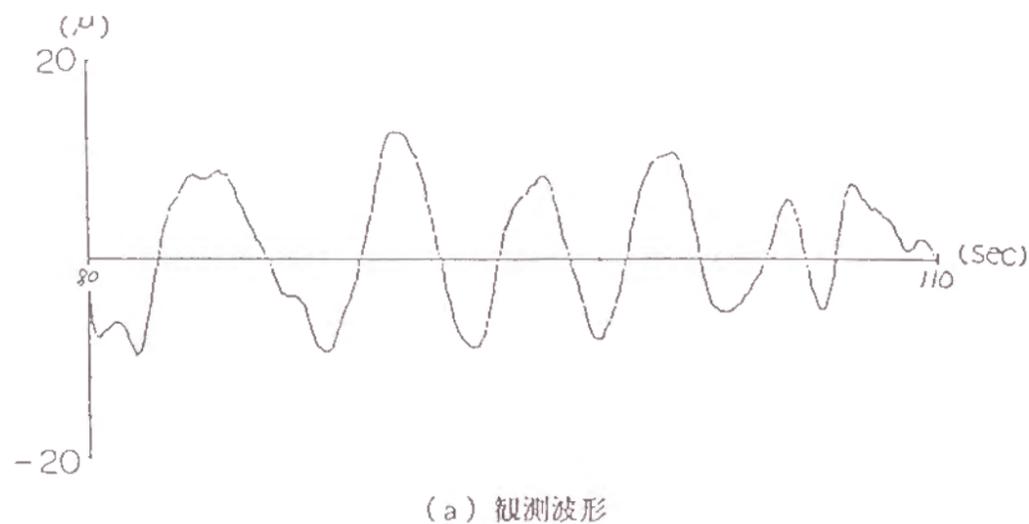
図3-27によると、解析波形は入力波における初期値の設定の影響が生じている初めの数秒間を除き、位相、絶対値とも観測波形と比較的良く一致しており、本解析法はとう道の動的な挙動を良く説明していることがわかる。

また表3-9及び表3-10において、特に軸ひずみに関して観測値と解析値とは良く一致している。このうち、網島局とう道の地盤急変部良好側で、観測値は若干大きめの値を与えているが、これは地盤の急変部では、土質の推定図に基づき地盤の定数を急変させて解析を行っているが、現実の地盤は徐々に変化しているためと考えられ、解析モデルの設定方法等、今後の検討課題である。

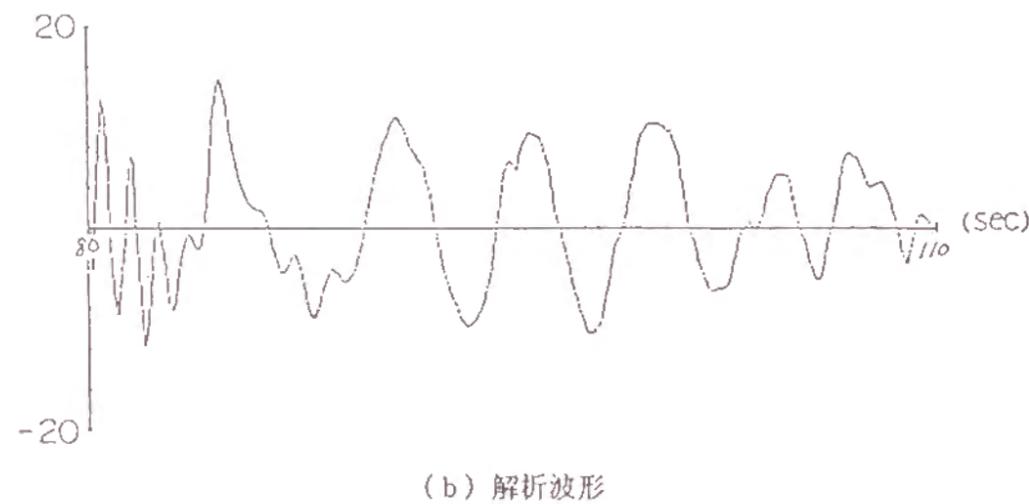
また曲げひずみに関しては、軸ひずみと比較すると若干一致していない部分があるが、一般に、曲げひずみは2点で測定されたひずみの差の平均をとるため、ひずみ計の感度のわずかな違い等により誤差が大きくなると言われており、この記録についてもこの影響が含まれているものと考えられる。

とう道一般部について、動的解析法と応答変位法による解析値を比較すると、応答変位法によるものの方が、一般に大きめの値を与える傾向にある。

このほか、表3-10では、シールドとう道の立坑との接続部を固定として解析した場合とヒンジとして解析した場合を併記したが、接続部を固定とみなして解析を行うと、地震波による立坑の曲げ変形の影響かとう道に及び、とう道に大きな鉛直面内の曲げ応力が生じる。一方、鉛直面内の曲げについて、観測値はそれほど大きな値とはなっておらず、むしろ接続部をヒンジとみなして解析したものの方が良い照合を示していることがわかる¹⁰⁾。



(a) 観測波形



(b) 解析波形

図3-27 小岩局とう道における軸ひずみの観測波形と解析波形の比較 (長野県西部地震)

表3-9 観測値と解析値との比較 (小岩とう道・軸方向)

地震	マグニチュード 基盤最大加速度 (gal)		とう道のひずみ (μ)				
			局舎との接続部		一般部		
			軸	曲げz*	軸	曲げz*	
長野県西部 (59.9.14)	M6.9 3.41	観測値	5.4	3.5	12.8	0.1	
		解析値	動的解析法	3.3	0	14.9	0
			応答変位法			10.5	0.6
房総半島 南東沖 (59.9.19)	M6.8 2.05	観測値	<0.1	<0.1	1.9	0.1	
		解析値	動的解析法	0.3	0	1.6	0
			応答変位法			6.2	0.2

* ; 水平面内

表3-10 観測値と解析値との比較 (網島とう道・軸方向)

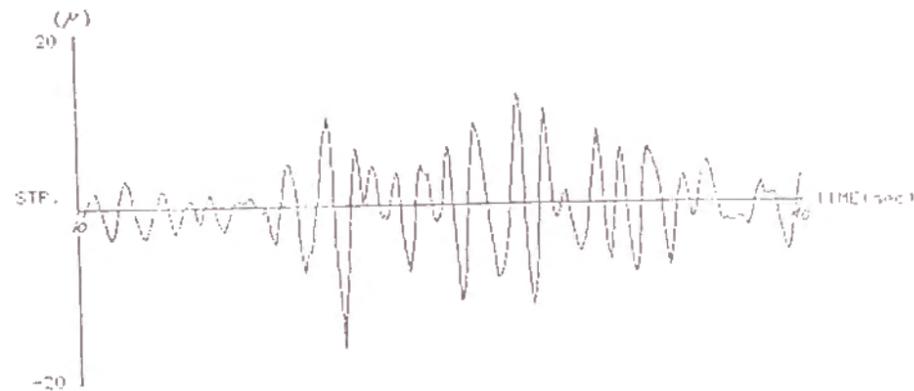
地震	マグニチュード 基盤最大加速度 (gal)		とう道ひずみ (μ)											
			局舎との接続部				一般部		軟弱部		良好部			
			軸	曲げz*	曲げy**	軸	曲げz*	軸	曲げz*	軸	曲げz*	軸	曲げz*	
島島近海 (59.3.6)	M7.9 6.47	観測値	5.9	1.6	4.1	2.5	1.3	19.2	8.0	9.7	3.2			
		動的解析法	8.7	0.8	16.0 ⁽¹⁾	3.6	0.7	18.2	8.3	17.9	4.1			
			応答変位法	8.7	0.6	0.8 ⁽²⁾	6.4	0						
長野県西部 (59.9.14)	M6.9 7.57	観測値	9.0	1.7	0.4	4.8	0.2	20.9	4.8	12.0	1.2			
		動的解析法	13.1	1.9	17.2 ⁽¹⁾	4.2	0.9	20.3	10.3	19.2	15.1			
			応答変位法	13.5	2.8	2.2 ⁽²⁾	7.5	0						

* ; 水平面内 ** ; 鉛直面内

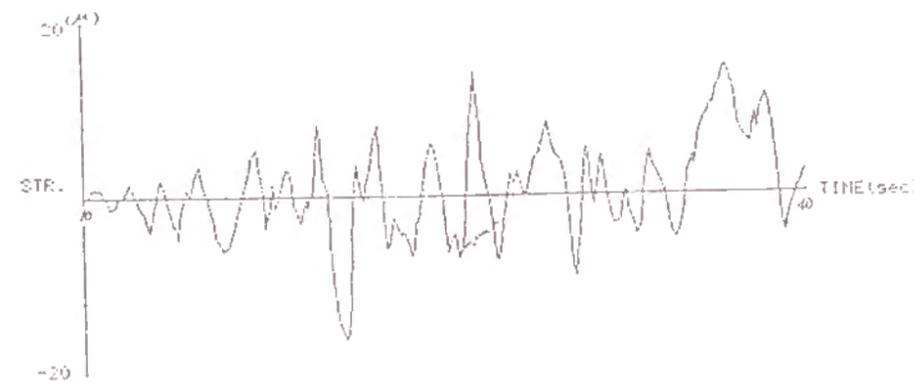
② とう道断面方向

とう道断面方向ひずみの時刻歴応答を比較した例として、網島局とう道における観測波形と解析波形を図3-28に示す。またとう道断面方向ひずみの最大値について観測値と解析値を比較したものを表3-11及び3-12に示す。

図3-28によると、絶対値に若干の違いが見られる部分があるが、位相については観測波形と解析波形は比較的良く一致しており、本解析法により、概ねとう道断面方向の動的な挙動を説明できると考えられる。また、表3-11及び3-12から、概ね解析値は観測値を良く説明していると言えるが、一般的な傾向として小岩局とう道の場合は隅角部、網島局とう道の場合は45°方向のひずみについて、解析値が観測値よりも大きめの値を与えていることがわかる。これは、解析上N値50以上の層に基盤面を設定し、地震波を入力しているが、実際にははるかに深い層から地震波が伝播しているため、解析ではとう道頂部と底部の間の相対変位を若干大きめに算定しているものと考えられる。



(a) 観測波形



(b) 解析波形

図3-28 網島局とう道における断面方向ひずみ(45°方向)の観測波形と解析波形の比較(長野県西部地震)

表3-11 観測値と解析値との比較(小岩とう道・断面方向)

地震	マグニチュード 基盤最大加速度 (gal)		とう道ひずみ(μ)					
			局舎との接続部			一般部		
			上床板	隅角部	側壁	上床板	隅角部	側壁
長野県西部 (59.9.14)	M6.9	観測値	5.0	1.6	4.3	5.9	2.8	3.3
	3.41	動的解析法	3.4	11.2	3.6	3.4	11.2	3.6
房総半島 南東沖 (59.9.19)	M6.8	観測値	1.2	2.6	1.1	1.4	3.2	1.9
	2.05	動的解析法	2.0	8.6	2.0	2.0	8.6	2.0

表3-12 観測値と解析値との比較(網島とう道・断面方面)

地震	マグニチュード 基盤最大加速度 (gal)		とう道ひずみ(μ)											
			立位との接続部			一般部			地盤急変部(軟弱側)			地盤急変部(良好側)		
			90°	45°	0°	90°	45°	0°	90°	45°	0°	90°	45°	0°
房総近海 (59.3.6)	M7.9	観測値	5.9	12.0	9.1	11.3	20.5	2.3	4.8	9.1	2.3	5.2	7.0	6.4
	6.47	動的解析法	2.6	14.5	3.9	2.6	14.5	3.0	2.6	14.5	3.9	4.1	25.0	6.4
長野県西部 (59.9.14)	M6.9	観測値	7.7	16.3	6.4	3.4	8.2	7.0	3.6	8.2	3.7	7.5	11.1	5.4
	7.57	動的解析法	2.9	16.2	4.3	2.9	16.2	4.3	2.9	16.2	4.3	1.5	10.6	2.7

(iv) 考察

とう道に適用し得る耐震計算法について検討を行った結果、構造条件及び地盤条件等の違いを反映した精度の高い挙動解析が可能な耐震計算法として実績があることが明らかになり、とう道の耐震計算法として用いることが可能であると判断される。解析値が現地観測の実測値とも比較的良く合う多質点系バネマスモデル(とう道軸方向)及び有限要素モデル(とう道断面方向)による動的解析法によるとう道の耐震計算法として用いることとした。

今後さらに現地観測を継続して実施しデータの蓄積を行い、ひずみレベルが大きくなった場合の地盤のばね定数の低減方法、地盤の減衰定数の割増方法等、耐震計算法の精度の向上を図っていく必要がある。

3.3.3 橋梁添架管路¹⁾

(1) 観測システム

観測地点は東京小岩にあるスパン 216m、11径間単純活荷重合成桁形式の上り橋である。観測システムの概要は図3-29に示すとおりであり、地盤、橋脚の加速度、添架管路、添架金物、伸縮継手のひずみ及び橋げた・伸縮継手の変位等、計40chの計測を行っている。

(2) 観測記録

観測は1984年3月に開始し、得られた5件の観測記録の中で表3-13に示す2つの観測記録について報告する。

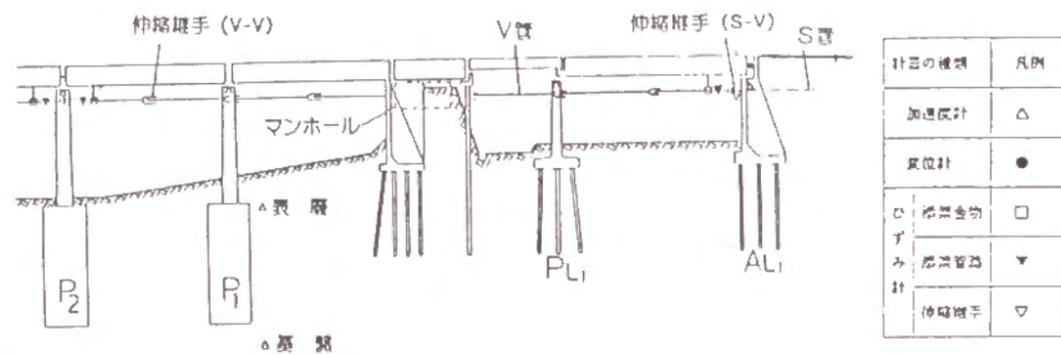


図3-29 観測システムの概要

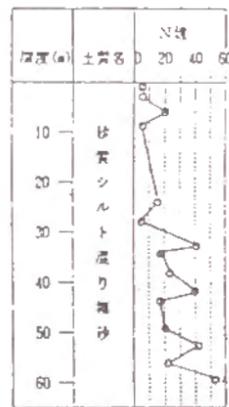


図3-30 土質柱状図

表3-13 観測地震の概要

No.	日時	地震名	マグニチュード	震源地	深さ	震央距離
EQ-1	84.9.14	長野県西部	M6.9	長野県西部	2km	約200km
EQ-2	84.9.19	---	M6.8	房総南東沖	30km	約120km

(i) 基盤、表層、橋台 (AL1) の加速度

基盤、表層、橋台 (AL1) の橋軸方向加速度波形を図3-31、図3-32に示す。EQ-1では記録の広範部分に6秒前後の長周期成分を持つ波が観測されており表面波成分が卓越していることがわかる。また、基盤から表層への応答倍率はEQ-1、EQ-2でそれぞれ1.26、1.91とEQ-2の方が大きくなっている。これは、図3-33に示すように、EQ-2では表層地盤の卓越周期1.1秒付近に近い波形成分を含んで

いるためと考えられる。さらに、EQ-2ではAL1の加速度が増幅されているか、これはEQ-2の卓越周期1.0秒、0.38秒のうち、0.38秒が橋台の固有周期に近いと考えられる。

(ii) 管路ひずみ

管路ひずみ波形のうちAL1に近い測点の波形を図3-34、図3-35に示す。EQ-1では、長周期成分が現れる広範部分からひずみが増幅され最大14.7μであるのに対し、AL1の加速度の大きいEQ-2では3.8μと小さなひずみしか発生していない。なお、添架用金物のひずみは、いずれの地震波に対しても殆ど発生していなかった。

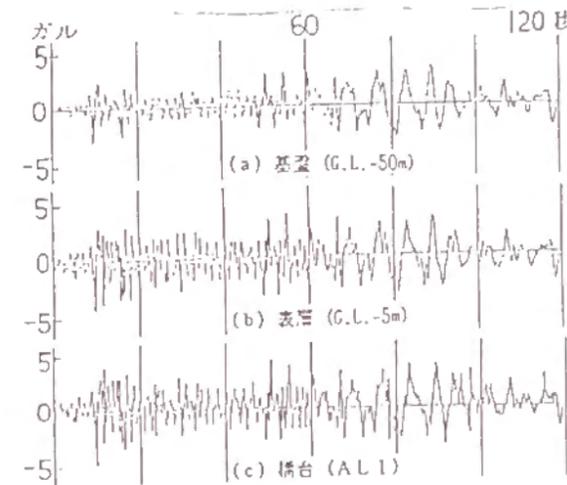


図3-31 加速度波形 (橋軸方向; EQ-1)

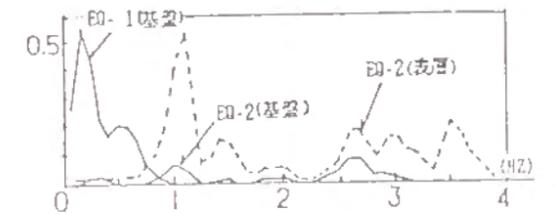


図3-33 加速度パワースペクトル

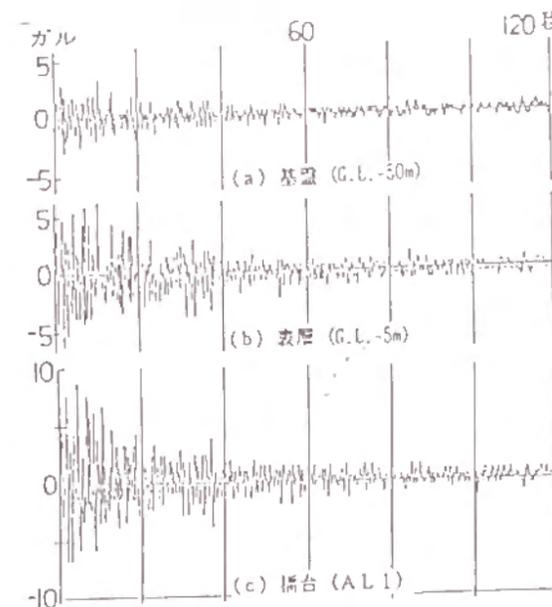


図3-32 加速度波形 (橋軸方向; EQ-2)

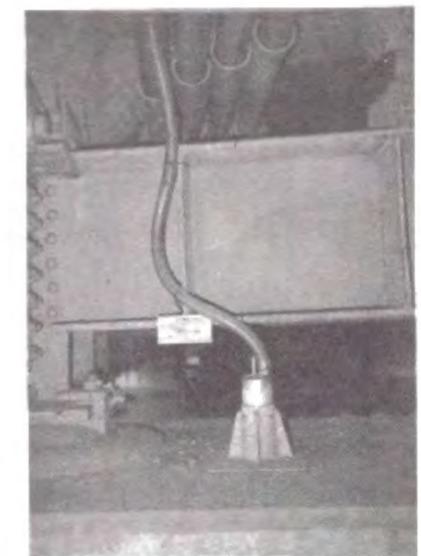


写真3-2 橋台に設置された加速度計

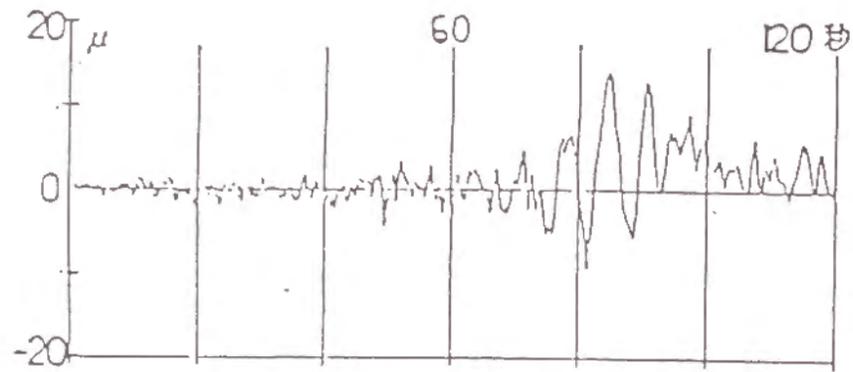


図3-34 添架管路の橋軸方向ひずみ波形 (EQ-1)

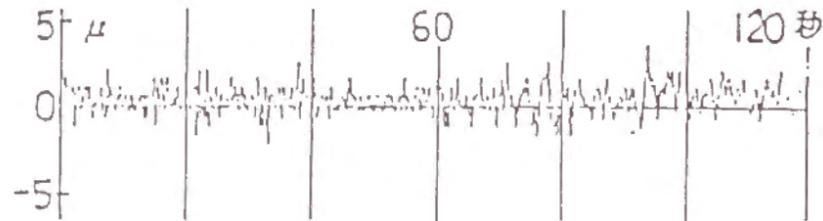


図3-35 添架管路の橋軸方向ひずみ波形 (EQ-2)

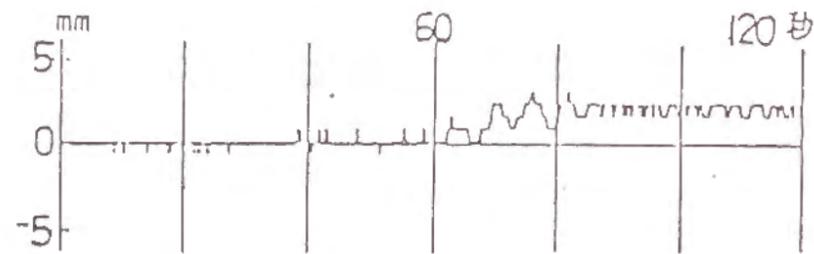


図3-36 橋桁の橋軸方向変位波形 (EQ-1)

(iii) 橋桁変位

EQ-1の橋桁と橋台との相対変位波形を図3-36に示す。ひずみ波形と同様、記録の後半部分から相対変位が発生していることがわかる。なお、EQ-2ではこの相対変位は殆ど発生していなかった。これらより、長周期成分波に対して橋桁が共振現象を起こし、変位が大きくなったと考えられる。さらに、現地観測を継続して実施しデータの蓄積を図るとともに、橋梁添架設備の地震時挙動を理論解析し観測結果との比較、照合を行い、望ましい耐震設計方法へと反映させていきたい。

3.3.4 とう道管路分岐管¹²⁾

(1) 分岐管の設計

NTTでは、多数の通信ケーブルの取用設備としてとう道(ケーブル用トンネル)を建設しているが、そのうち、地中深く設置されるシールドトンネルの途中から、利用者までつながるケーブルを引き出すのに、分岐管構造を用いている。すなわち、シールドトンネルの上床板とマンホールの下床板をφ300~φ600の鋼管で接続する構造であるが、この構造は過去に例がなく、耐震性についてバネマスモデルを用いた動的解析法により、地震時挙動を推定してきた¹²⁾。

耐震性の検討過程では、分岐管構造を図3-37のようにモデル化し、ジョイント部の曲げ・伸縮特性をパラメータとして、既往の強震記録を入力するケーススタディを行いジョイント部の特性が構造系に及ぼす影響を調べた。その結果、分岐管とシールドトンネルを剛結状態にすると許容応力を越す可能性が高く、曲げ応力の伝達が成されないヒンジ構造が望ましいことがわかった(図3-38参照)。現在採用しているジョイント部の構造を図3-39に示すが、分岐管とシールドトンネルのジョイント部はゴムリングを用いて、曲げ抵抗を小さくしたヒンジ構造、またマンホール側のジョイント部は上下方向の振動を伝えにくい伸縮構造としている。しかし、解析モデル上はヒンジ構造・伸縮構造であっても実際の挙動は計算どおりでなく、実構造物の動きを把握して安全性を検討するために、地震観測を実施することとした。

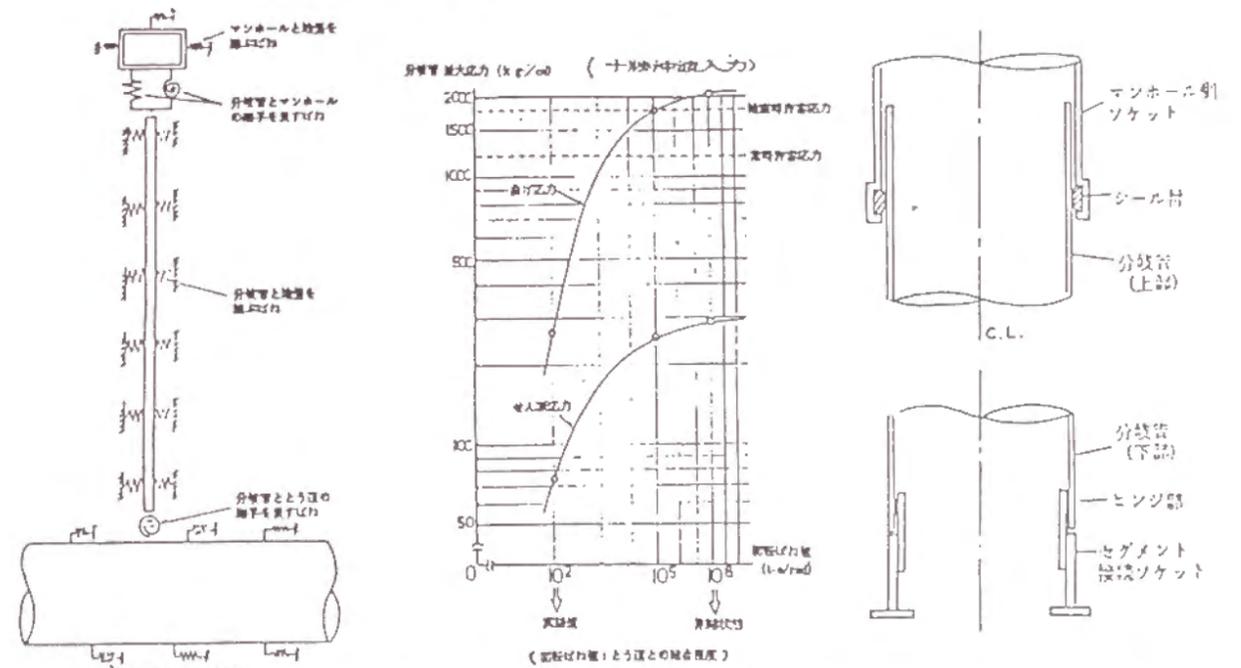


図3-37分岐管解析モデル 図3-38ジョイント特性の影響 図3-39ジョイント部の構造

(2) とう道分岐管の地震観測

筑波に設置されている分岐管には、図3-40に示す位置に加速度計・ひずみ計・変位

計が設置してあり、分岐管及びその接続部付近の挙動を常時観測している。シールドトンネル分岐管の観測例として、1986年6月24日に房総半島南東沖で発生したマグニチュード6.9の地震により得られた波形を図3-41に示す。この地震の震央は140.8°E、34.8°N、深さ80kmであり、筑波までの震央距離はおよそ160kmであり、観測された最大加速度は30galであった。

図3-41分岐管上部と分岐管下部の軸方向に発生したひずみ履歴であるが、後半では2つの波形は概ね一致しており、分岐管は管軸方向に一様な伸縮運動をしていると考えられる。このことはヒンジ構造・伸縮構造を採用したことによる免震効果をあらわしている。しかし振幅の大きな主要動部分では、2つの波形はかなり異なっており、シールドトンネルとのジョイント部での衝突の影響などが考えられる。また最大ひずみの大きさは、モデル計算と同様に分岐管下部で大きくなっており、最大ひずみの発生パターンはだいたい合っていると考えられる。実際の構造物の観測結果から、分岐管とシールドトンネルとのジョイント部に用いたヒンジ構造の免震効果が、ある程度確認できた。しかし、強震時のジョイント部の複雑な挙動は解明にいたっておらず、解析モデルへの反映までもふくめて、今後検討していく予定である。

- 1) NTT筑波技術開発センタ：「生きた地震の動きをキャッチする”電気通信屋外設備の地震観測システム”」、1986.10
- 2) 中野雅弘・斉藤進・鈴木崇伸：架空構造物の信頼性向上を目指して、NTT施設、1988.9
- 3) 中野雅弘・梶本俊彦：地下管路の地震時挙動観測について、土木学会第18回地震工学研究発表会予稿集、P201-204、1985
- 4) 中野雅弘・植松秀雄：Field Observation On Telecommunication Facilities 日米天然資源会議(UJNR)耐風・耐震部会予稿集、P9-16、Tsukuba 1985.5
- 5) 白川淳一・奥村強・澤橋剛志：地下管路の動的載荷実験について、土木学会第37回年次学術講演会講演概要集、1982.10
- 6) 中野雅弘・藤橋一彦：とう道の地震時挙動観測について、土木学会第39回年次講演会講演概要集、I-316、P631-632、1984.10
- 7) 中野雅弘・三輪充彦・藤橋一彦：Site Observation of Telephone Tunnels During Earthquakes、第3回国際動土質工学会議、P62-75、1987.6、Princeton N J
- 8) 中野雅弘・澤橋剛志：とう道の地震時挙動観測について(その2)、土木学会第40回年次講演会講演概要集、I-202、P403-404、1985.10
- 9) 中野雅弘：Seismic Behavior Buried Pipelines and Telecommunications System. 日米天然資源会議(UJNR)耐風・耐震部会予稿集、P35-42、Tsukuba、1987.5
- 10) 中野雅弘・藤橋一彦・吉武研次：シールドトンネルの立坑部における免震化について 土木学会第42回年次講演会講演概要集、I-521、P1076-1077、1987.9
- 11) 中野雅弘・藤橋一彦・白川淳一：橋梁添架設備の地震時挙動観測について、土木学会第41回年次講演会講演概要集、I-490、P979-980、1986.11
- 12) 中野雅弘・鈴木崇伸：シールドトンネル分岐管の地震観測、土木学会第42回年次講演会講演概要集、I-502、P1038-1039、1987.9
- 13) 塚原彰・木村節哉・加藤栄一：シールドトンネルとマンホールを結ぶ構造物の耐震性評価(その2)、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集、1985.10

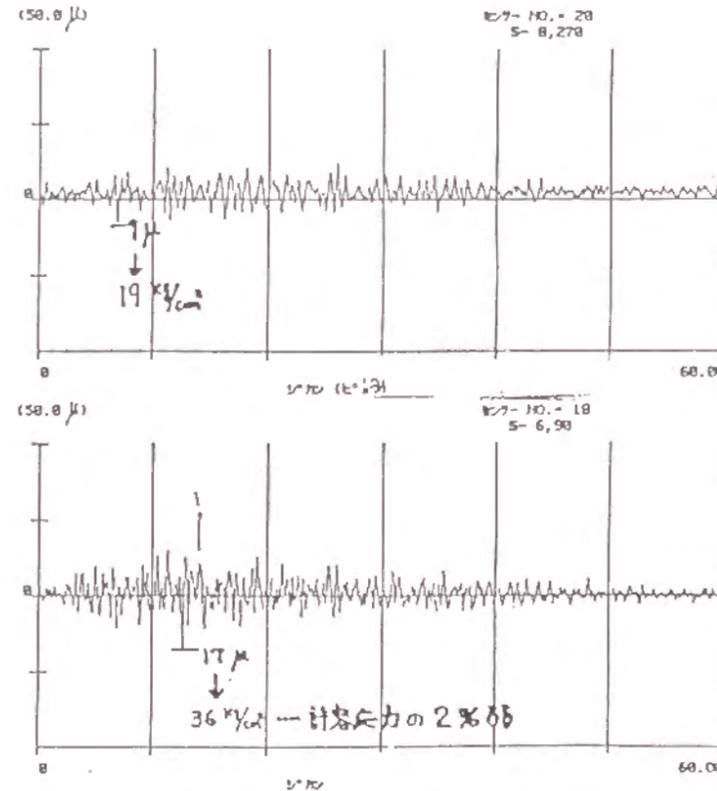
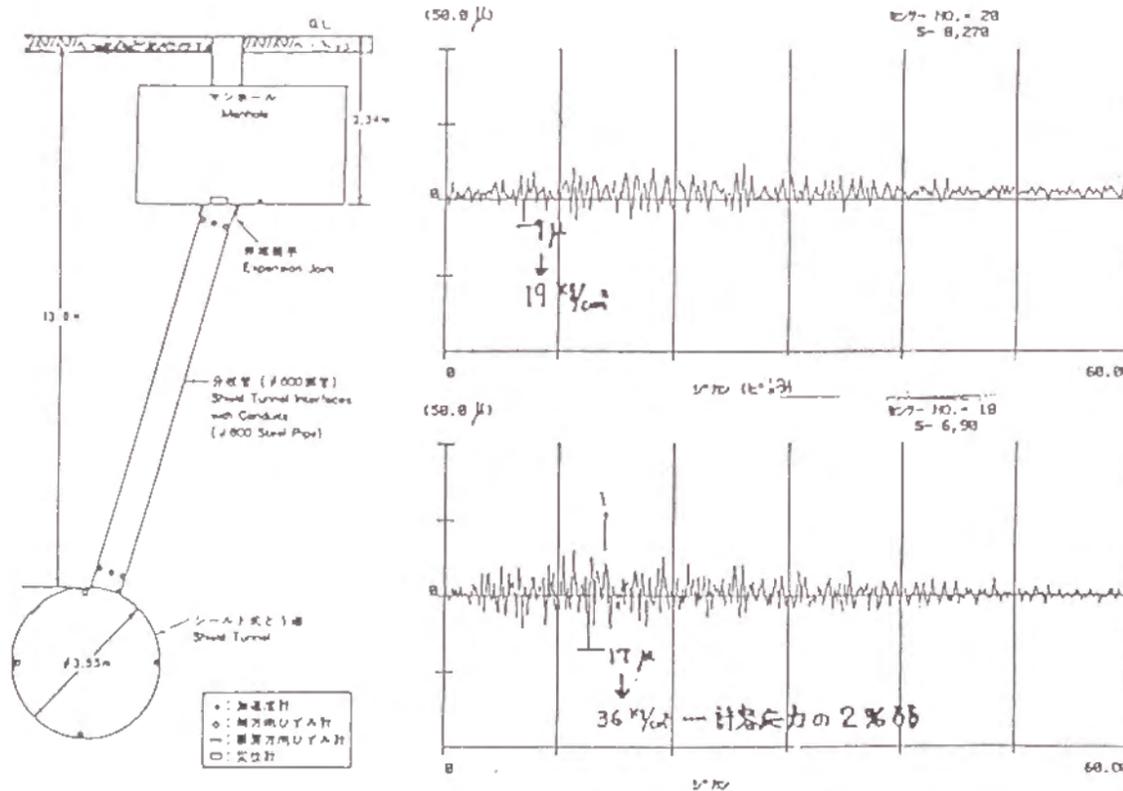


図3-40 センサ取付け位置 図3-41 分岐管上部(上図)と下部(下図)のひずみ波形

第4章 電柱基礎地盤の液状化実験¹⁾

4.1 はじめに

情報化社会の進展に伴い、電気通信の重要度はますます高まっている。地震による電気通信の途絶は一時的であったとしても情報化社会では大きな社会的混乱を招くであろう。そのため情報機能が健全であることか地震発生時の2次災害の防止活動と震後の早期復旧対策のため必要であり、電気通信設備の耐震信頼性の向上は自然災害研究における緊急の課題であることはいままでのない。

ここでは電気通信設備の内、液状化現象により被害を受けている架空ケーブル系設備、また次の5章では、地下ケーブル系設備の内、マンホールについて振動台を用いた模型振動実験による液状化時の挙動についてその結果の分析を行なうとともに、考察を加えている²⁾。

4.2 目的と概要

電気通信設備の大半は架空線を利用しているが、都市内では地下管路あるいはとう道（または共同溝）などの通信土木設備などの地下収容設備に通信ケーブルが納められる傾向にある。最近、通信土木設備の被害は地盤振動そのものによる割合が低く、そのほとんどが地盤の液状化や、斜面崩壊など地盤の永久変位によるものとの認識が強くなっている³⁾。しかし、地盤変位を引き起こす原因は地盤振動である。通信ケーブル電柱設備の地震被害例によると液状化により電柱に傾斜、沈下等が生じるため、電気通信に支障をきたしたと報告⁴⁾されている。それは、電柱の支持地盤が液状化現象により支持力を失い、電柱が沈下、傾斜、移動等を生じたと考えられる。電柱の液状化時の耐震安全性の検討にあたっては、支持地盤の安定性すなわち電柱根入れ部の対策が重要であることがわかる。電柱基礎地盤に対する対策として、砕石、杭基礎などを用いる方法や、浮力と自重のバランスをとり、沈下を防止する方法などが考えられる。しかしこれらの有用性は明らかでない。一方、これらの研究方法には解析的な方法、実験的な方法と実物観測による方法などがある。解析的な方法で通信ケーブル電柱設備の液状化防止効果を求めるには次のような問題がある。地盤の塑性化による材料非線形性の現象のほかに、地盤と電柱の連成振動により、沈下や剝離、滑動などによる幾何学的非線形性が加わるため解析的な方法によって求めることは困難が伴う。

そこで、振動台を用いて、電柱縮小模型と緩詰め飽和砂地盤全体系の模型振動実験を行った。振動台を水平一方向に加振することにより、周辺地盤が液状化し、電柱の根入れ部が支持力を失い、電柱が沈下、傾斜を生じるときの過剰間隙水圧、応答加速度、沈下などの経時変化を求めた。次いで、根入れ部に砕石、根かせ（後述の図4-2参照）補強など

の対策を施して模型振動実験を行い同様の項目を計測した。これらの結果から対策工別による効果を比較した。なお、通信ケーブル電柱地盤全体系における通信ケーブルの役割は地盤が電線線路方向に振動すると電柱の振動を拘束するが、地盤が線路直角方向に振動すると通信ケーブルの電柱振動への拘束効果は比較的少ないと考えられる²⁾。したがって電柱は通信ケーブルによる拘束効果を考えた場合と考えない場合の両者を同時に実験した。

4.3 実験方法

対象電柱は、標準サイズのコンクリート電柱（平均直径19.3cm、長さ8m）が液状化層厚3.5mの飽和地盤に1.3m根入れされた場合を想定している。電柱の地盤条件は種々であるが、日本海中部地震で液状化層厚3.5m程度の砂質地盤に対して根入れ長1.3mの電柱の被害例があるため、これを模型化した。縮尺1/5の模型電柱は、図4-1に示すように電柱の頂部より10cmの位置に通信ケーブルを取り付け、通信ケーブルの拘束効果を実験できるように配慮した。図中の左側の電柱は線路方向に加振されるため、電柱頂部で振動が拘束される場合を実験しようとしたものである。図中の右側の電柱は線路直角方向に加振され、電線の拘束効果を減じた状況の実験を考えた。以下、前者を沈下柱後者を沈下・傾斜柱と称することにする。基盤の形式は図4-2に示すように、砕石を電柱根入れ部に用い、砕石部を網で囲わない形式と囲った形式（平面形状は矩形のものと同形のもの）と、さらに根かせ補強の、計4種類に変化させて実験を行った。その実物想定値を表4-1に示し、計測項目を次に示す。

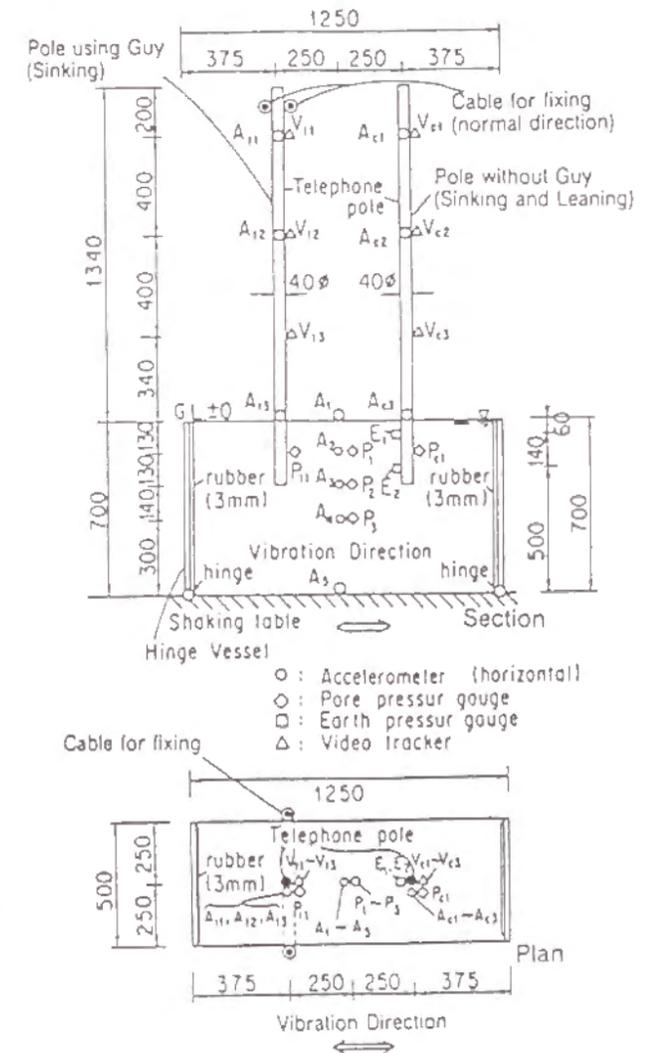


図4-1 電柱-地盤全体系模型

4.3.1 計測項目

- (1) 微小入力時に電柱-地盤の動的相互作用により生じる現象を観察し、共振振動時の応答倍率、減衰定数などの連成振動特性を把握する。
- (2) 液状化進行時と完全液状化時に生じる電柱の沈下と傾斜の動特性を把握する。そのため主として沈下が発生した電柱と沈下と傾斜が同時に発生した電柱について、過剰間隙水圧、応答加速度、沈下と傾斜などの時刻歴特性を比較する。
- (3) 電柱の沈下と傾斜の防止効果を求める。このため、根入れ部に前記の対策を行った場合と、対策なしの場合の過剰間隙水圧、沈下などの液状化特性を比較する。

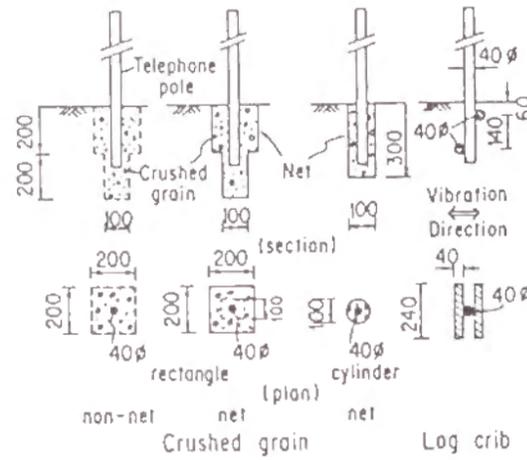


図4-2 基礎部地盤の補強

表4-1 実物想定値と模型目標値

	Prototype	Model Aim
TELEPHONE POLE		
Material	R.C.	Viny Chloride
Length (m)	8	1.6
Diameter (m)	0.19	0.03
Mass (kg)	460	3.7
Density (g/cm ³)	2.4	2.4
Elastic Modulus (MPa)	2.1	0.4
Poisson's Ratio	0.17	0.17
Natural Frequency (Hz)	1.3	3.0 (3.1)
SOIL SYSTEM		
Material	Saturated Sand	Sengenyama Sand
Depth (m)	3.5	0.7
Dry Density (g/cm ³)	Max. 1.7 Min. 1.4	Max. 1.76 Min. 1.44
Relative Density (%)	35	30 (25~30)
Vs (m/s)	100	45 (50)
Coefficient of Permeability (cm/s)	9×10 ⁻³	4×10 ⁻³ (7.5×10 ⁻³)
Natural Frequency (Hz)	7	16 (18)
STABILIZING METHOD		
Crushed Grain		
Shape of Crushed Grain Zone	Rectangle or Cylinder	Rectangle or Cylinder
Grain Size (mm)	30~40	6~8 (5~10)
Net Material	Polyethylene	Stainless Steel
Mesh of Net (mm)	20~30	4~6 (0.25)
Log Crib		
Material	Wood	Wood
Length (m)	1.2	0.24
Diameter (m)	0.2	0.04

() Value in execution

4.3.2 模型と実物との相似則および模型材料

模型と実物の相似則と相似比の関係を表4-2に示す。これを用いて表4-1の実物想定値から、模型目標値を求めて表4-1に併記する。相似則は両者の物理現象に関する主要 π 値^{5-9, 12-15)}が等しいとして求めた。

実験に用いた模型地盤材料は千葉県浅間山産の山砂で平均粒径 D_{50} が0.33mmから0.44mm、均等係数 U_c が2.2の粒のそろった細砂で乾燥密度の最大値が約1.7g/cm³、最小値が1.4g/cm³である。重要な目標値の一つであるせん断波速度 V_s を、板たたき法により求めると、 D_r が約25から30%の模型飽和地盤の V_s は約40から45m/sとなる。模型地盤の作成には空中落下法を用い、水面上40cmの高さから相対密度 D_r が約30%になるように、4か所から乾燥砂を水中に自然落下させた。各種対策に用いた模型地盤の密度は乾燥砂の重さを管理することにより D_r が約25~30%の範囲に収まるようにした。

原地盤と同じ砂と水を用いたため、模型地盤の目標深さの有効上載圧は原地盤での応力状態を模型で再現したことになる。原地盤より模型地盤は小さなひずみで過剰間隙水圧が有効応力に達しやすく、液状化しやすい。一方地表への距離が原地盤より短く、透水係数も小さくならないため、過剰間隙水圧は消散しやすい状態にある。これらの問題に対し、入力振動数と、入力加速度、地盤の層厚などの最適な組合せを選ぶことにより、液状化現象をやや強調して再現したことになる。

次に、電柱模型は塩化ビニルパイプ、根かせ模型は丸木を用いて作製した。模型と実物の電柱の曲げ剛性の相似則を近似的に満足させるため、塩化ビニルパイプを用いた。パイプの中に碎石、砂と水を入れ、その重さを変えて、模型電柱の固有振動数が下端固定時の目標固有振動数に近くなるようにした。

表4-2 相似則と相似比

Function	Similar Systems	Scale Factor
Length	l_m/l_p	1/5
Deflection	l_m/l_p	1/5
Volume	$(l_m/l_p)^3$	1/125
Density	ρ_m/ρ_p	1
Unit Weight	$(\rho_m/\rho_p)(g_m/g_p)$	1
Mass	$(\rho_m/\rho_p)(l_m/l_p)^3$	1/125
Time	$(l_m/l_p)^{1/2}(\alpha_m/\alpha_p)^{-1/2}$	1/2.24
Period	$(l_m/l_p)^{1/2}(\alpha_m/\alpha_p)^{-1/2}$	1/2.24
Frequency	$(l_m/l_p)^{-1/2}(\alpha_m/\alpha_p)^{1/2}$	2.24
Velocity	$(l_m/l_p)^{1/2}(\alpha_m/\alpha_p)^{1/2}$	1/2.24
Elastic Modulus	$(\rho_m/\rho_p)(l_m/l_p)(\alpha_m/\alpha_p) \times (\epsilon_m/\epsilon_p)^{-1}(\nu_m/\nu_p)$	1/5
Stress	$(\rho_m/\rho_p)(l_m/l_p)(\alpha_m/\alpha_p)$	1/5
Moment of Inertia	$(l_m/l_p)^4$	1/625
Strain	ϵ_m/ϵ_p	1
Poisson's Ratio	ν_m/ν_p	1
Damping Constant	h_m/h_p	1
Acceleration	α_m/α_p	1

4.3.3 実験設備と実験条件

振動台の性能¹⁾を表4-3に示す。液化特性を解明する実験においては水平一方向加振で十分であると考²⁾え、水平一方向加振とした。

表4-3 3次元6自由度振動台の性能諸元

Table Size(m) Carrying Weight(MN) Directions of Excitation	4 × 4 Max. 0.6, Standard: 0.2 3-Dimensional & 3-Rotational
Max. Displacement(mm) Max. Velocity(cm/s) Max. Acceleration(G)	X & Y = ±125, Z = ±75 X & Y = ±100, Z = 50 X, Y & Z = 3
Frequency Range(Hz)	DC~70

図4-1に示すように側方拘束の影響を小さくし、SH波入力時の変位モードである1次のせん断振動を生じやすくした土槽、すなわち、側方ヒンジ支承にした土槽を用いた。側方からの反射を少なくするため側方内側に厚さ3mmのゴムを用いた。測定に用いる加速度計、間隙水圧計、土圧計、変位計の仕様を表4-4に示す。

表4-4 測定機器の仕様

Gage Type	Weight (g)	Size (mm)	Capacity	Frequency (Hz)	Pick Up Type
Accelerometer Semiconductor strain gage Strain gage	0.7 40	5, 10, 5 18, 18, 24	0.5G 2.0G	1~100 0~60	AL5-05 ASW-2A
Pore pressure gage Earth pressure gage	2 1	12φ, 6 10φ, 25	19.6kPa 19.6kPa	(Semiconductor strain)	PM-10-02 PMS-10-02
Displacement transducer	600	33φ, 330	±50mm	(Inductance type)	DLT-50BS

加速度、間隙水圧、土圧の測定は地盤系で生じる振動が小さくなるように軽量小型な半導体ひずみゲージ型を用い、これらの計器の密度が周辺地盤とほぼ同じになるようにした。測定位置は図4-1に示すように側壁底部ヒンジ、側方ゴムばね支承の土槽に設置した電柱の柱上部GL+114cmと中部GL+74cmに加速度計A₁₁, A₁₂ (左側の電柱)、A₂₁, A₂₂ (右側の電柱) および電柱の地表にA₁₃ (左側の電柱)、A₂₃ (右側の電柱) とした。2本の模型電柱の中間の地表に加速度計A₁、地中には加速度計A₂~A₅と間隙水圧計P₁~P₃、電柱の根入れ部GL-13cmにP₁₁およびP₂₁を図のように配置した。振動モードを求めるため、電柱の上部、中部と中底部GL+34cmにはビデオトラッカー用の測点V₁₁, V₁₂, V₁₃およびV₂₁, V₂₂, V₂₃を配置した。ビデオトラッカーは水平と上下の振動軌跡を求めるために用いた二次元軌跡計測装置である。一般に、変位柱の測定には光学式変位計や渦電流式変位計が用いられるが、電柱のように細長い構造物の上下と水平の変位を沈下柱と沈下・傾斜柱で同時に4点測定することは難しい。そのた

め、ビデオトラッカーを用いることにより、浮き上りと沈下と傾斜を繰り返しながら転倒する様相を把握しようとした。このモニターテレビは縦384ドット、横512ドットで構成されている。電柱-地盤全体系の縦が約2mと長いため、分解能は約5mmとなる。電線の拘束効果の低い電柱は傾斜が生ずると予想されるので、根入れ部の上部GL-13cmと底部GL-25cmに土圧計を配置した。土圧の初期値が静止土圧(1/2・γH)に近い状態を示すように均質に地盤を作成し、振動成分を測定する。対策として碎石で囲った場合には、碎石の底部GL-40cmに間隙水圧計P₁₂およびP₂₂を配置した。入力波は同一の模型に対し微小入力時は、加速度振幅10ガルのホワイトノイズと周期的スイープ波動を用いた。加速度振幅120ガルと220ガルの液化発生時は正弦波を用い、液化時の破壊現象を強調して求めた。まず、ホワイトノイズは1Hzから20Hzまでフラットな振動数特性を有するランダム波を20秒間用い、スイープ加振は30Hzから1Hzきさみで1Hzまで低下させるランダウン方式を用い、線形領域での共振特性を求めた。次いで、正弦波加振の入力波数は20波とし入力振動数は単一系電柱の共振振動数約3Hzと地盤-対策のない電柱系のFEM固有値解析による固有振動数が1Hz近傍になることなどを参考にして2Hzとした。正弦波加振の入力時間は10秒となる。加速度振動は液化進行時と完全液化時の両特性を求めるためにそれぞれ120ガル、220ガルを用いた。なお本研究では地中深部の過剰間隙水圧が有効土載圧にほぼ等しくなる状態を完全液化時、至らない状態すなわち120ガル入力時を液化進行時と称した。

間隙水圧の時刻歴応答波形は移動平均法を用いている。過剰間隙水圧の入力加速度1波に対する時刻歴応答波形は、せん断波振動により過剰間隙水圧のピークが2回生じる³⁾。入力1波ごとの移動平均により時刻歴波形を求めると、加振振動数の2倍で振動する過剰間隙水圧の振動成分が除去される。そのため移動平均すると原波形を示さなくなるか、同一条件で各種対策の過剰間隙水圧比の上昇を比較するには、問題とならず、逆に相互の比較が行いやすいため、入力1波ごとの離散値32個を移動平均とした。

本研究の実験種類は単一系の地盤、電柱、地盤-対策のない電柱系、地盤-碎石を施した電柱系(碎石の形状を矩形状にし、網で囲った場合と開かない場合、碎石の形状を円筒形にし、網で囲った場合の3種類)、および地盤-根かせを施した電柱系の7種類とした。単一系電柱を除く6種類の実験で、目標せん断波速度の実現値50m/sとコーン貫入値とかほぼ同一になるように作製した。

4.4 実験結果

4.4.1 単一系の電柱と地盤³⁻¹⁾

入力加速度10ガルのスイープ加振によると下端固定の電柱の1, 2次の共振振動数は、それぞれ3.1Hz、19.6Hz、1, 2次の電柱上部(A₁₁ or A₂₁)の応答倍率は4.4倍、3.3

倍、減衰定数は5.0%、2.6%となる。模型電柱用の塩化ビニルパイプ内側に水で溶かした直径3mmの玉砂利と粘土を入れ、玉砂利の重さを調節することにより、予備解析から求めた一次の固有振動数3.0Hzに電柱単一系の第一次共振振動数を近似させた。地盤単一系の微小入力時のせん断振動の固有振動数をFEMや1/4波長則で求めた理論値は16Hzとなる。模型地盤の微小入力加速度が10ガル時のスイープ加振とホワイトノイズ入力による共振振動数と卓越振動数は両者とも18Hz近傍にあり、理論値にほぼ近似できている。減衰定数は $1/\sqrt{2}$ 法によると約5%となる。

次に、液状化の程度と入力加速度の大きさの関係を求めるため、地盤単一系に30ガル、60ガル、120ガル、220ガルと順次、入力加速度を大きくして、2Hzの正弦波加振実験を行った。各入力加速度ごとに過剰間隙水圧の深度分布を求めた結果を図4-3に示す。同図に併記した初期有効上載圧直線と過剰間隙水圧の最大値分布から、入力加速度30ガルから120ガルまでは液状化進行時、220ガル時は完全液状化時といえる。

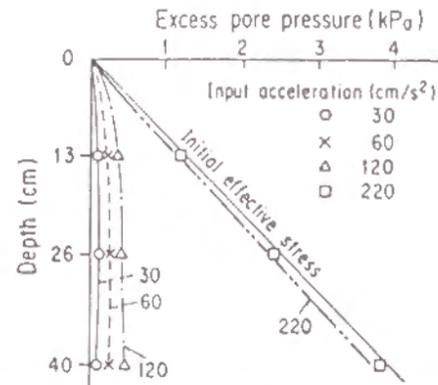


図4-3 過剰間隙水圧の深度分布 (地盤単一系)

4.4.2 電柱-地盤全体系

微小加速度10ガルのスイープ加振による電柱-地盤全体系の最大応答加速度を変位に換算して、モードを求め図4-4に示す。同図に1次の共振振動数を併記した。電線の拘束効果のため沈下・傾斜柱はあまり応答せず沈下・傾斜柱の方が大き

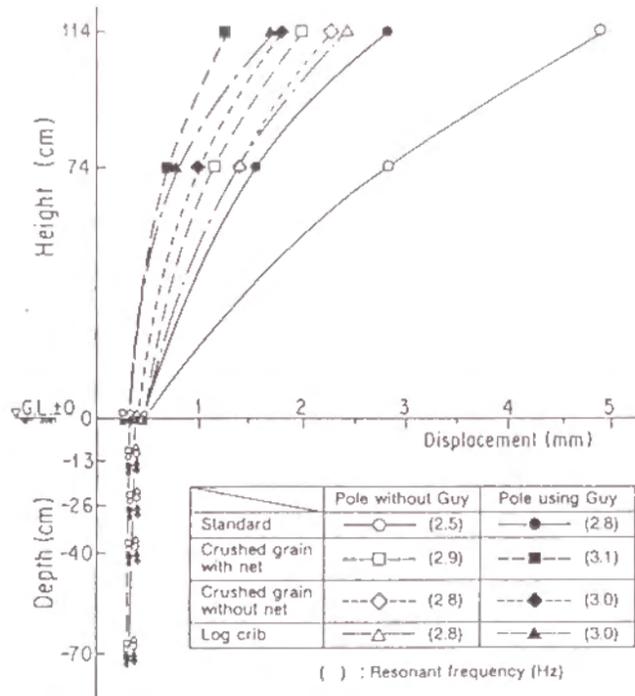


図4-4 最大応答変位量の分布 (スイープ加振10cm/s²)

な応答倍率を示す。正弦波加振による120ガルと220ガル時の沈下・傾斜柱の応答変位の最大値を図4-5に示す。対策なしのケースは電柱が20波の正弦波加振中に転倒したため電柱部は同図に示していない。これらの図から、電柱-地盤全体系の最大応答変位分布は電柱頂部が最大値を示し、

一次モードに類似することかわかる。また変位分布の差から液状化程度の差かわかり各種対策による効果の違いがわかる。次に各種対策による過剰間隙水圧比の時刻歴の代表例として、根入れ部 (GL-13cm) を図4-6に示し、正弦波加振による120ガルと220ガル時の液状化の程度を比較する。縦軸には過剰間隙水圧の発生量を初期有効上載圧で除した過剰間隙水圧比を用い、横軸の波数20は加振時間10秒に相当する。深さ方向の過剰間隙水圧を1秒から加振終了の10秒まで1秒間隔

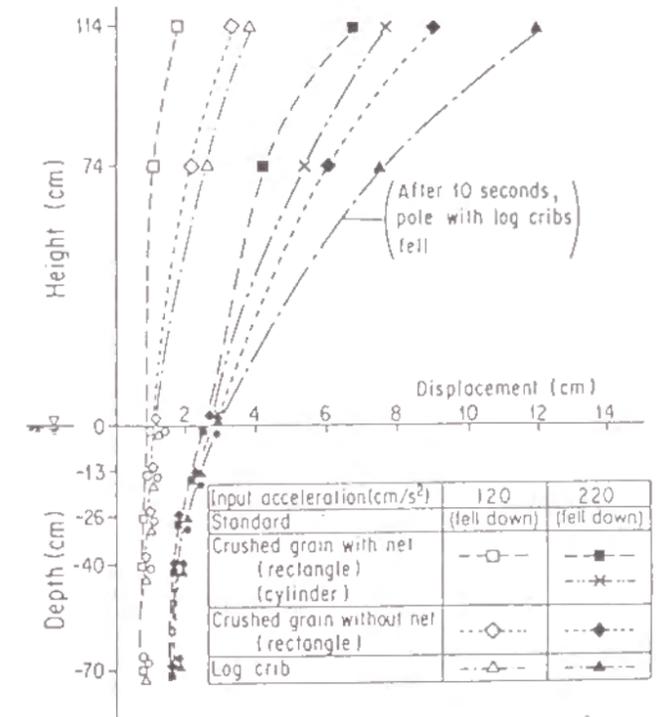


図4-5 最大応答変位量の分布 (120 cm/s² と 220 cm/s²)

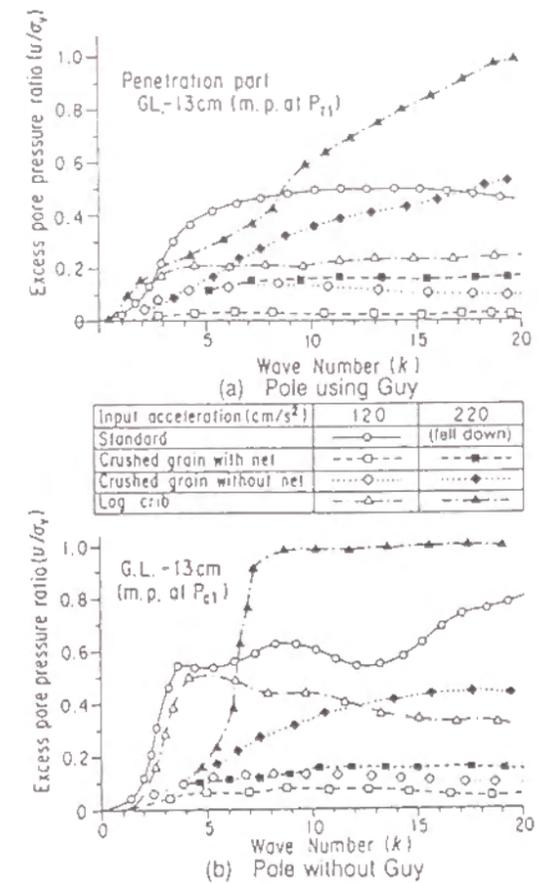


図4-6 過剰間隙水圧比の経時変化

で図4-7に示し、各種対策による液状化の深度分布程度を比較する。

図4-6では周辺地盤部の過剰間隙水圧の経時変化は省略したが、

同図で過剰間隙水圧比の大きいものは図4-7からわかるように深さ方向の分布でもほとんどの測点で有効上載圧に近づいていることがわかる。また、各種対策時、周辺地盤部の応答加速度の最大値の深度分布を図4-8に示す。同図は入力波形2波に相当する1秒間の応答加速度の最大値を1秒きざみで振動終了時の10秒まで求めたものである。

沈下・傾斜柱の頂部の水平と上下方向の応答変位の時刻歴波形をビデオトラックの標点の動きから求めて図4-9に示す。同図は220ガル入力時の代表例として根かせ基礎の場合の測点V_{c1}の変位波形を示したもので、液状化の程度との関係を求めるため、根入れ部の過剰間隙水圧比の上昇曲線を併記した。沈下・傾斜柱の測点V_{c1}、V_{c2}の振動軌跡を図4-10に示す。対策のない場合は入力後すぐに転倒したため記入していない。同図から、220ガル入力時の根かせ、砕石網あり、なしの電柱が沈下しなから傾斜していく破壊の形態がわかる。次に、120ガルと220ガル入力時の周辺地盤と電柱の沈下量を表4-5に示す。同表に周辺地盤の沈下量を基準にした電柱の相対沈下量を併記した。

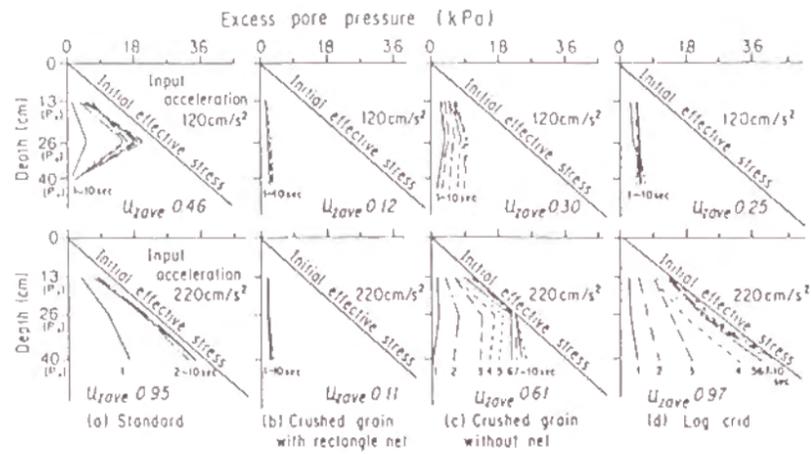


図4-7 過剰間隙水圧の深度分布(経時変化)

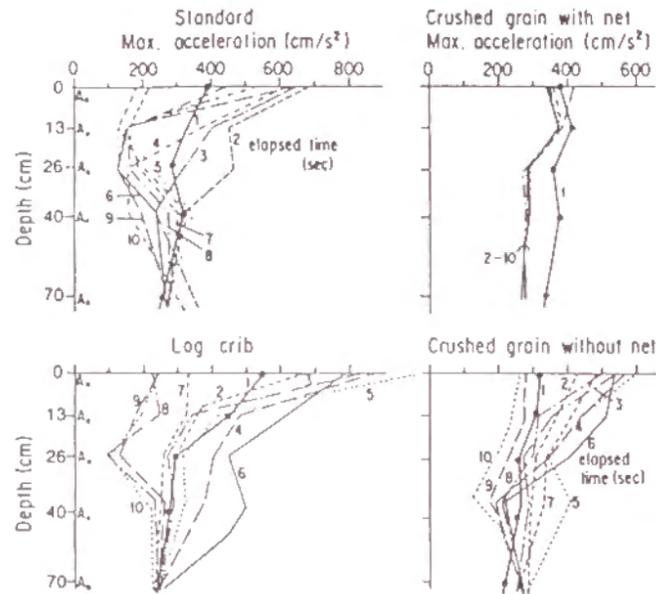


図4-8 応答加速度の深度分布

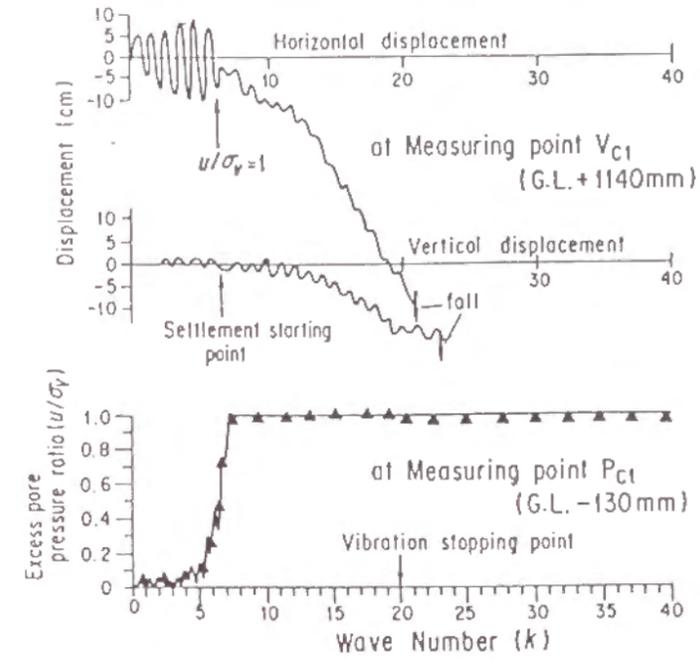


図4-9 沈下・傾斜柱頂部の水平及び鉛直方向の応答変位(根かせ基礎 220cm/s²)

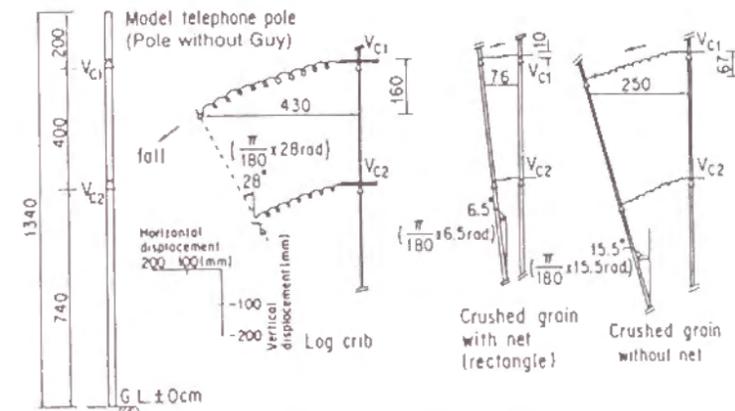


図4-10 沈下・傾斜柱の振動軌道(220cm/s²)

表4-5 実験ケース別の沈下量

Cases	Measuring Point		Pole (②)				Relative Settlement ②-①			
	Ground (①)		Pole (②)		Relative Settlement ②-①					
Input Acceleration (cm/s²)	120	220	120	220	120	220	120	220	120	220
Condition	S(=S+L)	S(=S+L)	S	S+L	S	S+L	S	S+L	S	S+L
Ground System	15	25	-	-	-	-	(15)	(15)	(25)	(25)
Combined System										
Standard	16	27	26	FAL.	220	FAL.	10	FAL.	193	FAL.
Crushed grain with net										
Rectangle shape	12	15	3	10	8	10	-9	-2	-7	-5
Cylinder shape	-	20	-	-	48	-	-	-	28	-
Crushed grain without net	13	23	5	18	48	67	-8	5	25	44
Log crib	12	24	12	15	55	FAL.	0	3	31	FAL.

unit: mm. S: Sinking. S+L: Sinking under Leaning. FAL.: fall

4.5 考察

4.5.1 共振特性と応答変位

微小入力時に、各種対策を施した電柱-地盤の動的相互作用により生じる現象を把握するため、共振振動数、応答倍率、減衰定数を求めて表4-6に示す。沈下・傾斜柱について対策のない場合と砕石網の対策を施した場合を比較すると、共振振動数は2.5Hzであったものが砕石を施すことにより2.9Hzと高くなる。変位の応答倍率は12倍が8倍に減少し、減衰定数は8%が15%と大きくなる。砕石網による対策は共振振動数が高くなることから剛性が大きくなる効果を有することかわかる。さらに、共振曲線から求めた電柱部の減衰定数も約2倍大きくなることから、一般に地盤部のみの有する特徴すなわち、剛性が高まると減衰が低下する現象を全体系では示さない。

表4-6 実験ケースごとの共振振動数、応答倍率、減衰定数

Characteristic Cases	Resonant frequency(Hz)		Magnification at the top		Damping constant(%)	
	S	S+L	S	S+L	S	S+L
Standard	2.8	2.5	9	12	10	8
Crushed grain with net	3.1	2.9	4	6	14	15
Crushed grain without net	3.0	2.8	7	8	13	12
Log crib	3.0	2.8	6	8	9	11

S : Sinking. S+L : Sinking under Leaning

通信ケーブルの拘束効果を考えない沈下・傾斜柱は拘束効果を考えた沈下柱より電柱部において大きな応答変位を示す。また、地中部は電柱部ほど両者の応答変位に顕著な差はなく、地盤-電柱系の振動に、地盤部より電柱部の振動の方が大きく寄与する。共振振動数を相似則に基づいて実物に換算する。沈下・傾斜柱の対策のない場合と砕石網の対策を施した場合の共振振動数はそれぞれ約1.1Hzと約1.3Hzとなる。砕石を施した実物電柱の電線直角方向の常時微動測定結果は約1.2Hzから3.5Hzとばらつくか、ほぼ妥当な値を模型実験で再現しているといえる。次に2Hzの正弦波加振による120ガルと220ガル時の各種対策による沈下・傾斜柱の応答変位(図4-5参照)から、最大応答変位は対策なし、根かせ、砕石網なし、砕石網ありの対策順に小さくなる。砕石網ありの対策が各種対策の中で一番応答変位は小さいことかわかる。砕石を囲う網の形状が円形よりも矩形の方が応答変位量が小さくなる。これは図4-2で示したように、施工性を考えた円筒形に比べて、矩形では砕石の量が約4倍大きいためである。

4.5.2 液状化特性

(1) 過剰間隙水圧 地盤単一系の正弦波の入力加速度と過剰間隙水圧 u との関係

(図4-3)から、120ガル、220ガルの入力時はそれぞれ液状化進行中、完全液状化時であることかわかった。各種対策による根入れ部の過剰間隙水圧比 u/σ_v の経時変化(図4-6)から120ガル入力時、沈下柱、沈下・傾斜柱とも u/σ_v の最大値は対策なし、根かせ、砕石網なし、砕石網ありの対策順に小さくなる。220ガルの入力時も120ガルと同様の順に u/σ_v の値が小さくなる。周辺地盤の過剰間隙水圧の深さ方向の経時変化(図4-7)から220ガル入力時、対策なしは加振2秒目から初期有効上載圧曲線に過剰間隙水圧が接近し、完全液状化の状態となる。砕石網ありの場合の周辺地盤は u/σ_v が1に至らず液状化を完成していない。砕石網ありは砕石による排水効果と囲い網による補剛効果のため、周辺地盤も液状化の程度が小さくなる。砕石網なしの地中部の過剰間隙水圧は地表部の過剰間隙水圧ほど上昇しないか、砕石網なしの場合を砕石網ありと比較すると過剰間隙水圧の値は大きくなる。この現象は砕石の囲い網がないため電柱の振動と周辺地盤の液状化により根入れ部を取り囲む砕石がくずれ、液状化した砂か砕石の中に流入し、砕石が目詰まりを生じ、排水効果が少なくなるためと考えられる。根かせの場合は120ガル入力時、液状化の進行状態にあり、水平支持力を失わない。220ガル入力時に、加振5秒後、 u/σ_v が1に至り液状化を完成し、根かせは砕石のように過剰間隙水圧の上昇を抑制する効果がないため、電柱は大きく傾斜する。

次に液状化の程度を1測点ではなく、地盤全体で表現するため、次式を用いて、地盤全体の平均過剰間隙水圧比 $U_{z,ave}$ の最大値を求め、図4-7に併記した。

$$U_{z,ave} = \int_0^z u dz / \int_0^z \sigma_v dz$$

$U_{z,ave}$: 深さZの平均過剰間隙水圧比

σ_v : 初期有効上載圧

各測点の分布を用いて求めた各種対策の液状化の程度と $U_{z,ave}$ の最大値による各種対策の液状化の程度は一致し、 $U_{z,ave}$ は各種対策に関する液状化の程度の指標になることかわかる。対策を施さない場合と根かせを用いた場合 120ガル入力時 $U_{z,ave}$ 0.46、0.25と差がある。220ガル入力時は0.95、0.97と差がなくなる。これは前述の根かせの過剰間隙水圧のところでも説明したように液状化を完成しない入力120ガル時は根かせによる水平支持効果があり、電柱の振動が小さいため、対策なしに比べて $U_{z,ave}$ が小さくなる。一方220ガル入力時は完全液状化のため根かせの効果がなく対策なしとはほぼ同じ $U_{z,ave}$ になることかわかる。

(2) 応答加速度 各種対策の周辺地盤部の最大応答加速度の経時変化を示した図4-8から液状化していくと、最大応答加速度が低下する特性が認められる。砕石網ありの最大応答加速度は、加振2秒後から加振終了時の10秒間でほとんど変化せず液

状化の程度が小さいことがわかる。対策なし、根かせ、砕石網なしは砕石網ありと異なり、加振時間の経過に伴い、最大応答加速度が増加し、次いで、液状化により減少していくことがわかる。また前述の電柱-地盤全体系の変位(図4-5)から、応答加速度から求めた電柱頂部の変位が対策なしに比べて根かせ、砕石網なし、砕石網ありの順に小さくなる。液状化すると応答加速度は小さくなり、地盤の変位は逆に大きくなるため、その影響を電柱は受けている。

- (3) 沈下特性 沈下量を求めた表4-5によると、一番小さな沈下量は砕石網ありの電柱である。電柱の沈下より周辺地盤の沈下が大きいため、電柱は沈下地盤面を基準にすると、逆に浮き上がったように見える。液状化の程度が小さい順に沈下量は小さく、対策なしの沈下柱に比べ、対策を施した砕石網あり、砕石網なし、根かせはそれぞれ約0.03~0.11、約0.19~0.21、約0.25~0.46程度に沈下が抑えられる。沈下・傾斜の大きな結果として示した根かせを施した場合の水平移動と沈下の経時変化は図4-9より、過剰間隙水圧が上昇中の1から6波目は主として水平方向に振動する。過剰間隙水圧が有効上載圧に至る7波目から沈下を開始し、電柱は傾斜する。水平と上下変位の軌跡を示した図4-10からも、根かせを有する電柱の沈下・傾斜の挙動は、他の対策より大きいことがわかる。電柱は浮き上がりながら傾斜を少しだけ回復し、沈下しながら傾斜する動作を繰り返す。この特徴のある軌跡は人力振動数2Hzより小さい振動数で繰り返すことかわかる。
- (4) 液状化防止対策効果 各種対策時の電柱の沈下と傾斜に対する防止効果を過剰間隙水圧比の最大値に到達する時間、地盤の応答加速度の変化、電柱の水平移動と沈下などから考えて、砕石網ありは液状化防止対策として過剰間隙水圧の上昇を少なくし、水平支持力を有する対策といえる。砕石を取り囲む網がない場合は、液状化時に砕石が散らばり、目詰まりを生じる。根かせは対策なしより電柱部の振動を小さくでき、その結果沈下量を低減できる。しかし、根かせを用いても過剰間隙水圧を消散させる効果は砕石層を設置する場合ほどはなため、周辺地盤が完全液状化し、支持力を失ったとき、液状化を防止する効果は砕石層に比べて少ない。相似則から表4-5を用いて実物の沈下量を換算すると、対策なしの場合96.5cmの沈下となる。日本海中部地震(1983年5月M=7.7)で、地表面から比較的浅い1m前後に約3mの砂層地盤(湿潤密度約1.8g/m³)、地下水位(GL-1m)の電柱の沈下は1~2m程度が多くみられた。これらの結果から判断して本実験は沈下現象をほぼ再現していると考えられる。また対策を施した場合の沈下量は砕石網なし、根かせ、砕石網あり(円形)のそれぞれで12.5cm、15.5cm、14cmとなり、対策の効果が認められる。なお沈下した地表面を基準にすると砕石網あり(矩形)は逆に浮き上がったように見える。

4.6 まとめ

対策前の電柱-地盤全体系か地盤の液状化により生じる動特性を対策を施した結果と比較し、要約すると以下のとおりである。

- (1) 電柱根入れ部の過剰間隙水圧比の最大値は周辺地盤と同様対策なし、根かせ、砕石網なし、砕石網ありの対策の順に小さくなる。よって、液状化防止効果は、砕石網あり、砕石網なし、根かせる順になる。それは、砕石網ありでは地中部の最大応答加速度が液状化に従い低下し、応答変位が増加する現象が生じにくくなることと、電柱部の応答変位が砕石網ありでは他の対策に比べて小さいことから判断出来る。
- (2) 砕石網なしは砕石が砂の中へ散らばり電柱が支持力を失い、砕石の目詰まりのため消散効果が砕石網ありに比べて悪くなる。根かせは、液状化進行中は制振効果を有するか、過剰間隙水圧を消散させる効果かないため、液状化完成時の防止対策としては適当ではない。
- (3) 沈下量は液状化の程度が小さい順に小さい。砕石網ありの電柱は沈下量が最も小さく、対策なしの沈下柱に比べ、対策を施した砕石網あり、砕石網なし、根かせはそれぞれ、約0.03~0.11、約0.19~0.21、約0.25~0.40程度沈下が抑えられる。実物の沈下量を換算すると、対策なしの場合96.5cmの沈下となる。日本海中部地震での電柱沈下は1~2m程度であることから本実験が沈下現象をほぼ再現していると考えられる。また対策を施した場合の沈下量は砕石網なし、根かせ、砕石網あり(円形)のそれぞれ12.5cm、15.5cm、14cmとなり、対策の効果が認められる。
- (4) 根かせを有する電柱の水平移動と沈下の様相は、液状化進行中は水平振動が卓越し、完全液状化時は沈下と傾斜を開始する。砕石網あり、砕石網なしに比べて沈下と傾斜の挙動が大きく、浮き上がり沈下と傾斜を繰り返す。

4.7 あとがき

以上の考察から電柱の液状化防止対策として砕石網ありを行うと、根入れ部の補剛効果による制振効果、過剰間隙水圧の消散効果による液状化防止対策効果があることを示し、有力な液状化防止工法の開発を進めるうえでの有益な資料を得ることができた。

本研究は地震波(SH波)が鉛直下方から入射する場合を想定して振動台を加振したものであり表面波については扱っていない。また通信ケーブルの拘束効果を考えない沈下・傾斜柱は拘束効果を考えた沈下柱より、電柱部において大きな応答変位を示す。地中部は電柱部ほど両者の応答変位に顕著な差がないため、全体系に電柱部の振動が大きく寄与し通信ケーブルの拘束効果による影響が重要な要因となることわかった。一方電線を介した電柱間の干渉により電柱が傾斜することも考えられる。そこで電柱3本による電線を含めた2径間全体径の模型振動実験を行うことが今後の課題として残される。また、振動台

を用いずコンピュータと実験をハイブリッドした実験も行いたいと考えている¹⁶⁾。なお、本実験で得られた結果については、まだこれらの検討課題が残されているものの、電柱の液状化対策の第一歩として、今後現場施工に活用していく予定である。



(a) 鋼管柱



(b) 木柱と鋼管柱



(c) コンクリート柱



(d) コンクリート柱 (沈下量約1.5m)

写真4-1 日本海中部地震における電柱被害状況

- 1) 中野雅弘・吉川正昭・斉藤進・荒野政信：電柱基礎地盤の液状化対策に関する実験的研究、土木学会論文集、404号/I-11、P405-413、1989.4
- 2) 吉川正昭・荒野政信・山田善一：模型砂層地盤の液状化現象、土と基礎、No.1654、PP.45-51、December、1986
- 3) 土質工学会：地盤の液状化、1989.5
- 4) 土木学会：1983年日本海中部地震震害調査報告書、1986年10月
- 5) 吉川正昭・黒岩真彦・山田善一：模型地盤を用いた鉄塔-杭基礎-地盤の非線形連成振動に関する実験的研究、土木学会論文集、第334号、PP.53-61、1983年6月
- 6) 吉川正昭・吉川実・土岐憲三：高架橋基礎の制振効果に関する実験的研究、土質工学会論文報告集、Vol.26、No.1、PP.163-173、March、1986
- 7) 吉川正昭・荒野政信・山田善一：模型杭基礎と液状化現象、土と基礎、No.1687、PP.31-36、April、1987
- 8) 吉川正昭・荒野政信・山田善一：上下・水平同時加振時の模型杭基礎と液状化現象、土質工学会論文報告集、Vol.27、No.4、PP.197-204、December、1987
- 9) 中野雅弘・吉川正昭・斉藤進：電柱の基礎を補強することによる液状化防止効果 土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、I-502、P1054-1055、1988.10
- 10) 中野雅弘・斉藤進：柱状構造物の液状化現象(その1)、23回土質工学研究発表会、383、P1009-1010、1988.6
- 11) 中野雅弘・吉川正昭：柱状構造物の液状化現象(その2)、23回土質工学研究発表会、392、P1031-1032、1988.6
- 12) 黒岩信彦・吉川正昭：地下タンクの動的模型実験に使用する地盤材料の選定実験、(株)奥村組技報年報No-6、11117-132、1980.8
- 13) 吉川正昭・荒野政信：杭基礎-地盤の液状化特性、第7回日本地震工学シンポジウム、1986
- 14) 吉川正昭・荒野政信・山田善一：地盤-大型基礎の地盤地挙動、土と基礎No-1785、P59-P64、1988.4
- 15) 吉川正昭・栗本雅裕・山田善一：ケーソン基礎の動的挙動解明のための模型実験、土と基礎、No-1903、P35-41、1986.4
- 16) 土岐憲三・佐藤忠信・清野純史・Nozar KISHI 吉川正昭・荒野政信：非線形動的相互作用を考慮したハイブリッド実験手法の開発、地盤と土構造物の地震地挙動シンポジウム、1989.1.23

第5章 地下マンホールの液状化実験^{1)~2)}

5.1 目的と概要

管路、とう道などの電気通信設備の数は増加の一途をたどり、都市内では管路あるいはとう道（または共同溝）などの通信土木設備に通信ケーブルが納められる傾向にある。過去の地震被害例によると^{3)~4)}、液状化で地盤が変状した地域では電気通信設備の内、マンホールは浮上、傾斜、沈下などの被害を受け、マンホールの移動量が大きい場合には地下管路との継手部が離脱し、電気通信への影響が大きい。これらの被害を防止する対策が必要であると考えられる。

マンホールの浮上、沈下などの対策方法として、マンホールの底版を拡幅し、見掛けの比重を増加させる方法、マンホールのまわりに矢板を打ち込み、矢板の補剛効果によりマンホール周辺部の液状化発生を低減させる方法、マンホールの底面に杭を打設し、水平と鉛直の支持力を高める方法、液状化時の過剰間隙水圧の上昇を防ぎ、液状化発生の程度を小さくするため、マンホール周辺を砕石で囲う方法、砕石ドレーンパイルをマンホール底面下に用いる方法、盲暗渠の設置によりマンホール周辺の地下水位をマンホール底面以下に低下させるなどの方法⁵⁾がある。

これらの方法の施工性、経済性、防止効果の確実性などを比較検討した結果、マンホールの底部と側方を砕石で囲む方法、これに矢板囲いを加える方法や地下水位を低下させる方法が先に報告した⁶⁾電柱の液状化対策と同様、比較的有効な方法であると想定される。

本研究で取り扱うマンホールは見掛けの比重が周辺地盤に比べて小さいため、液状化の程度に応じて浮き上がる。

この現象に対して砕石や矢板による対策を施した効果を検討するため、模型振動実験を行った⁷⁾。まず、振動台を水平一方向に加振することにより、模型地盤が液状化し、この中に設置したマンホールが浮上がりを生じるときの過剰間隙水圧、応答加速度、沈下量などの挙動を求めた。次いで、砕石、砕石と矢板併用などの対策を施した場合、地下水位をマンホール高さの中間、マンホールの底部へと変えた場合の模型振動実験を行っている。本論文はこれらの結果と対策を施さない場合の挙動を比較することにより対策の効果を論じたものである。また、マンホールの浮上の要因を検討するため、地盤の移動状態も併せて考察している。

5.2 実験方法

5.2.1 模型と実物との相似則および模型材料

対象マンホールは標準サイズのコンクリート製3号マンホール（縦1.84m、横2.84m、高さ1.95m）が液状化層厚5.5mの砂地盤に、地表から0.5mの地点に埋設された場合を

想定している。縮尺1/5の模型は図5-1に示すように、地下水位が地表にある単体のマンホールを想定し、地下管路は省略した。このマンホールに対し、砕石をマンホール周辺と底部に用いた場合、砕石の周辺を矢板で囲った場合、地下水位をGL-30cmとGL-50cmに下げた場合の基礎形式を図5-2に示し、その実物想定値を表5-1に示す。

模型と実物の相似則と相似比の関係を表5-2に示す。これを用いて表5-1の実物想定値から、模型目標値を求めて表5-1に併記する。相似則は両者の物理現象に関連する主要 π 値が等しい^{8)~12)}として求めたもので、この相似則を用いて、微小入力時の模型の目標値を求めた。

実験に用いた模型地盤材料は浅間山砂で平均粒径 D_{50} が0.33mmから0.4mm、均等係数 U_c が2.2、乾燥密度の最大値が約 1.7g/cm^3 、最小値が約 1.4g/cm^3 である。板たたき法によりせん断波速度 V_s を求めると、相対密度 D_r が約40%の模型飽和地盤の V_s は地表地盤で約 50m/s となる。マンホールの浮上がりに伴う底面地盤の移動状況を求めるため、色砂の薄層を上下、水平両方向に格

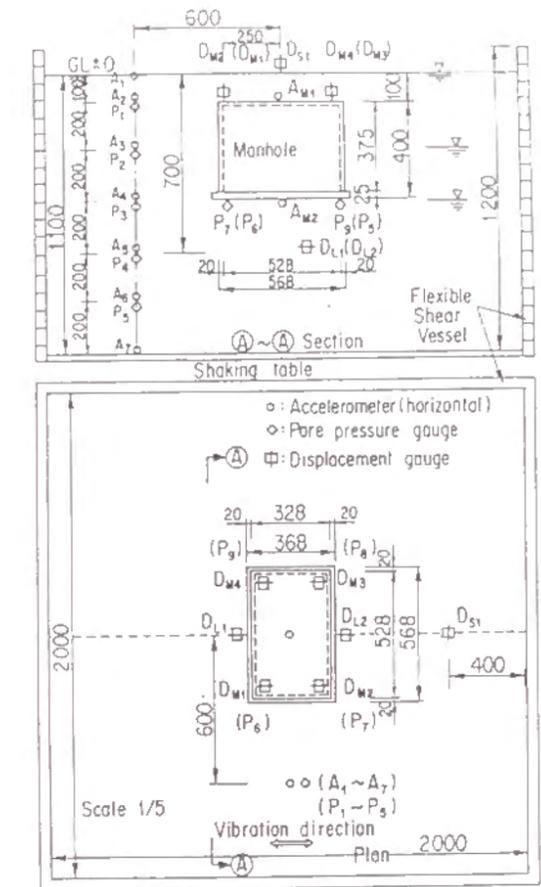


図5-1 マンホール-地盤全体模型

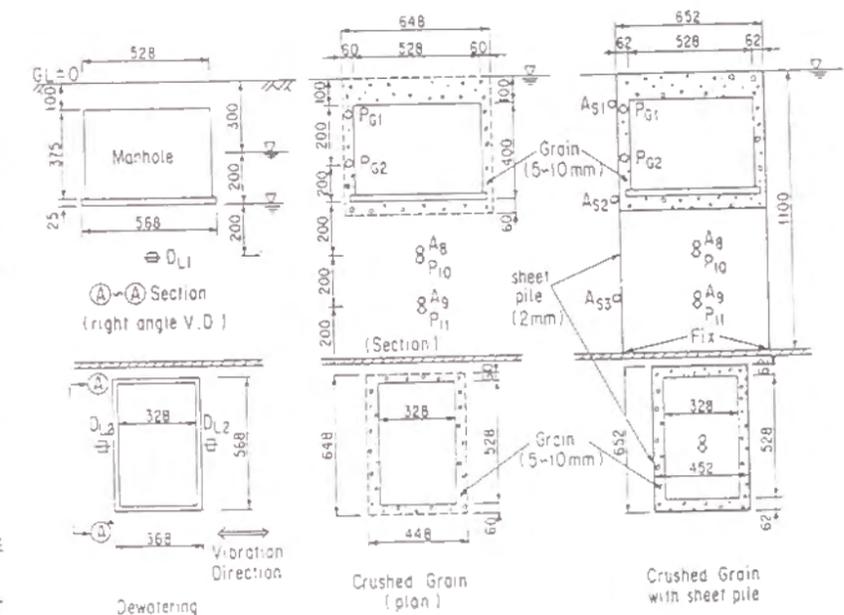


図5-2 マンホールの補強基礎形状

表5-1 実物想定値と模型目標値

	Prototype	Model Aim
MANHOLE		
Material	R.C.	Acryl acid resin
Weight(KN)	96.0	0.77
Volume(m ³)	8.7	0.07
Width, Breadth, Length(m)	2.84, 1.84, 1.95	0.57, 0.37, 0.20
Apparent specific gravity	1.13	1.13
Young's Modulus(MPa)	2.1×10 ⁴	4.2×10 ³
Poisson's Rat's	0.17	0.17
GROUND SYSTEM		
Material	Saturated Sand	Sengenyama Sand
Depth(m)	5.5	1.1
Dry Density(g/cm ³)	Max. 1.7 Min. 1.4	Max. 1.76 Min. 1.44
Relative Density(%)	40	40
Vs(m/s)	110	50
Natural Frequency(Hz)	5.0	11.3
STABILIZING		
Crushed Grain		
Grain Size(mm)	20~30	4~6(5~10)
Thickness of Layer(cm)	30	6
Crushed Grain with Sheet Pile		
Material	Steel	Aluminum
Width, Breadth, Length(cm)	326.0, 226.0, 550.0	65.2, 45.2, 110.0
Thickness(mm)	50	1(2)
Young's Modulus(MPa)	2.1×10 ⁴	4.2×10 ⁴
Dewatering		
Ground water level(cm)	GL-150	GL-30
Ground water level(cm)	GL-250	GL-50

() Value in execution
表5-2 相似則と相似比

Function	Similar Systems	Scale Factor
Length	l_m/l_p	1/5
Deflection	l_m/l_p	1/5
Volume	$(l_m/l_p)^3$	1/125
Density	ρ_m/ρ_p	1
Unit Weight	$(\rho_m/\rho_p)(g_m/g_p)$	1
Mass	$(\rho_m/\rho_p)(l_m/l_p)^3$	1/125
Time	$(l_m/l_p)^{1/2}(\alpha_m/\alpha_p)^{-1/2}$	1/2.24
Period	$(l_m/l_p)^{1/2}(\alpha_m/\alpha_p)^{-1/2}$	1/2.24
Frequency	$(l_m/l_p)^{-1/2}(\alpha_m/\alpha_p)^{1/2}$	2.24
Velocity	$(l_m/l_p)^{1/2}(\alpha_m/\alpha_p)^{1/2}$	1/2.24
Elastic Modulus	$(\rho_m/\rho_p)(l_m/l_p)(\alpha_m/\alpha_p) \times (\epsilon_m/\epsilon_p)^{-1}(\nu_m/\nu_p)$	1/5
Stress	$(\rho_m/\rho_p)(l_m/l_p)(\alpha_m/\alpha_p)$	1/5
Moment of Inertia	$(l_m/l_p)^4$	1/625
Strain	ϵ_m/ϵ_p	1
Poisson's Ratio	ν_m/ν_p	1
Damping Constant	h_m/h_p	1
Acceleration	α_m/α_p	1

子状に敷設し、残留変形の状態を把握しようとした。模型地盤の作成には空中落下法を用い、落下高さはD₁が約40%になるように、約40cmとし、ホッパーの4か所から乾燥砂を自然落下させた。模型地盤作製後、土槽底部から注水し、約24時間放置し、飽和させた。後述の図5-12(a)に示すように、色砂は層厚約2cmの青色で、マンホール底面を中

心に約20cm間隔で、水平方向に4層敷きつめ、上下方向にマンホールセンターから10cm間隔(幅20cm、高さ60cm)で左右に4層ずつ作った。また、マンホール模型はアクリル酸樹脂を用い、模型と実物の見掛けの比重が等しくなるように作製した。

5.2.2 実験設備と実験条件

実験に用いた振動台¹⁰⁾は、三次元6自由度のねじり振動を再現できる。液状化特性は水平一方向加振¹²⁾で求められるため、水平方向加振を行った。測定に用いた加速度計、間隙水圧計、インダクタンス式変位計などの仕様は4章の表4-3に示したので省略する。せん断土槽は図5-1に示すように平面形状が1辺2mの正方形の薄層軽量鋼製枠をボールベアリングを介して15段に積み重ねたもので、SH波の鉛直伝播時の変形モードを模型地盤が再現できるように作られている。

本研究の実験の種類は表5-3

表5-3 実験のケース

に示すように単一系の地盤(ケース1)、マンホール-地盤全体系(ケース2)、マンホール-砕石-地盤全体系(ケース3)、マンホール-砕石・矢板併用-地盤全体系(ケース4)、マンホール-地下水位GL-30cmの地盤全体系(ケース5)、マンホール-地下水位GL-50cm(ケース6)の地盤全体系の6種類とした。

Case	Types of Experiment	Water Level (cm)
1	Ground system	G. L. ± 0
2	Standard	G. L. ± 0
3	Crushed grain	G. L. ± 0
4	Crushed grain with sheet pile	G. L. ± 0
5	Dewatering	G. L. -30
6	Dewatering	G. L. -50

せん断土槽の中央に埋設したマンホール上部GL-10cmと底部GL-50cmに加速度計A_{M1}、A_{M1}、周辺地盤の地表と地中部に加速度計A₁~A₇と間隙水圧計P₁~P₅、マンホールの底部4隅の地盤に間隙水圧計P₆~P₉を配置した。マンホール中心から65cmの振動方向の地表に変位計D_{L1}、マンホール頂部4隅に変位計D_{M1}~D_{M4}とマンホール浮上に伴う地盤の側方移動による水平変位を求めるためにマンホール底部から20cm下のGL-70cmでマンホール中心から18.4cmの振動方向に変位計D_{L1}、D_{L2}を配置した。これらの測点のほかに、図5-2に示したように砕石を用いた対策には加速度計と間隙水圧計をそれぞれGL-70cmのA₈、P₁₀とGL-90cmのA₉、P₁₁の(1)に配置し、厚さ6cmのマンホール側壁の砕石の中には間隙水圧計をGL-10cmのP₀₁とGL-30cmのP₀₂の位置に配置した。砕石・矢板併用時には、加速度計を矢板のGL-10cm、-50cm、-90cmのA_{S1}、A_{S2}、A_{S3}の位置に配置した。

まず、線形領域でのマンホール-地盤全体系の共振特性を求めるため、同一の模型に対し、入力加速度10ガルの1Hzから30Hzの振動数成分を均等に含む継続時間20秒のホワイトノイズと、加振振動数30Hzから1Hzを0.5Hzきざみで与えるスイープ波動による加振を行った。次いで、正弦波加振では予備実験で入力加速度を30、60、90、120、220ガ

ルと変えて、液状化発生の状況を過剰間隙水圧の分布を用いて求めた。その結果、振動数2Hz、入力波数20波の正弦波で加振すると、入力加速度120ガルまでは完全液状化状態には至らず液状化進行状態¹⁰⁻¹²⁾にあり、入力加速度220ガル時に完全液状化の状態になることが判明した。そこで、地中深部の過剰間隙水圧が有効上載圧に至らない入力加速度120ガルと有効上載圧に至る220ガルを用い、両者を比較することにより、液状化時の破壊現象を調べた。既往の実験と予備実験の結果から判断して、完全液状化を生じる時間が10秒、繰り返し回数が20回するとき、データの解析が行いやすいため、振動数を2Hzとした。実際の不規則な地震入力による応答は正弦波加振よりかなり小さくなるため、本研究では省略した。

5.3 実験結果

5.3.1 単一系の地盤¹³⁾

地盤単一系のせん断振動の固有振動数の $f = V_s/4H$ (H : 層厚) による計算値により11.2Hzとなる。模型地盤のスイープ加振による共振振動とホワイトノイズ入力による卓越振動数は両者とも11Hz近傍にあり、理論値にほぼ近い。減衰定数は $1/\sqrt{2}$ 法によると約6%となる。

次に、液状化の程度と入力加速度の大きさの関係を求めるため、地盤単一系に30ガル、60ガル、120ガル、220ガルと順次、入力加速度を大きくして、2Hzの正弦波加振実験を行い、各入力加速度ごとに過剰間隙水圧の深度分布を求め図5-3に示す。

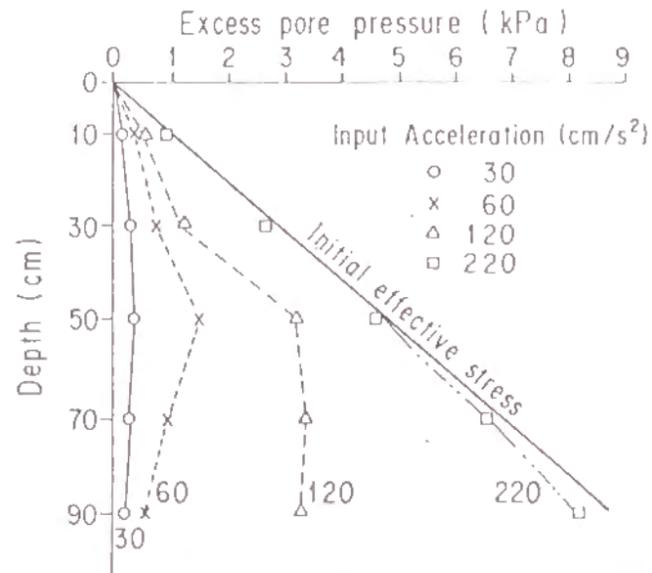


図5-3 過剰間隙水圧の深度分布(地盤単一系)

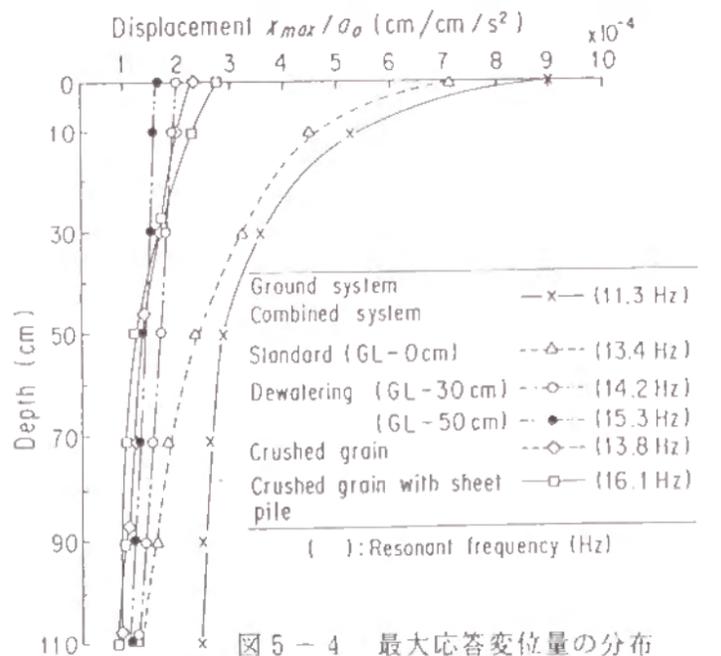


図5-4 最大応答変位量の分布
(10 cm/s² のスイープ加振)

同図に併記した初期有効上載圧曲線と過剰間隙水圧の最大値分布から、入力加速度が30ガルから120ガルまでは完全液状化状態まで至らず、220ガル時はほぼ全層にわたって完全に液状化状態に至っていることがわかる。

5.3.2 マンホール

一 地盤全体系

マンホール-地盤全体系を10ガルのスイープ加振したときの周辺地盤の最大応答加速度を変位に換算して図5-4に示し、同図に共振振動数を併記した。各種対策に対する入力加速度が9ガルから11ガルの範囲ではらついため、入力加速度で応答変位を基準化している。次に、120ガルと220ガルの正弦波加振による応答変位の最大値を図5-5に示す。同図に220ガル入力時のマンホール頂部GL-10cmの最大変位を括弧で併記した。

次に、各ケースの過剰間隙水圧比の時刻歴の代表例としてマンホール底部四隅の平均値を図5-6に示し、正弦波加振による120ガルと220ガル入力時の液状化の程度を比較する。縦軸には過剰間隙水圧の発生量を初期有効上載圧で除した過剰間隙水圧比を用い、横軸の波数20は加振時間10秒に相当する。周辺地盤の深さ方向の過剰間隙水圧を1秒か

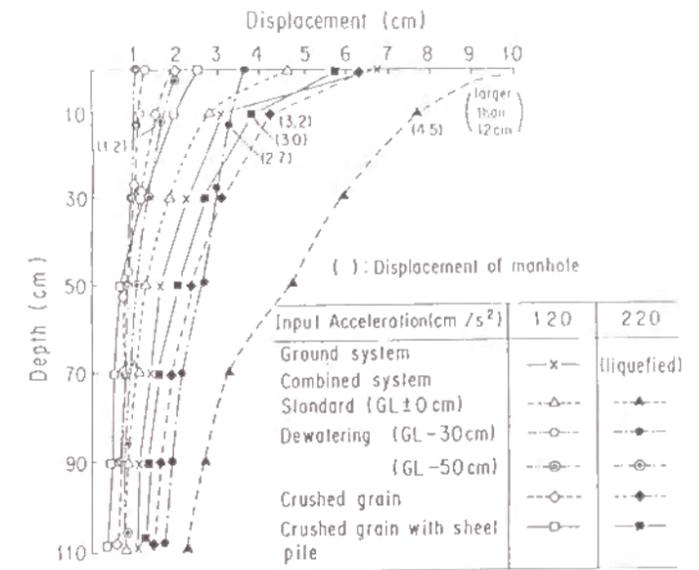


図5-5 最大応答変位量の分布
(120cm/s² と 220cm/s²)

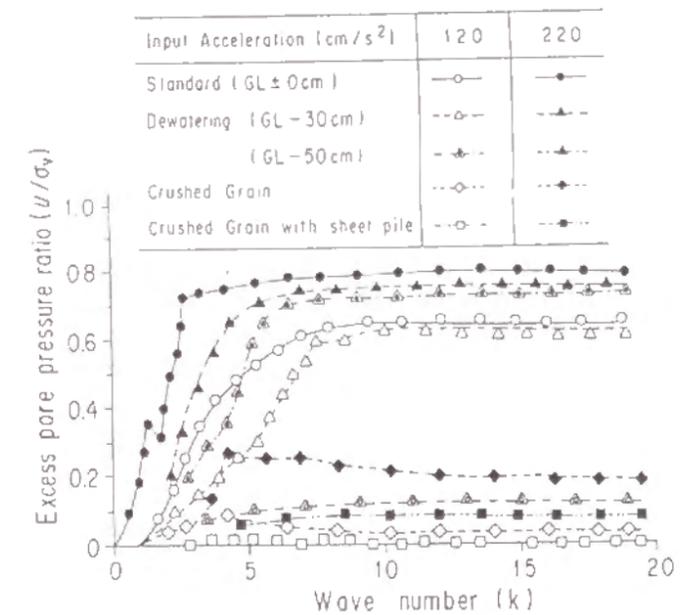


図5-6 過剰間隙水圧比の経時変化
(マンホール底部)

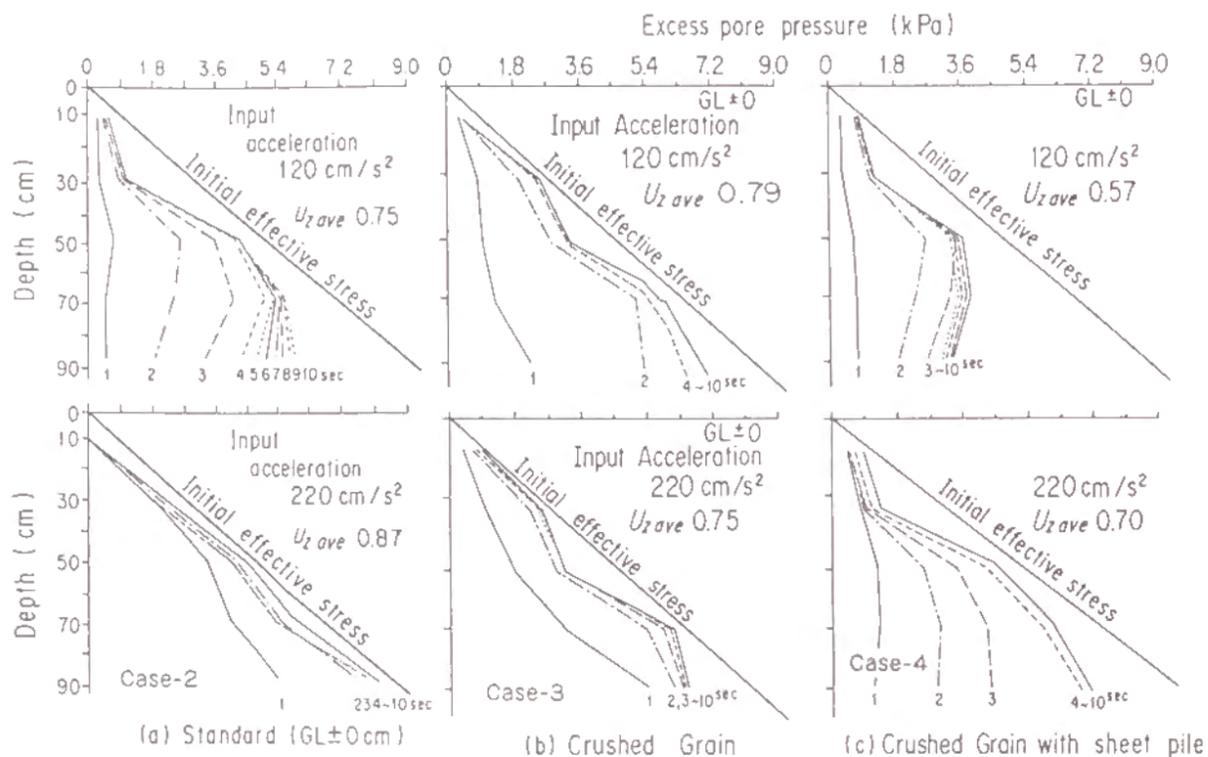


図5-7 過剰間隙水圧の深度分布(経時変化)

ら加振終了の10秒まで1秒間隔で図5-7に示し、各種対策による液状化程度の深度分布を比較する。図5-6で過剰間隙水圧比の大きい場合は図5-7の深さ方向の分布でもほとんどの測点で有効上載圧曲線に近づくことかわかる。また、砕石が過剰間隙水圧の上昇を防止する効果を求めるためマンホール側壁部に設けた砕石層内のGL-30cmのP₆₂と砂層GL-70cmのP₁₀の過剰間隙水圧を比較して図5-8に示す¹⁴⁾。同図に記したTP_c、TP_sは砕石と砕石・矢板併用時の測点P₁₀の過剰間隙水圧比が最大値に至る時刻を示す。さらに、砕石・矢板併用時の砕石の間隙水の消散効果と矢板の制振効果を考察するため、同一深度の矢板内と外の周辺地盤部の間隙水圧を比較して図5-9に示す¹⁵⁾。次いで、各種対策による周辺地盤の応答加速度の最大値の深度分布を図5-10に示す。同図は入力波形2波に相当する1秒間の応答加速度の

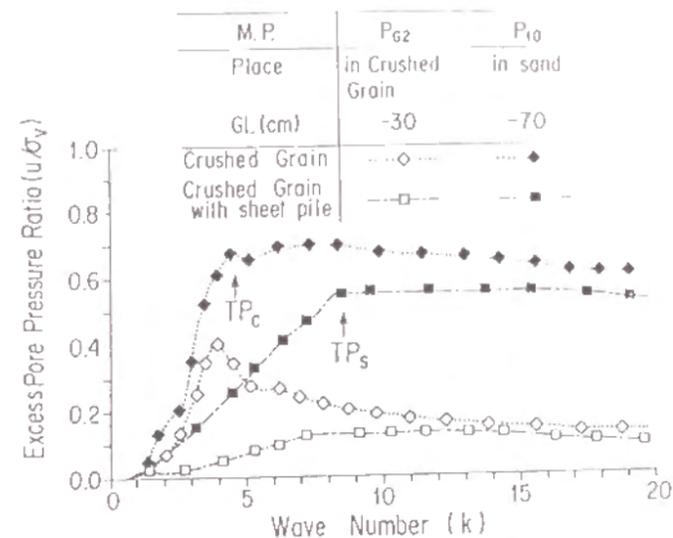


図5-8 過剰間隙水圧比の経時変化 (実験ケース3、4)

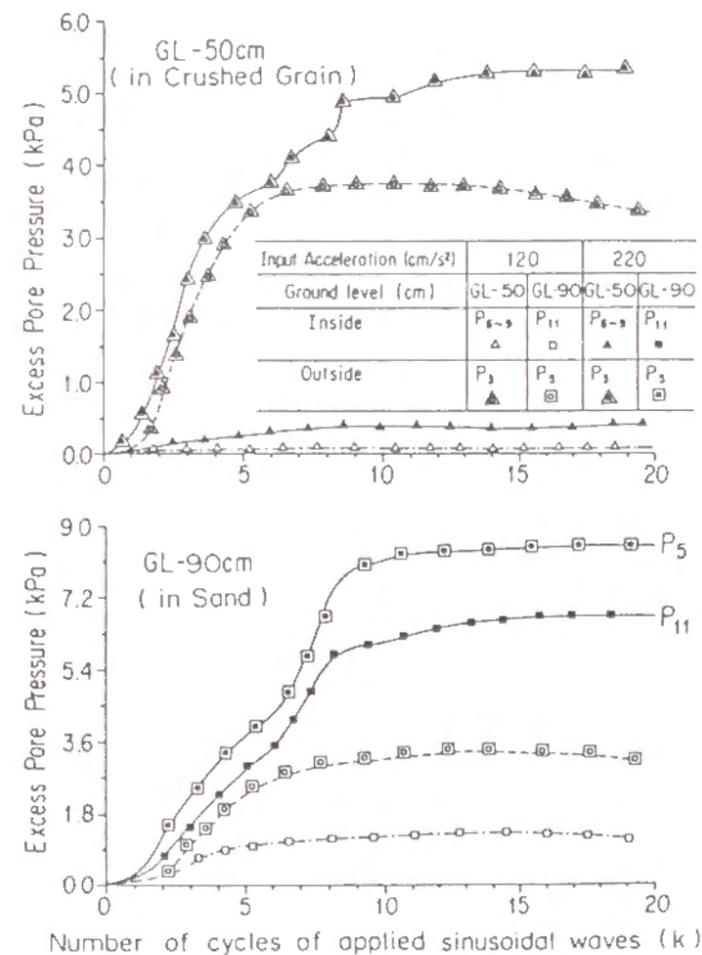


図5-9 矢板内と外の過剰間隙水圧の比較

最大値を1秒きざみで加振終了時の10秒まで求めたものである。

5.3.3 マンホールの

浮上と砂の側方移動¹⁴⁾

次に、マンホール浮上現象を明確にするため、220ガル入力時のマンホール底部付近の砂の移動状況を図5-11の上から2段目の経時変化図に示した。

図5-11はマンホールの浮上量が大きい未対策の場合(ケース2)と逆にマンホールが沈下する地下水位GL-50cm(ケース6)の時刻変化を示した。GL-70cmの側方移動量 D_{L1} 、 D_{L2} ともマンホールセンター方向に移動するため、両者の平均値を示した。側方移動の測定値は地盤の沈下量も含むため、地表地盤の沈下量を用いて、GL-70cmの沈下量を比例計算で推定し、沈下分を引いた値を最上段の経時変化図に示し、沈下量を含んだ場合を2段目に示した。

また、マンホールの浮上量、周辺地盤の地表沈

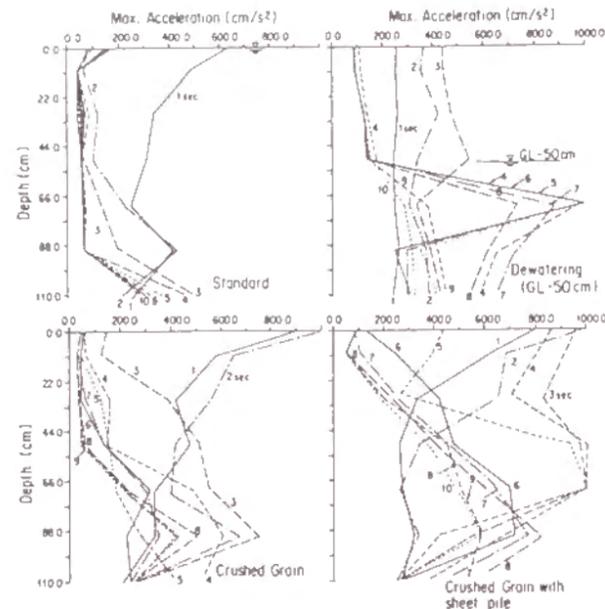


図5-10 応答加速度の深度分布

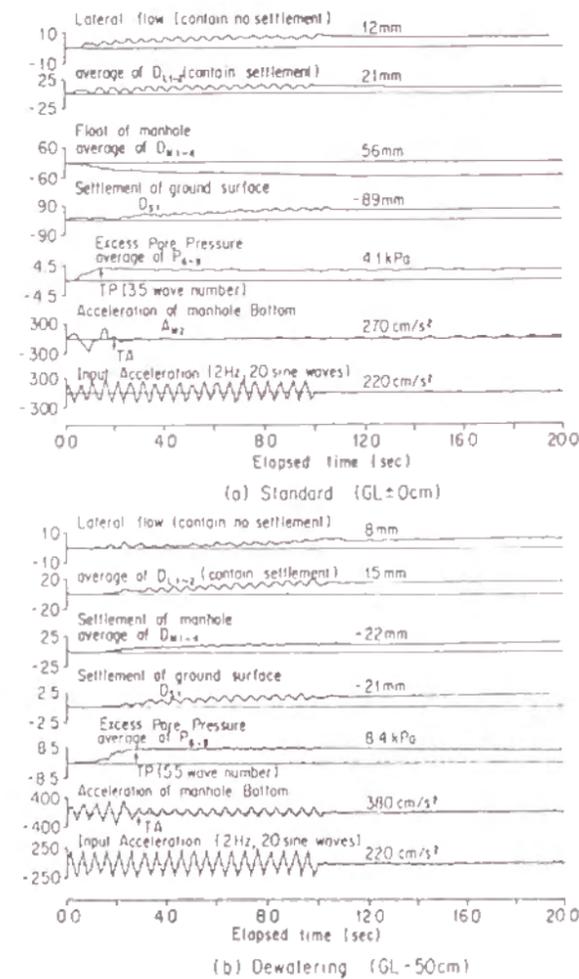


図5-11 経時変化図(マンホール直下地盤の側方移動量、マンホール浮上量、過剰間隙水圧、応答加速度)

下量、マンホール底版の過剰間隙水圧と応答加速度、入力加速度波形を併記して、側方移動量との関係を調べた。このため、過剰間隙水圧が最大値に至る時刻TPと応答加速度が低下する時刻TAを併記した。また、実験終了後に観察した色砂の変形状態を図5-12に示す。同図(b)、(c)から、マンホール底版直下(GL-50cm)および直下地盤(GL-50、70cm)はマンホールの浮上に伴って、地盤が矢印の方向に流動していることがわかる。さらに、各種対策時の過剰間隙水圧比と浮上または沈下量の関係を図5-13に示し、マンホールの浮上と沈下の様相を考察する。同図の(a)、(b)はそれぞれマンホールと周辺地盤地表部での結果を示し、括弧内の数値は過剰間隙水圧比と最終の浮上または沈下量を表わしている。また、マンホールと周辺地盤地表面の浮上または沈下量を表5-4に示し、周辺地盤の最終沈下量を基準にしたマンホールの相対浮上量を求めた。

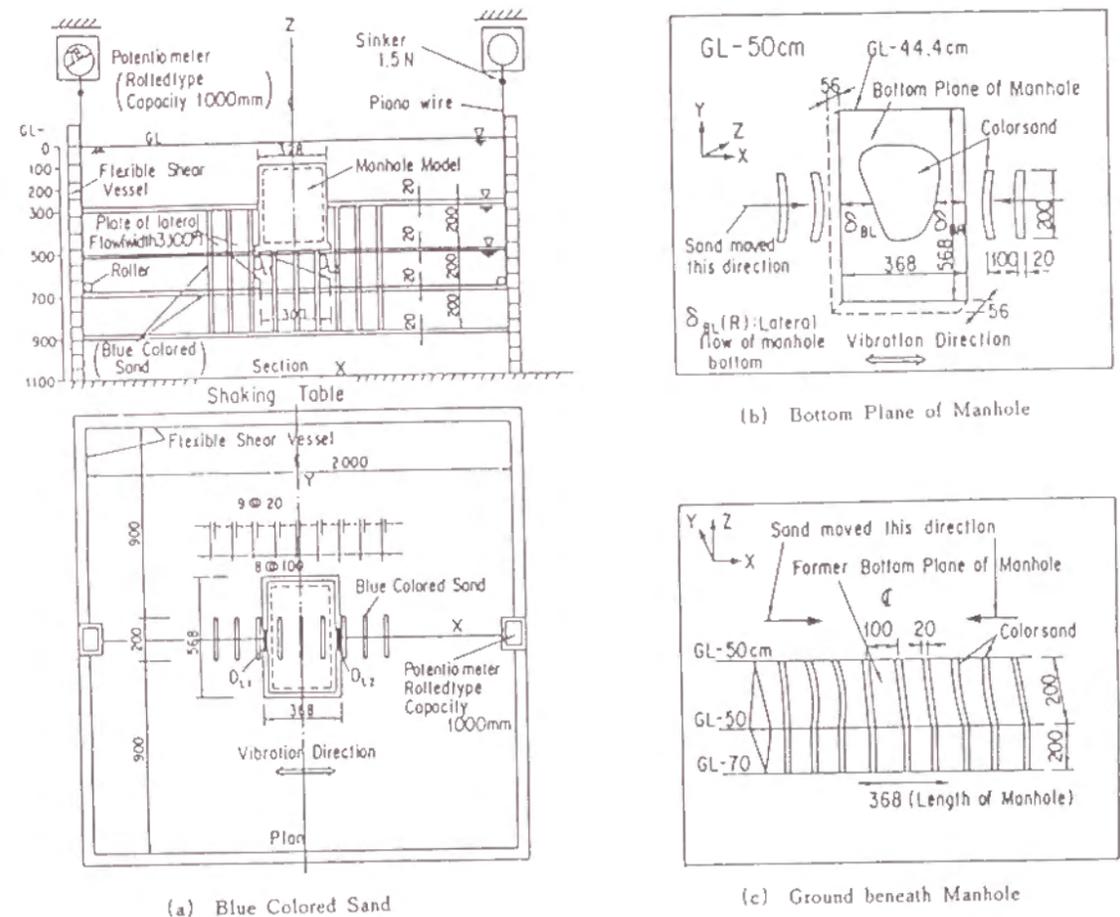


図5-12 地盤側方移動量検出のための色砂の形状変化

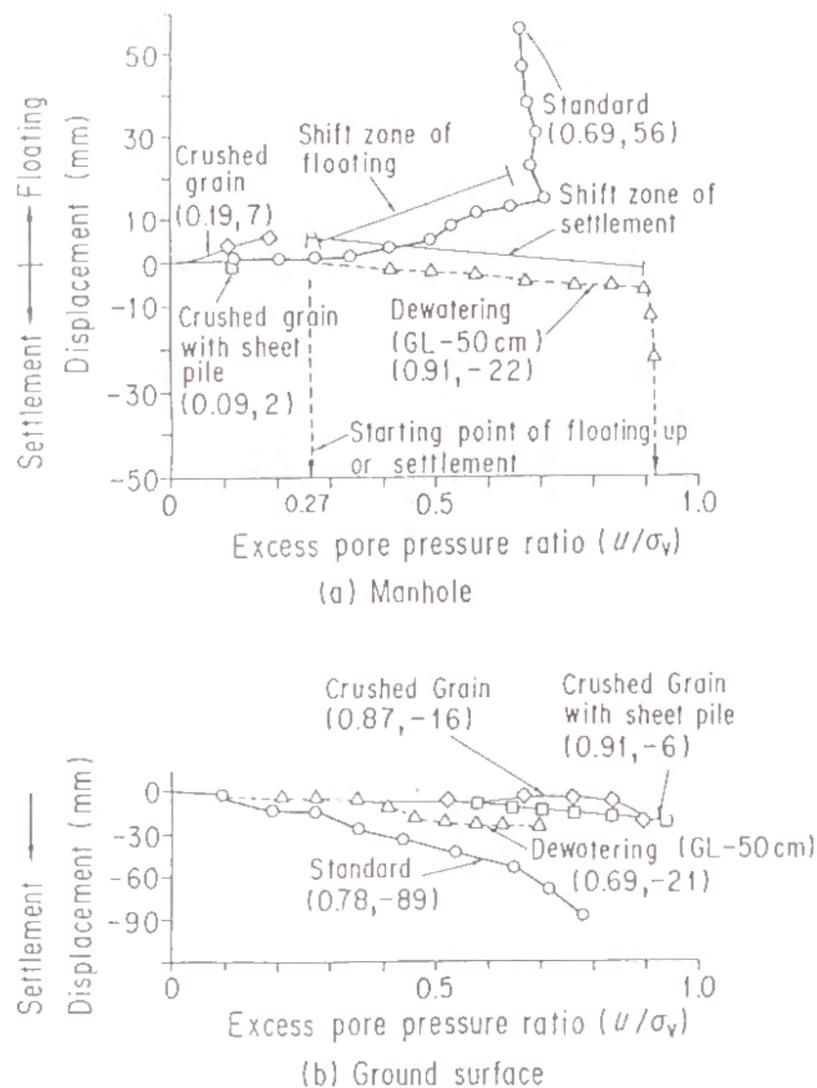


図5-13 マンホールと地盤の沈下・浮上状況（対 過剰間隙水圧比）

表5-4 実験ケース別の沈下・浮上量

Input Acceleration (cm/s ²)	Ground ①		Manhole ②		Relative Settlement ②-①	
	120	220	120	220	120	220
	Ground System	-20	-92	-	-	20
Combined System						
Standard (GL±0cm)	-27	-89	41	56	68	145
Dewatering (GL-30cm)	-31	-76	25	31	56	107
(GL-50cm)	-2	-22	2	-22	4	0
Crushed Grain	-22	-16	4	7	26	23
Crushed Grain with sheet pile	-3	-6	-1	2	2	8

unit:mm. +:Floating up. -:Settlement

5.4 考察

5.4.1 共振特性と応答変位

微小入力時の各種対策を施したマンホール-地盤の動的相互作用により生じる現象を把握するため、共振振動数、応答倍率、減衰定数を求めて、表5-5に示す。マンホール部と地盤部では応答倍率、減衰定数が異なるのに対して、両者の共振振動数はほぼ一致した。マンホールと地盤の応答倍率を比較するとマンホールの方が地盤より応答倍率が小さくなる。減衰定数はマンホール部の方が地盤より多少大きくなる。したがって、マンホールは周辺地盤の動きに支配され、マンホールの振動が卓越しないことがわかる。また、各種対策時の共振振動数は地盤単一系の11.3Hzに比べ、未対策の場合（ケース2）13.4Hz、地下水位低下GL-30cm（ケース5）と同GL-50cm（ケース6）による対策でそれぞれ14.2Hzと15.3Hz、砕石による対策（ケース3）13.8Hz、砕石・矢板併用による対策（ケース4）16.1Hzとなる。共振振動数、減衰定数は、各種対策時の方が、地盤単一系に比べて大きくなる。この結果、各種対策による応答変位は地盤単一系よりも小さくなり、微小振動時にはマンホールの周辺地盤が遠方地盤に比べて過剰間隙水圧の上昇が少なくなる。

次に、2Hzの正弦波加振による120ガルと220ガル時の各種対策時の周辺地盤の応答変位モード（図5-5）から、最大応答変位は未対策の場合（ケース2）、砕石（ケース3）地下水位低下GL-30cm（ケース5）、砕石・矢板併用（ケース4）、地下水位低下GL-50cm（ケース6）の対策の順に小さくなる。括弧で示したマンホール頂部の最大応答変位は周辺地盤より小さい。

表5-5 実験ケース別の共振振動数、応答倍率、減衰定数

	Resonant frequency (Hz)	Magnification			Damping constant (%)	
		ground①	manhole②	②/①	ground	manhole
Standard (GL±0cm)	13.4	14.6	12.2	0.84	3.4	4.1
Dewatering (GL-30cm)	14.2	10.7	9.7	0.92	4.5	5.2
(GL-50cm)	15.3	10.6	9.7	0.92	4.4	5.2
Crushed Grain	13.8	11.8	11.1	0.94	4.0	4.9
Crushed Grain with sheet pile	16.1	11.0	10.6	0.96	3.8	4.7

5.4.2 液状化特性

(1) 過剰間隙水圧

地盤単一系の正弦波の入力加速度と過剰間隙水圧（以下Uと略す）との関係（図5

一3)から、120ガル、220ガルの入力時にそれぞれ液状化進行状態、完全液状化状態になっていることがわかった。各種対策によるマンホール底部の過剰間隙水圧比 U/σ'_v の経時変化(図5-6)から120ガル入力時では完全な液状化状態に至らず、 U/σ'_v の最大値はケース2、ケース5、ケース6、ケース3、ケース4の順に小さくなる。220ガル入力時も120ガルと同様に順に U/σ'_v の値が小さくなる。周辺地盤の U の深さ方向の経時変化(図5-7)から220ガル入力時、ケース2は加振2秒目から U が初期有効上載圧曲線に接近し、完全液状化状態となる。地下水位を下げたケース5とケース6の場合は、地下水位よりも上部地盤の U が上昇せず、地下水位以深の地中地盤で U が上昇する。地下水位低下時の初期有効上載圧曲線の値が対策前に比べて大きく、地下水位位置が深い方が浅い場合に比べて初期有効上載圧が大きいので、 U の初期有効上載圧曲線に至る時刻が地下水位を低下させると遅くなる。また、砕石と砕石・矢板併用時は両者とも未対策の場合に比べて地中地盤部の U が初期有効上載圧曲線に至る時刻が遅くなる。

矢板で囲うことによる制振効果¹⁰⁾は図5-9から、液状化進行時の場合には矢板外に比べて矢板内の U の最大値が砂層(GL-90cm)で約1/3倍、砕石層(GL-50cm)で約1/12倍と小さくなることから説明できる。完全液状化状態となると液状化進行中より矢板内、外の差は少なくなるが、矢板内は矢板外に比べて小さくGL-90cmの砂層で約0.8倍程度となる。さらに、ケース3とケース4の繰り返し回数に対する過剰間隙水圧比 U/σ'_v を示す図5-8において、砕石に矢板を併用した場合(ケース4)の U/σ'_v が最大値に至る時刻 TP_4 が砕石を施した場合(ケース3)の TP_3 より遅れる原因は、砕石による過剰間隙水圧の消散効果のほかに、矢板の剛性による制振効果が働いたためといえる。次に、液状化の程度を一測点でなく地盤全体で表現するため次式を用いて、地盤全体の平均過剰間隙水圧比 $U_{z,ave}$ の最大値を求め、図5-7に併記した。ここで、 $U_{z,ave}$ は、各時刻ごとに求めた結果、10秒後に最大値を示したので、10秒後の値を示す。

$$U_{z,ave} = \int_0^z u dz / \int_0^z \sigma'_v dz$$

$U_{z,ave}$: 深さ z の平均過剰間隙水圧比

σ'_v : 初期有効上載圧

各測点の分布を用いて求めた各種対策の液状化の程度と $U_{z,ave}$ の最大値による各種対策の液状化の程度とが類似の傾向を示していることから、 $U_{z,ave}$ は各種対策に関する液状化の程度の指標になることがわかる。

(2) 応答加速度

各種対策時の周辺地盤部の最大応答加速度深度分布の経時変化を示す図5-10より、

未対策のケース2は地表から液状化が深部へと進行するに従い、応答加速度の最大値が地表から地中深部へと移動する。全層の最大応答加速度が低下し、3秒後には、深部まで液状化したことがわかる。一方、地下水位低下GL-50cm(ケース6)では加振開始7秒後に地中深部で最大応答加速度を生じ、その後、液状化により応答加速度は小さくなる。地下水位を低下させると液状化を生じる時刻が遅くなることか応答加速度分布からも説明できる。砕石や砕石・矢板併用による対策時にも、周辺地盤で同様のことかわかる。

(3) 浮上現象と側方移動量

マンホールの浮上量は表5-4から220ガル入力時、未対策の場合(ケース2)が約5.6cm、地下水位低下GL-30cm(ケース5)が約3.1cmとなる。地下水位低下GL-50cm(ケース6)で逆に約2.2cm沈下する。砕石と砕石・矢板併用時それぞれの浮上量は約0.7cmと約0.2cmと小さく、ほとんど浮上しない。120ガル入力時にも、各種対策の浮上量の大小関係は220ガル入力時と同じ傾向となる。入力後の沈下した地表面を基準に考えると、無対策の場合の浮上量は約14.5cmとなり、実物に換算すると約70cm浮上したことになる。日本海中部地震の際にマンホールが浮上した事例によれば、液状化層厚が約5mで約50~60cm浮上したことが報告されている。本実験の場合、地下水位が地表面にあり、地下管路を省略していること、入力振動数を2Hzとして20回繰り返して完全液状化を生じさせたことなどから、液状化により模型マンホールが浮上しやすい状態にあるため、約70cmの浮上量は、妥当な結果を得たと考える。次に、過剰間隙水圧が最大値に至る時刻 TP を図5-11に未対策の場合(ケース2)と地下水位低下GL-50cm(ケース6)で比較すると、 TP はケース2の方がケース6より短く、液状化が早く生じるため、側方移動、浮上または沈下も早い時期に生じることかわかる。ケース2のマンホールの浮上、周辺地盤の沈下、側方移動量は加振とほぼ同時に生じるのに対し、地下水位をGL-50cmに低下させると加振から少し遅れて生じる。両者ともに、マンホールの浮上、周辺地盤の沈下、側方移動量は過剰間隙水圧が最大値に至る時刻 TP を境界とし、はじめ急で、 TP を過ぎると緩やかになる。

また、マンホールの浮上に伴いどの部分の砂かどの程度移動するかを確認した。マンホール浮上後の色砂の変状状況図5-12からマンホール底版の下の側方から、流動砂が底部へ回り込んだと考えた。そこでこの結果を用いてマンホール底版近傍地盤のマンホール浮上に伴う流動量を三角柱と考えて求めた流入量はマンホールの浮上に伴う流動量に類似した¹⁸⁾。さらに、液状化の程度と浮上または沈下量の図5-13から、対策前のマンホールは U/σ'_v が約0.27近傍から浮上を開始し、 U/σ'_v の進行に対して浮上量が少ない遷移領域をへて、 U/σ'_v が約0.7のとき約5cm浮上する。このことから浮上に抵抗していた周辺摩擦が液状化によって消失し、浮力と

のつり合いかくずれてマンホールが浮上するとき、液状化の程度と浮上量の間遷移領域（徐々に浮き上がり（または沈下し）その点を超えると急に浮き上がる（または沈下する）領域のことを示す）が存在することか推定される。地下水位低下GL-50cmの対策時の遷移領域は U/σ'_v が約0.91と対策前に比べて大きい。また、砕石や砕石・矢板併用による対策時には、 U/σ'_v の値が小さく、浮上または沈下する場合の U/σ'_v の値が約0.27まで至らないことかわかる。

(4) 液状化防止対策効果

各種対策時のマンホール浮上に対する効果を過剰間隙水圧比の最大値に到達する時刻、地盤の応答加速度の変化、マンホールの浮上量、マンホール底版近傍の側方移動量曲線などから考えて、液状化防止対策効果としては次のことか見える。まず、砕石のみによる対策の場合、過剰間隙水圧の上昇を消散させる効果により、浮上量を未対策の場合に比べ約1/6程度に減少でき、砕石層による浮上防止効果か期待できる。さらに、砕石・矢板併用による対策の場合、浮上量を未対策の場合の約1/18程度に減少でき、砕石層による過剰間隙水圧の上昇を消散させる効果と矢板による制振効果を有した対策といえる。また、地下水位と浮上量の関係は地下水位をマンホールの下方に低下させるほど、液状化が遅れ、浮上量は小さくなることかわかる。マンホール底部まで地下水位を低下させると、マンホールは浮上せず逆に沈下する。

5.5 まとめ¹⁹⁻²¹⁾

マンホール-地盤全体系に液状化対策を施した場合を未対策の場合と比較し、要約すると以下のとおりである。

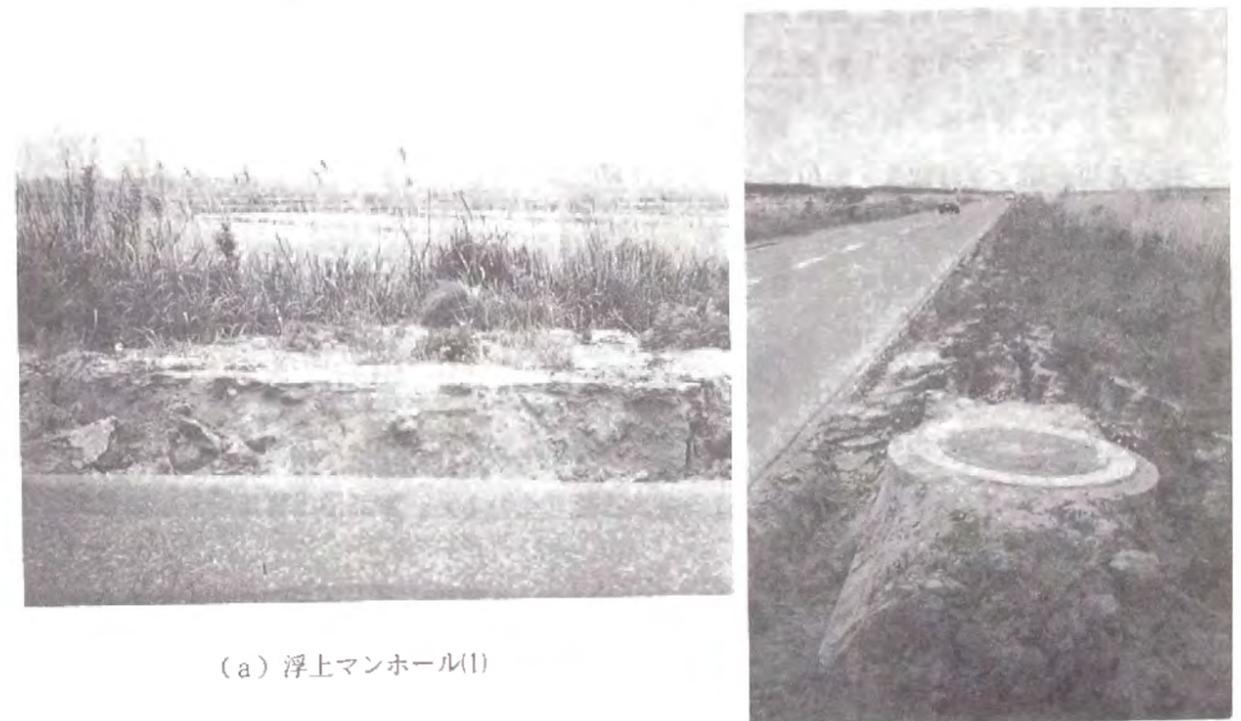
- (1) 微小入力時のマンホール-地盤全体系の応答特性はマンホール部の方が地盤部より応答倍率が小さい。すなわち、マンホールは周辺地盤の動きに支配され、マンホールの振動はあまり卓越しない。一方、周辺地盤が液状化を生じる220ガル入力時はマンホールは約56mm浮上し、周辺地盤は約89mm沈下する。よって未対策の場合の相対沈下は14.5cmであり、マンホール模型は5分の1であるから実際に換算すると約70cmとなり過去の被害事例から判断して妥当な結果である。
- (2) 各種対策による周辺地盤の最大応答変位は未対策の場合に比べて、砕石、地下水位低下GL-30cm、砕石・矢板併用、地下水位低下GL-50cmの対策順に小さくなる。特に、砕石による対策の方が地下水位低下GL-50cmによる対策より小さくなる。これは砕石層による過剰間隙水圧の上昇を消散させる効果のためである。砕石・矢板併用時には、この効果に矢板剛性による制振効果が加わる。
- (3) マンホールの浮上量は、未対策の場合、地下水位低下GL-30cm、砕石、砕石・矢板併用、地下水位低下GL-50cmの対策順に小さくなる。また、マンホールが浮き上

がる際には、マンホール底版周辺から、砂が回り込むことが確認された。

- (4) 浮上現象は未対策のマンホールが加振とほぼ同時に生じるのに対し、各種対策時は加振から少し遅れてマンホールが浮上する。液状化程度を表わす過剰間隙水圧比 U/σ'_v を用いて浮上現象を考察すると、対策を施さない場合のマンホールは、 U/σ'_v が約0.3近傍で揚圧力がマンホールと地盤との摩擦より大きくなりマンホールは浮上を開始し、その後 U/σ'_v が約0.7になるまで浮上せず、 U/σ'_v が約0.7のとき、約5cm浮上する。また、砕石や砕石・矢板併用による対策を用いるとマンホールが大きく浮上する U/σ'_v に至らない。

5.6 あとがき

マンホールが浮上するとき、どの部分の砂がマンホール底版へ流動するかを求めることは困難である。本論文では、その第1段階として色砂層と側方移動量を測定し、マンホール底部近傍の三角柱形状の地盤がマンホール底部に流入することを確認した。特に、マンホール底版の下に流入する砂の量は、周辺地盤の液状化に伴う強度低下と地盤内の応力の不平衡の程度に左右されると考えられるが、この点については、今後の検討が必要である。また、均質な地盤中で、マンホールは真上に浮上せず、傾斜しながら浮上する現象もあり、解明したいテーマでもある。さらに、第4章の電柱実験の項でも述べたように、振動台を用いずにコンピュータと実験をハイブリッドした実験も有効な方法と考えている²¹⁾。



(a) 浮上マンホール(1)

(b) 浮上マンホール(2)

写真5-1 液状化によるマンホールの浮上例（日本海中部地震）

- 1) 中野雅弘・佐々木康・吉川正昭：マンホールの浮上対策に関する実験的研究、土木学会論文集、410号/I-12, P415-424, 1989.10
- 2) 中野雅弘・吉川正昭・服部浩明：Effectiveness of Telephone for Stabilizing Outside Telecommunication Facilities Against Liquefaction、第9回世界地震工学会(9WCEE)、P93-97, Tokyo 1988.8
- 3) 中野雅弘・沢橋剛志：電気通信土木設備の耐震性の向上をめざして、NTT施設、Vol.37, No.12, PP.50-57, 1985
- 4) 中野雅弘・沢橋剛志、他：日本海中部地震による通信土木設備の被害状況について、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、第1部、PP.675-676, 1986.9
- 5) 古賀泰之・辻田満、他：耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その1, 2)、建設省土木研究所、昭和62年8月
- 6) 中野雅弘・吉川正昭・斎藤進・荒野政信：電柱基礎地盤の液状化対策に関する実験的研究、土木学会論文集、第404号/I-11, PP.405-413, 1989.4
- 7) 中野雅弘・佐々木康・吉川正昭：An Experimental Study on the Manhole Stabilizing Technique Against Liquefaction. U J N R -Workshop in Jackson, W A. 1988.5
- 8) 吉川正昭・黒岩真彦・山田善一：模型地盤を用いた鉄塔-杭基礎-の非線形連成振動に関する実験的研究、土木学会論文集、第334号、PP.53-61, 1983.6
- 9) 吉川正昭・吉川実・土岐憲三：高架橋基礎の制度振効果に関する実験的研究、土質工学会論文報告集、Vol.26, No.1、PP.163-173, March 1986
- 10) 吉川正昭・荒野政信・山田善一：模型砂層地盤の液状化現象、土と基礎、No.1645, PP.45-51, December 1986
- 11) 吉川正昭・荒野政信・山田善一：模型杭基礎と液状化現象、土と基礎、No.1987, PP.31-36, April 1987
- 12) 吉川正昭・荒野政信・山田善一：上下・水平同時加振時の模型杭基礎と液状化現象、土質工学会論文報告集、Vol.27, No.4、PP.197-204, December 1987
- 13) 中野雅弘・服部浩明：地中構造物の浮上現象(その1)、第23回土質工学会研究発表会 P1029-1030, 1988.6
- 14) 中野雅弘・吉川正昭・服部浩明：碎石でマンホールを囲むことによる浮上防止対策 土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、I-538, P1126-1127, 1988.10
- 15) 中野雅弘・吉川正昭・服部浩明：矢板でマンホールを囲むことによる浮上防止対策 土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、I-537, P1124-1125, 1988.10
- 16) 中野雅弘・服部浩明：地中構造物の浮上現象(その2)、第23回土質工学会研究発表会 392, P1031-1032, 1988.6
- 17) 吉川正昭・荒野政信：枠で囲むことによる液状化現象の遅延効果、土木学会第42回年次学術講演会講演概要集、第1部、PP.868-869, November 1987
- 18) 中野雅弘・服部浩明：地中構造物の浮上現象(その2)、第23回土質工学会研究発表会 392, P1031-1032, 1988.6
- 19) 中野雅弘・服部浩明：Effectiveness of Technique for Stabilizing Outside Telecommunication Facilities Against Liquefaction、First Japan-US Workshop on Liquefaction, Large Ground Deformation and Their Effects on Lifeline Facilities P42-44, November 1988, Tokyo
- 20) 吉川正昭・家村浩昭：円筒地下タンクの非線形動的挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、第35号/I-2, 1984.10, P243-252
- 21) 土岐憲三・佐藤忠信・清野純史・Nozar KISHI・吉川正昭・荒野政信：非線形動的相互作用を考慮したハイブリッド実験手法の開発、地盤と土構造物の地震地挙動シンポジウム、1989.1.23

第6章 屋外通信設備の地盤変状対策の整理

電気通信設備の内屋外通信設備である電柱、管路、とう道、マンホールなどは、既に第2章で説明したように過去何回となく地震の被害を受けており、管路系はマンホールの浮上、ダクト口への管の突出し、管路継手部の離脱等があり、架空系では電柱の傾斜、沈下が報告されている¹⁻²。それらの被害をもたらす地震外力のうち、地震波動については主に現地地震観測結果を分析、検討し、また大きな被害をもたらす地盤変状の内、液状化現象については再現実験を電柱・マンホールについて行い、その結果を第4-5章に報告した。本章では、それらの結果を踏まえ屋外通信設備の地震時地盤変状対策について述べるものである³⁾。

地震時地盤変状防止のための対策原理は、a. 地盤変状の発生そのものを防止する地盤改良、b. 地盤変状の発生はそのままとして、当該設備に対しては、補強対策によりその影響を極力低減させる抵抗策、の2つに分けられる。

本研究の対象となる設備は都市内にあることかほとんどで、しかも、線状の地下構造物であるため、全体的に地盤改良により変状の発生防止を講じることは実際上は困難であると判断される。したがって後者の抵抗による工法に重点を置くこととし、関連技術の動向および類似構造物の施工実績から適用が考えられる工法を抽出する。さらにそれぞれの工法について効果の確実性、施工性、経済性などについて総合的に比較検討を行い、対象設備毎に示す望ましい工法の適用マトリックスを提案する。表6-1に屋外通信設備種別毎に検討に当たって想定した地盤変状の形態を示す。

表6-1 地盤変状対策の検討対象マトリックス

	液 状 化			切土・盛土境界部における沈下、地割れ	盛土の被害および橋台等裏込め部の沈下	備 考
	浮上り	永 久 変 位				
		水平方向	鉛直方向			
洞 道	○	○	○	○	—	
管 路	○	○	○	○	○	
マンホール	○	○	—	—	○	
電 柱	—	○	○	—	—	

○：該当する —：該当せず

6.1 地盤変状対策の関連技術動向

液状化を含めた地震時の地盤変状対策を合理的に行うためには、次の2つの課題を解決することが必要である。

- a. 地盤変状の予測
- b. 地盤変状が対象設備に及ぼす影響の軽減化のための適切な対策の選定

このうちaについては第7章に述べられており、bが本章で取扱うものである。本節では、表6-1に示した各対象構造物について効果的な対策工法の抽出・選定を図るため、地盤変状対策に係わる関連技術の動向を調査した結果を示す。

一般に地盤変状対策については、

TYPE-I 地盤変状の発生を防止するもの

TYPE-II } 地盤変状の発生は受忍するが、当該設備に対する構造的な補強などの措置により、機能確保を図るもの

の2つに大別することができる。まず、TYPE-Iについては液状化発生防止対策を含む“地盤改良工法”に関する施工技術の動向を調査することとし、TYPE-IIについては、一般的な対策の動向に加えて、最近の研究開発の進展が著しく、各種の対策について比較検討した。

最近の液状化発生防止対策を含む地盤改良工法を対象に関連技術資料を収集調査した結果を図6-1に示す。

同図中に示した各種の対策の本研究の対象とする地下構造物への適用については、都市域内の道路を占有して施工を行うこととなることから、施工中に騒音振動や地盤沈下の発生をもたらすような工法や通常の仮設のための掘削土留施工に比べて大規模となるような対策工法は問題があるものと判断される。したがって、最近の技術開発の動向⁴⁾も考慮して、次のような工法の適用が優位に考えられる。

- ① 砂質地盤の液状化発生防止対策^{4)~5)}
 - ・ 砕石ドレーン（パイル）
 - ・ 砕石置換
 - ・ 混合処理
 - ・ 矢板
- ② 粘性土地盤のすべり破壊防止対策
 - ・ 混合処理
 - ・ 矢板

表6-2 地盤の液状化強度を増加させる方法の特徴⁶⁾

原理	工法	適用性	効果	公害性	使用実績	備考
密度の増大	パイロフロートーション	GL-20m程度	N値15~20程度まで	水平振動が主体 比較的少ない	16	使用材料により排水性も期待
	サンドコンパクション パイル	GL-35m程度	N値25~30程度40限界	鉛直振動が主体 比較的有り	183	同上
	爆破	GL-20mまでは可能か	相対密度70~85%程度まで	大きい	0	施工管理困難
	ロッドコンパクション	GL-20m程度	N値15~20程度まで	サイトコンパクション パイルと同等	9	現地砂使用が多い
	動圧密	GL-10m程度	施工結果より判定	衝撃	4	浅層締固め
	パイロタンパー	GL-3m程度	施工結果より判定	鉛直振動 比較的少ない	17	表層締固め、併用が多い
	転圧	20~30cm程度 地下水位以下	相対密度95%程度まで	比較的少ない	1	地下水位以下は止水対策
	群杭	GL-10~12m	施工結果より判定	ディーゼルパイルハンマーの振動・騒音	1	打込み杭
	生石灰パイル	GL-20m程度	施工結果より判定	少ない、粉じん	1	生石灰による吸水膨張
	粒度改良または固結	置換	GL-5m程度までか一般的	砕石置換などにより有効	少ない	14
注入固化		ホーリング深度に応じて可能	施工管理が重要	付近構造物への注入圧の影響と流出	9	セメントグラウトなど、施工管理が難しい
表層混合処理		GL-5m程度	配合量による	少ない	3	
飽和度の低下	深層混合処理	GL-30m程度	配合量による	少ない	8	
	ウェルポイント	5~6m程度の低下	透水性の不確実さ有	近隣の地下水水位低下による障害	9	長期間の運転、維持管理
間隙水圧の消散	ディープウェル	15~20m程度の低下	透水性の不確実さ有	同上	2	同上
	グランベルドレーン	GL-20m程度	密度の増加に対して改善の策	少ない	4	既設構造物にも適用、周辺対策でほかは数例
せん断変形の抑制	シートパイル	GL-10m程度	拘束の定量化が難しい	シートパイル打設による振動	1	地中連続壁なども、止水器として使用

・昭和50年以降(昭和56年一部入る)建設業55社アンケート調査よりのプロジェクト件数

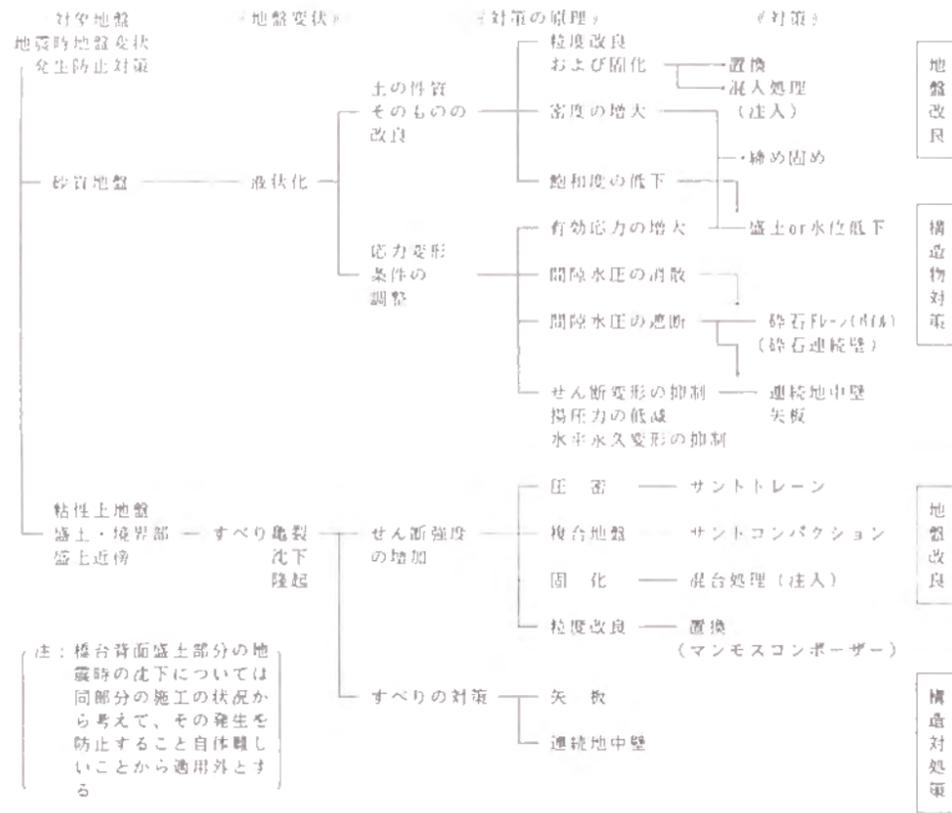


図6-1 地盤変状発生防止対策工法の分類

なお、参考までに、上質工学会で実施した液状化対策のための液状化強度を増加させる工法に関する実績調査結果を表6-2、表6-3にそれぞれ示す⁶⁾。これらの表から最も実績のある工法は、管路に対する工法に相当とはいえないが、密度の増大を原理とするもので、その中でもサンドコンパクションパイル工法が多くなっている。この密度の増大を図る工法は市街地では振動騒音の面から適用上の制約を受けることとなる。また、粒度改良または固結を目的とする置換、注入固化、混合固化は液状化対策としての使用例は少ないが、置換工法は比較的液状化層が浅い場合や掘削を伴う工事においては有効かつ経済的であるし、また、固化も既設構造物や市街地における対策としては有効であるとされている⁵⁾。

次に、補強対策については地震時に生じる地盤の変状に対して、構造的に対処する方策は次の2つに大別することができる。

- ① 地盤の変状にもとづく当該構造物への強制的な変形に対して抵抗させる方式⁶⁾
- ② ①と同じ強制的な変形に対して、それを吸収するような構造例えば離脱防止と可換伸縮性能を有する耐震継手の採用⁷⁾

表6-3 地盤の液状化強度を増加させる方法と対象構造物⁷⁾ごとのプロジェクト件数(アンケート調査より)

対象構造物	工法の原理				計
	I 密度の増大	II 粒度改良または固結	III 飽和度の低下	IV 間隙水圧の消散・拘束	
A 土木構造物 (宅地造成含む)	29	9	0	0	38
B 港湾構造物	38	6	1	0	45
C 橋梁基礎	2	0	0	0	2
D タンク基礎	91	8	0	0	99
E 建屋基礎	37	3	2	2	44
F 地下構造物 地中埋設物	18	6	5	1	30
G その他(プラント基礎など)	17	2	3	2	24
計	232	34	11	5	282

6.2 設備別地盤変状対策

6.2.1 工法選定の方針

対策検討の前提としては地表面から7～8mまでの深さに地震時に地盤変状が発生する可能性の大きい地震が分布することとする。

対策工法の比較検討にあたって考慮すべき要因として、

- ① 対象設備の構造形態（単一構造物、線状構造物）
- ② 当該地点の地形および地盤変状発生対象土層の分布状況
- ③ 効果の確実性
- ④ 施工性
- ⑤ 工期
- ⑥ 経済性（費用対効果）
- ⑦ 周辺環境に及ぼす影響
- ⑧ 施工実績、その他

などが考えられる。

これに対して、対策工法の原理としては、6-1に述べたように

- I. 地盤変状の発生そのものを防止する対策
- II. 地盤変状の発生は受忍するが、当該設備の被害を軽減するための構造補強（抵抗）対策

の2つに大別される。このうち、Iの地盤改良による対策は、表6-1に示した対象設備のうちとう道、管路のように線状の構造物の場合には、地盤変状発生の危険区間全延長にわたって地盤改良を講じることは、当該区間が局部的に限定される場合は除いて工費的に莫大なものとなることから、対象とすることは適切でないと考えられる。

以下6.2.3～6.2.5にそれぞれ管路、マンホール、とう道、電柱の地盤変状対策の選定についてとりまとめる。

6.2.2 管路^{1) 11)}

管路についてはその延長が莫大なものとなることからその機能の重要性に着目した対応が必要と思われる。最も重要と判断される管路については、効果の確実性に重点を置くことが肝要であり、このためには地震時における地盤の変動を正確に予測することは精度上現在の技術水準では限界であることから、管路自体の耐震性を高めることが優先されるべきであろう。そのような観点から検討して体制した対策工法の対策マトリックスを表6-4に示す。

表6-4 管路の地盤変状対策

対象とする地盤変状	対策の原理	工法	概要図	比較要因				総合評価	備考
				効果の確実性	施工性	工期	経済性（費用対効果）		
液状化	抑止力の増大	P-1 土留矢砂袋の埋設し、は砕石と、よめ砕石と、ワイヤークーの浮上り防止（等間隔）		△*	○	○	○	○	* 軸面方向の水久変状に対する安定性の照査方法を考慮する必要あり
	間隙水圧の消散	P-2 砕石埋戻し（全延長）		○	○	○	○	地震後に周辺地盤の沈下を引起す恐れあり△	
	抑止力の増大	P-3 ワイヤークーの併用（等間隔）		△*	△	△	△		
	不変形性の吸収	P-4 耐震継手構造管路		◎	○	○	○	◎	
水平水久変形	抑止力の増大	P-1		△**	上	上	記 P-1	○	** 水平方向の水久変状に対する安定性の照査方法を考慮する必要あり
	抑止力の増大	P-3		△	上	上	記 P-3	△	
	不変形性の吸収	P-4		◎	上	上	記 P-4	◎	
切土・盛土・沈下・地割れ			同道の場合と同様、可換伸縮継手の採用が最優先						
盛土および盛土裏込め部の沈下			局部的には固結改良などによる地盤改良も考えられるが、水久変状発生そのものの抑制は立地条件からして困難と考えられることから可換伸縮継手の採用が望ましいと考えられる						

注：○：既存の場合の適用可能工法

同表から分るように周辺地盤の変状の発生に対して管路自体の耐震性の確保を図るためにはP-4の耐震継手構造とすることが最も有効であると評価された。

同表に示した評価のうち液状化を伴う鉛直方向の浮上り、沈下の対策については地下水位の深浅によりその影響の程度が著しく異なることから、管路の見かけ比重やルートとしての重要度を勘案して、一体構造管路として同表中に示した工法のうちP-1もしくはP-2の採用を図ることも考えられる。したがって、実際の対策の検討にあたっては現地の状況を的確に考慮して最適工法の選定を行うことが必要である。

また、既存の管路への適用性については、やはり液状化の発生の可能性とその規模および重要度と関連し、必要に応じて耐震継手構造管路への取替も考えられるが、一般的なほぼ水平地盤では表中に示した工法P-1の適用が望ましい。

切土、盛土、境界部や橋台、擁壁部との取付部については、地盤の永久変形量も水平地盤に比べて一般に大きくなることから、新設、既設とも耐震可撓継手構造とするのがよい。

6.2.3 マンホール

マンホールは、地震時の地盤変状、特に周辺地盤の液状化が生じた場合には、その見かけの比重が、周辺地盤に比べて小さいため浮上し、マンホールダクト口で管路突出し、伸縮継手の離脱等を生じ、浮上量が大きいときには、通信機能に支障を及ぼす場合もある。

表6-5は、このような地盤変状（液状化および盛土崩壊）に対して適用が考えられる対策工法評価マトリックスを示したものである。同表に示すように、マンホールの液状化防止対策工法として、液状化抵抗策、液状化発生防止策（過剰間隙水圧の逸散）の面から、U-2（矢板埋殺し横梁併用）、U-4（矢板埋殺し砕石併用）、U-5（砕石置換）工法の採用を図ることが考えられる。

最適な対策工法の選定にあたっては、効果の確実性が重要な因子となるため、5章で述べたように、3号マンホールの1/5模型を用い、液状化層厚5.5mの砂地盤が液状化するものと想定した場合の防止対策の効果確認実験を行った。その結果、矢板と砕石の併用工法、次いで砕石埋戻しおよび地下水位をマンホール底面付近に下げる工法の順に無対策と比較し、かなりの効果があることが認められた。完全液状化時では、無対策が約70cm浮上するのに対し、砕石工法では9cm、砕石と矢板併用工法では、約4cm浮上することが予想される（実マンホールに対して）。過去の被害事例やマンホール外部での許容伸縮量等を考慮すれば、砕石工法でも十分対策工法として採用できるものといえよう。矢板併用工法では、砕石の過剰間隙水圧の消散効果に加えて、矢板の補剛効果や拘束効果があるため、液状化発生程度が高い場合や、重要通信ルートに対して採用することが好ましい（写真6-1）。この他、現地の状況から盲暗渠の設置によってマンホール周辺の地下水位をマン

表6-5 マンホールの地盤変状対策

対策の原理	工法	重要図	比較			既設の場合の適用可能工法
			効果の確実性	施工性	工期	
液状化発生 程度の高減	U-1 矢板埋殺し 横梁併用	U-1と同じ	○	○	○	○
	U-2 矢板埋殺し 砕石併用	U-1と同じ	○	○	○	○
	U-3 砕石置換	U-1と同じ	○	○	○	○
間隙水圧の 消散	U-4 砕石埋戻し 横梁併用	U-4と同じ	○	○	○	○
	U-5 砕石置換のみ	U-5と同じ	○	○	○	○
	U-6 砕石埋戻し 横梁併用	U-6と同じ	○	○	○	○
間隙水圧の 増大	U-7 クラヘルネット	U-7と同じ	○	○	○	○
	U-8 有筋コンクリート	U-8と同じ	○	○	○	○
	U-9 アスファルト 舗装への金網 埋戻し	U-9と同じ	○	○	○	○
地盤の永久 変形の増大	U-10 混合処理	U-10と同じ	○	○	○	○
	U-11 混合処理	U-11と同じ	○	○	○	○

*重要度によっては、効果の高減率を適用することも考えられる。

ホール底面以深に低下することか可能であれば経済的にも優れており、条件が整えば積極的な採用も考えられる。既設のマンホールに対しては、施工上の面から可能な工法として、矢板埋殺し、横梁併用工法が有力な案と考えられる。

いずれにせよ、実際の対策工法は、現地の地盤条件・地下水位の状況などを入念に調査し、さらに経済性、施工法等を検討した上で行うことが必要である。

6.2.4 とう道

とう道は管路に比べて軀体の剛性および強度が一般に大きいことから地震時の地盤変状に対する抵抗は大きいものと考えられる。しかしながら、地盤変状の原因が液状化の場合では、基本的にはその見かけの比重が管路と同程度か、もしくはそれよりも小さいこともあって、鉛直方向、水平方向とも変状の影響を受けやすい。

表6-6はこのような液状化および、切盛上境界部に対して適用が考えられる対策工法の評価マトリックスを示したものである。同表に示したように、液状化に対しては矢板埋殺しと砕石による埋戻しの工法U-4が相対的に優れていると云えるか、地下水位の深浅によってとう道軀体に与える液状化の影響の感度は敏感であるので、地下水位の位置によっては砕石埋戻しの工法U-5もしくは矢板横梁方式のU-2の適用あるいは底版を軀体の外へ張出す工法U-1の適用も考えられる。既設の場合には、上述した新設の場合に比べて工法の適用が難しいが、工法U-2の類似工法としてアンカー杭に横梁を打設した案が施工性から有力な案と考えられる。

この他、液状化対象層の分布が限定され、局所的な地下水位の低下を比較的容易に行うことができると考えられる場合には新設・既設の両者とも盲暗渠の設置による対策も効果的かつ経済的と考えられる。また、切盛の境界部周辺には耐震可撓継手の採用か新設、既設の場合とも総合的な観点から適用することか望ましい。いずれにせよ実際の対策工法の選定は、地盤条件、地下水位等から地盤変状の形態、程度を的確に予測した上で行うことが不可欠である。

6.2.5 電柱

電柱は、周辺地盤の液状化によって、傾斜したり、周辺地盤よりも大きく沈下するため、地震後の通信機能に支障をきたす可能性が高い。線路方向に地震入力を考えると電線は電柱の応答をある程度拘束することが考えられるが、線路直角方向ではその拘束効果はほと

表6-6 とう道の地盤変状対策

対象とする地盤変位	対策の原理	工法	概要	比較要因			注	既設の場合の適用可能性
				効果の確率性	施工性	経済性		
液状化	停止力の増大	U-1 形鋼通 底版の拡張	掘削スペースを確保する	○	○	○	○	△
		U-2 矢板埋殺し 横梁併用	低下はある程度発生する	△	○	○	○	○
		U-3 くい	最も確率性が高い	○	○	○	○	△
		U-4 矢板埋殺しと 砕石置換	U-2案よりU-4案は減少する	○	○	○	○	○
		U-5 砕石置換のみ	浮上り、沈下とも増加傾向	○	○	○	○	○
水平水久変形	変形の遮断	U-2	変形に作用する力の低減	○	○	○	○	○
		U-3	変形に作用する力の低減	○	○	○	○	△
		U-4	変形に作用する力の低減	○	○	○	○	○
		U-5	変形に作用する力の低減	○	○	○	○	○
		固結	固結	△	○	○	○	△
切土・盛土境界部における沈下・地割れなど	地盤改良	矢板囲い込み	矢板囲い込み	○	○	○	○	○
		可撓伸縮継手	可撓伸縮継手	○	○	○	○	○
		その他	その他	○	○	○	○	○

表 6-7 電柱の対策

No.	対策工法	沈下の効果	傾斜の効果	施工性	経済性	総合評価	その他
1	砕石による工法	○	△	8 m ³ (掘削量)	△	◎	・ 砕石の量をどの程度にするか問題
2	基礎の拡大(基礎補強)	△	△	4 m ³	△	△	・ 補強物の形状、材質、大きさか問題
3	浮力と重力のバランス	○	△	1 m ³ 1.0 l/m ³ 程度の材質を利用	△	△	・ 浮力を持たせる補強物の材質、形状、大きさか問題 コンクリート 0.4 m ³ プラスチック 0.4 m ³ 木 材 0.2 5 m ³
4	杭の打ち込み	○	○	×	×	×	

んどないものと考えられる。

一般に電柱の地盤の液状化における傾斜と沈下の防止対策として、表 6-7 に示す方法が考えられる。同表の(1)(2)(3)(4)はそれぞれ根入れ部に砕石、ねかせ基礎、浮力と自重のバランスを考慮した対処工法と、杭基礎を採用した場合である。これらの4つの工法について、液状化時における電柱の傾斜と沈下防止に対する効果の確実性、施工性、経済性などの面から検討した結果、同表に示すように、相対的には砕石を用いて電柱の根入れ部を埋戻す対策が最も優れているとの評価を得ることができた。

このように地盤が液状化時の電柱の沈下や傾斜現象と、根入れ部に対策を施した場合の効果把握するため、液状化層厚 3.5 m の地盤に電柱が 1.3 m 根入れされた標準サイズのコンクリート電柱の 1/5 模型を用いて振動実験を行った。その結果 5 章で述べたように砕石による埋戻しの対策が無対策の場合の沈下量に比べて 1/4 以下となり、また、他の工法に比べても効果があることが確かめられた。したがって、実際の対策としては、現地の状況、すなわち液状化対象層や地下水位を確認した上で砕石埋戻しによる案を採用することが適切である。この場合、実験結果から、砕石埋戻しの外周に網を施した場合の効果が大いことが判明しているため、実際の施工にあたっては使用する場合その細目を検討することが望ましい。

6.3 まとめ

本章では屋外通信設備として、管路、とう道、マンホール、電柱を対象に地震時に生じる地盤変状対策について調査、検討した結果をとりまとめた。このうち、マンホール、電柱については既往の震害事例にもとづいて周辺地盤の液状化に着目しその対策の効果確認実験を実施し、重要な知見を得た。これらの結果は対策工法の選定にあたって基礎資料として反映させることができた。

対策工の検討にあたってはまず、6.1 で地震時に生じるものと考えられる地盤変状の形態と程度に着目して現状での施工技術の動向を概観し、変状の原因、対策の原理および具体的な対策工について分類整理した。また、類似の地下構造物に対する対策の実施例について調査を行い、具体的な評価を行うにあたっての判断資料とした。

次いで、6.2 においては設備別の地盤変状対策を検討するために、管路・マンホール・とう道及び電柱に対して周辺地盤の液状化対策の効果と比較検討した結果、表 6-4 ~ 6-7 に示す管路、とう道、マンホール、電柱に対する適用マトリックスを提案し、新設に加えて既設の場合についての実施可能性についても評価した。その結果、一般的には新設の場合には、管路では耐震継手の採用、マンホール・とう道については矢板・砕石による埋戻し工法、電柱については網と併用した砕石による埋戻し工法が最適であると考えられた。

また、既設の対策としては、管路の場合には耐震構造継手への取替えが有効であるとして、他、水平地盤の液状化に対しては浮上りに対する抵抗を付与するため、縦断方向に一定間隔で砕石もしくは砂袋の埋戻しと矢板打設によりワイヤーを設置する案、マンホールおよびとう道に対しては、矢板打設と横梁設置による地盤の変形および浮上り防止を図る案、および、液状化対象層の分布が限定される場合で、適切な流末処理が可能な場合には盲暗渠の施工による局所的な地下水位低下対策の適用が提案された。また、電柱については新設と同じ対策で適用可能と判断された。

これらの評価結果を実際に適用する場合には、ただ単に機械的に行うことは適切でなく、6.2の各項に述べたように対象施設の機能の重要度および現地の地形、地盤の状況、地下水位、雨水排水処理の実態について必要かつ十分な調査を行って柔軟に対処することに留意すべきである。



(a) 砕石設置前



(b) 砕石設置中

写真6-1 マンホールの液状化対策例（砕石埋戻し工法）
（NTT羽田空港Na-8マンホール）

参考文献 6章

- 1) 中野雅弘・澤橋剛志：電気通信土木設備の耐震性向上をめざして、NTT施設、1985.1
- 2) 中野雅弘・鈴木崇伸：液状化地盤における屋外設備設計技術、NTT施設、Vol.40, No.12, P50-52, 1988.12
- 3) 地震予知総合研究振興会：NTT筑波フィールド技術開発センタ調査委託 地下構造物の地盤変状対策に関する調査研究、P255-271 昭和62年10月
- 4) 安田 進：液状化の調査から対策工まで、鹿島出版会、昭和63年11月
- 5) 東京都港湾局：東京港埋立地における液状化対策、1990.3
- 6) 末松孝次・吉見吉昭・佐々木康：地盤の液状化 7.液状化被害を軽減させるための対策土と基礎、1982.4
- 7) 大石博・関口秀雄・尾形賢：海底パイプラインの液状化対策工法に関する一提案、第18回地震工学研究発表会 土木学会、1985.7
- 8) 日本ダクタイル鉄管協会：地震と管路について
- 9) 久保田鉄工棟：地盤変状（液状化）に対する埋設管路の対策（案）、62.3
- 10) 松田淳・倉田光一：地下管路に関する一考察、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、昭和61年11月
- 11) 建設省土木研究所：地中管路防護工の地震時の挙動に関する検討、1980.3

第7章 屋外通信設備の地盤変状時の応答解析

第2章で述べたように、昭和39年新潟地震をはじめとする既往の大地震において、側方流動、亀裂、陥没などの地盤変状により屋外通信設備が大きな被害を受けてきている。特に砂質地盤の液状化現象による埋設管路の被害はきわめて甚大であり、液状化が屋外通信設備に与える影響の究明と、その研究成果に基づいた耐震対策の確立は都市ライフラインの地震防災における最も重要な課題の一つである。

本研究ではまず主に、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震などにおける地盤変状と、これによる屋外通信設備の被害の状況を調査した資料を参考に屋外通信設備に影響を与える地盤変状として、

- (i) 液状化による永久変位（側方流動）
- (ii) 軟弱地盤における沈下、地割れ
- (iii) 切盛宅造地における盛土部の沈下、地割れ
- (iv) 盛土の沈下、すべりおよび橋台背面盛土の沈下

が主なものであると考えた¹⁾。

日本海中部地震において液状化による永久変位が最大5mにも達したことはすでに報告されている。日本海中部地震発生当時能代市では市街地を中心に通信用の地下管路、地上（架空）線路が縦横に敷設されており、直接サービスに影響を与えた被害、すなわち、ケーブルの損傷を発生した地下管路箇所があった。また、永久変位量は口径の大きい埋設鋼管の被害率と良い相関性を示し、液状化による永久変位が埋設管路の被害の主要な原因の一つであることも明らかにされている。液状化の影響としては、永久変位のほかにマンホール等の浮上による被害も数多く報告されており、屋外通信設備の耐震性を考える上で重要な研究課題である。また、最近では1989年10月に米国のサンフランシスコ市付近で発生したロマプリータ地震ではサンフランシスコ市周辺と東部のオークランド・アラメダなど海浜の人工地盤に多く見られた。これらの地域では軟弱な粘性土層の上に砂を盛り立てた人工地盤が多く、被害は多くこの様な地点で発生した²⁾。また、電柱の傾斜および、沈下も液状化地域ではしばしば認められる現象で、通信システムあるいは電力流通システムの機能に与える影響は大きい。

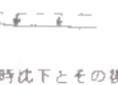
軟弱地盤いわゆる粘性土地盤の沈下、地割れについては、研究があまり行われていない分野であるが、1982年浦河沖地震での埋設管路の被害を中心に調査した。本地震では浦河町で地盤沈下、亀裂等が多数発生し、これにより上下水道等、通信ケーブルなどに被害が発生している。粘性土地盤に発生する亀裂、沈下量は10cm程度で砂質地盤の液状化による変位量に比較して小さく、土質特性、軟弱さにより千差万別であるが、小口径管路については被害を発生させる可能性もあり、今後研究を要する課題である。

7.1 地盤変状の予測

7.1.1 既往の地震による地盤変状

第2章でみてきたように、過去の地震時には地盤変状に起因して屋外通信設備がたびたび被害を受けてきた。ただし、地盤変状と一口に言っても、地盤の種類により変状が発生するメカニズムや変状のパターンが異なっており、表7-1に地盤変状の種類を示す。

表7-1 地盤変状の種類¹⁾

対象地盤	地盤変状
ゆるい砂地盤 (液状化発生地盤)	(A) 地盤の物性の変化 ① 過剰間隙水圧の発生  ② 変形係数、強度の減少  ③ 水平土圧の変化 
	(B) 地表面付近に生じる地盤変状 ① 噴砂、噴水  ② 永久変位  ③ クラック  ④ 沈下、陥没、隆起  ⑤ 過大な変位振幅 
軟弱粘性土地盤	① 沈下  ② 過大な変位振幅  ③ クラック  同時沈下とその後の圧密沈下 
人工造成地盤や盛土	① 盛・切境界部の沈下、地割れ  ② 盛土の被害 
橋台背面等の裏ごめ	① 橋台裏込部の沈下  ② 構造物周辺埋戻し部の沈下 

これは、

- ① ゆるい砂地盤における液状化に起因した地盤変状
- ② 軟弱粘性土地盤における地盤変状
- ③ 人工造成地盤盛土における地盤変状
- ④ 橋台背面等の沈下

に大別される。さらにそれぞれの中で、表7-1に細分したように、地盤変状の状況はい

くつかに分けられる。

過去の地震時に①～④で屋外通信設備が被害を受けた代表例を示すと、①については1964年新潟地震や1983年日本海中部地震が挙げられる。また、②は1982年浦河沖地震、③は1978年宮城県沖地震で生じている。④は地震のたびに必ずといってよいほど生じてきている。

なお、この他に地震時に上下、または水平の断層が生じることがある。これは①～④と異なって地盤が悪い所で特に発生するわけではなく、その発生位置、発生量の予測は現状では困難なため、本研究では取扱わないこととする。

ここでは、まず、①の現象により被害の大きかった1983年日本海中部地震による八郎潟干拓堤防のうち、西部承水路堤に埋設されていたマンホールの液状化による地盤変状について考察を行った。

(1) 土質調査

八郎潟干拓堤防のうち西部承水路堤では、施工時に水深数mの潟に浚渫土で盛土をして築造されている。日本海中部地震の際にはこの盛土と、原地盤の表層の一部が液状化したものと考えられている³⁾。そこで、今回の調査では、マンホール埋設位置の地表から10m前後までの深さの土質調査を行うことにした。土質調査はスウェーデン式サウンディングにより行った。これは今回の調査では表層浅い所のゆるい砂層のみの強度特性を調べていけばよいことと、簡便なためである。また、液状化の解析にあたって地下水位も必要なため、サウンディングと同一地点で地下水位の観測も行った。これらの調査の目的と方法を表にまとめると表7-2となる。

表7-2 調査試験項目毎の目的・内容・方法

項目	目的	内容・方法
スウェーデン式サウンディング	土層締め具合の判定	JIS・A・1221に準じて実施
地下水位観測	原位置における地下水位の確認	オーガーボーリングによる掘削孔にストレーナーパイプ(VP40)を挿入し、水位計(テスター使用)により観測する。

調査は、マンホールの浮上りを多く生じた区間と、隣接した浮上りが少なかった区間の両方とも含むように、図7-1に示した7地点を選んで行った。これらの地点での調査結果を堤防横断面上に記して示すと、図7-2となる。



図7-1 調査位置平面図

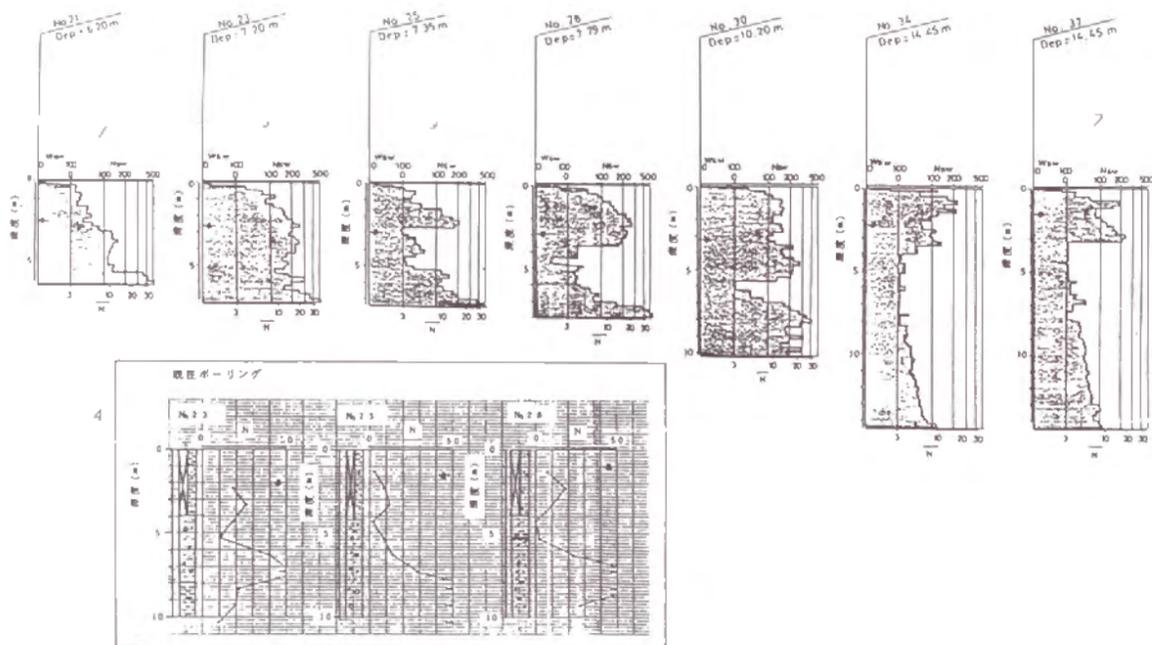


図7-2 土質調査結果(ルート沿い)

ところで、液状化解析ではN値を用いる方法を採用するため、今回調査した地点のN値の分布を推定してみた。これが図7-3である。

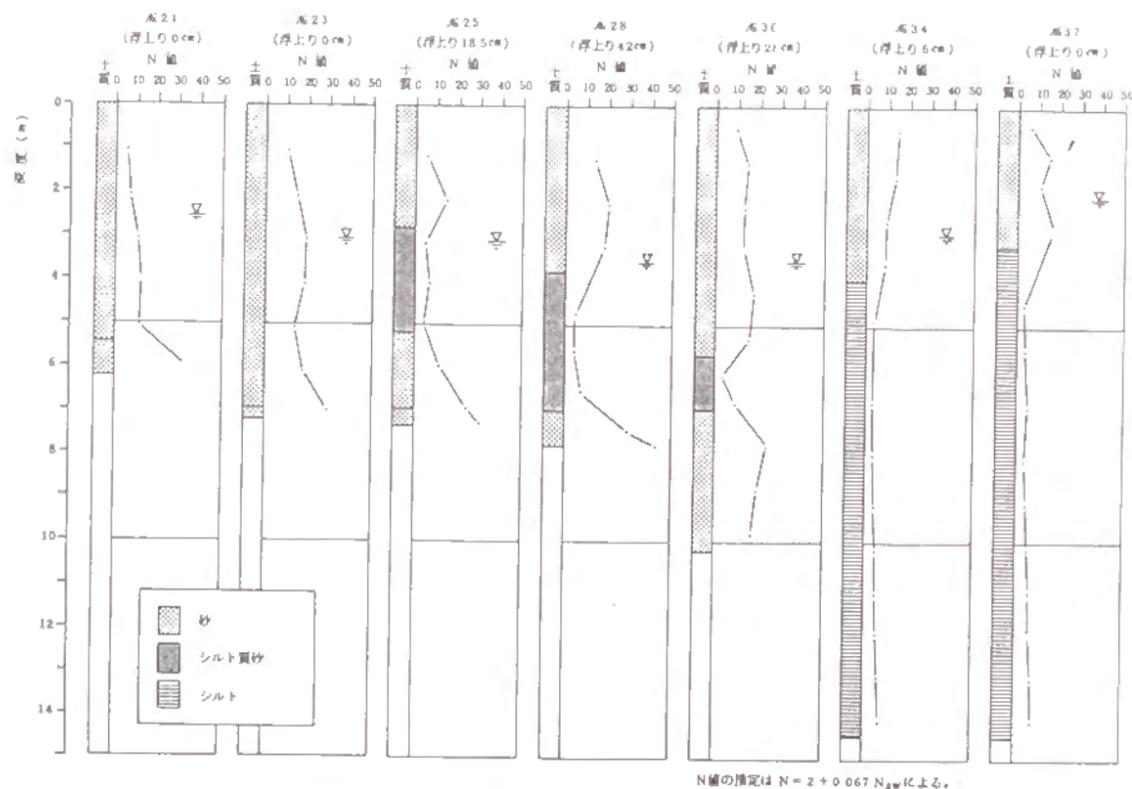


図7-3 推定土質柱状図および推定N値

なお、既往ボーリングがある3地点についても、調査時期や精度の諸条件を合わす意味で、今回調査した N_{20} からN値を推定している。また、土質区分については N_{20} の値や既往ボーリング結果などをもとに判断している。図7-3によると、浮上り量大きいNo.25、28、30では地下水位以下にN値が10程度より小さいゆるい砂層が1~3m位は存在していると言える。

(2) 液状化解析

土質調査結果よりN値の深度分布が得られたので、これを用いて液状化解析を行った。N値を用いる方法は現在数多く提案されているが¹⁻¹⁹⁾、これらのうちわか国で最近多く用いられている道路橋示方書の方法¹⁴⁾を用いることにした。そこで用いられている式を示すと次のようになる。

$$F_L = \frac{R}{L} \dots \dots \dots (2.2.2)$$

$$R = R_1 + R_2 \dots \dots \dots (2.2.3)$$

$$R_1 = 0.882 \frac{N}{\sigma v' + 0.7}$$

$$R_2 = 0.19 \quad (0.02 \leq D_{50} \leq 0.05 \text{ mm})$$

$$R_2 = 0.2251 \log_{10} \left| \frac{0.35}{D_{50}} \right| \quad (0.05 \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}) \dots \dots \dots (2.2.4)$$

$$R_2 = -0.05 \quad (0.6 \leq D_{50} \leq 2.0 \text{ mm})$$

$$L = (1 - 0.015Z) k_s \frac{\sigma v}{\sigma v'} \dots \dots \dots (2.2.5)$$

ただし、 F_L : 液状化に対する抵抗率 ($F_L < 1.0$ なら液状化)

$\sigma v'$: 有効上載圧 (kgf/cm²)

σv : 上載圧 (kgf/cm²)

D_{50} : 平均粒径 (mm)

Z : 計算深度 (m)

k_s : 設計震度

上式で液状化解析を行う場合、N値の他に、平均粒径、土の単位体積重量、地下水位、地表最大加速度(地表最大加速度を重力加速度で除すと k_s と同じ値になる)が必要とな

る。これらについては各種のデータをもとに以下のように設定した。

i) ゆるい砂（液状化したと考えられる砂）の平均粒径は、参考文献 1) と 20) で示されている八郎潟干拓堤防の噴砂の平均的な値を用いた。やや締まった砂では粒径が小さくなることか参考文献 3) で示されており、それによって平均粒径を設定した。表 7-3 にこれらの値を示す。

ii) 単位体積重量については、参考文献 3) で八郎潟干拓堤防の液状化解析を行う際に用いられている値を参考に決定した。表 7-3 にこれらの値を示す。

表 7-3 解析に用いた D_{50} と γ_s

土 層		項 目	単位体積重量 γ_s (t/m ³)	平均 粒 径 D_{50} (mm)
地下水位以浅			1.80	—
地下水位 以深	ゆるい砂 (液状化対象層)		1.85	0.26
	やや締った砂		1.90	0.20
	シルト		1.70	—

— : 液状化しないとみなし、この層の液状化解析は行っていない。

iii) 八郎潟干拓堤防では日本海中部で被災した箇所については、地震後に前面（承水路側）に止水矢板を打ち、背面（干拓地側）に排水暗きょを設けて地下水位を下げる復旧工事が行われた。したがって今回調査した時点での地下水位は地震時のそれに比べて下がっていることが考えられる。そこで地震直後に堤防横断方向に得られた地下水位分布をもとに、地震時の地下水位を推定した。

地震直後の西部承水路堤での地下水位分布測定例によると、マンホール設置位置付近の地下水位は承水路の水位レベルより 80 cm 程度低い値となっていた。そこで、今回の調査地点の地下水位も承水路の水位より一律に 80 cm 低いレベルと仮定することにした。

iv) 地表最大加速度は、日本海中部地震における秋田港での強震記録 (2.22 gal) と八郎潟干拓堤防東部承水路堤での強震記録 (1.66 gal) とを考慮し、2.00 gal 程度と推定した。液状化解析結果を示すと図 7-4 となり、浮上り量が大きい Na 25、28、30 の地点では液状化が 2~4 m の厚さで発生したことが推定される。

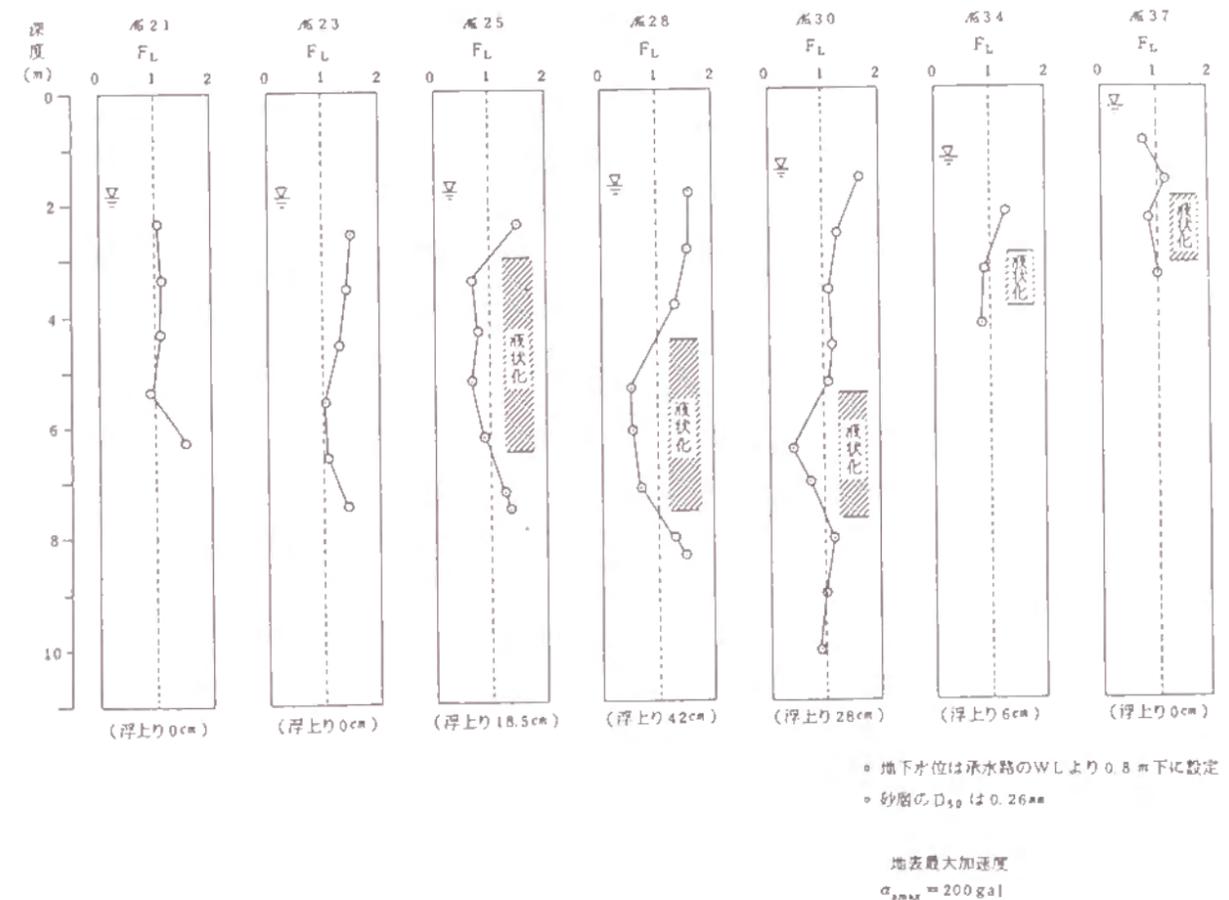


図 7-4 液状化解析結果

(3) 浮上り量と液状化発生の関係

図 7-4 の液状化解析結果をもとに、液状化層厚や浮上りに対する安全率などを求め、実際に生じた浮上り量との関係を調べてみた。まず、単純に液状化層厚と浮上り量の関係をプロットしたのが図 7-5 である。

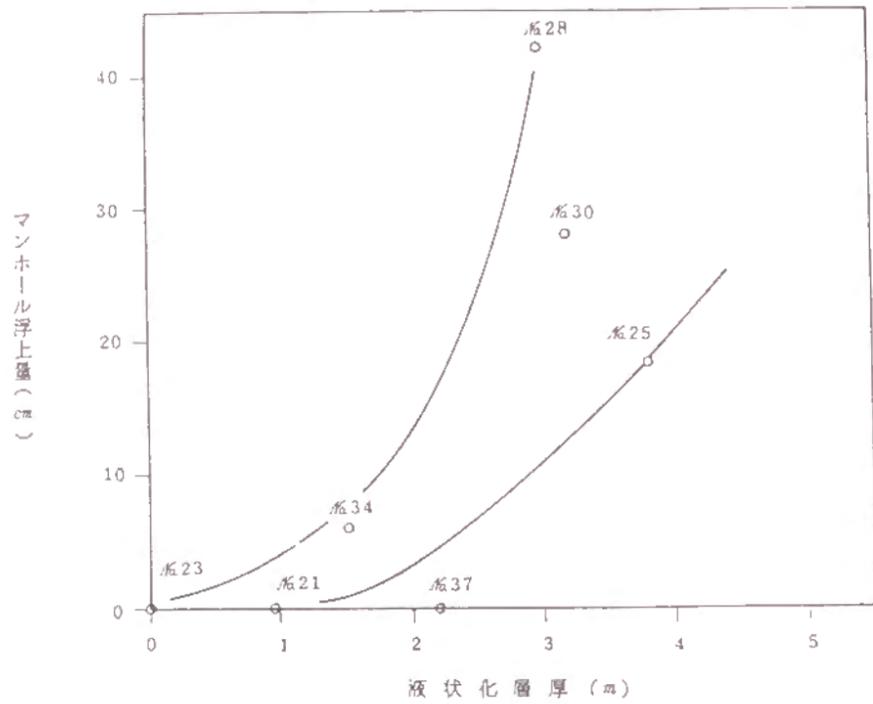


図7-5 液状化層厚と浮上り量の関係

バラつきはあるものの、右上りの関係になっている。また、液状化の激しさをより適確に表現する液状化指数 P_L と浮上り量との関係をプロットすると図7-6となり、これも同様に右上りの傾向となっている。

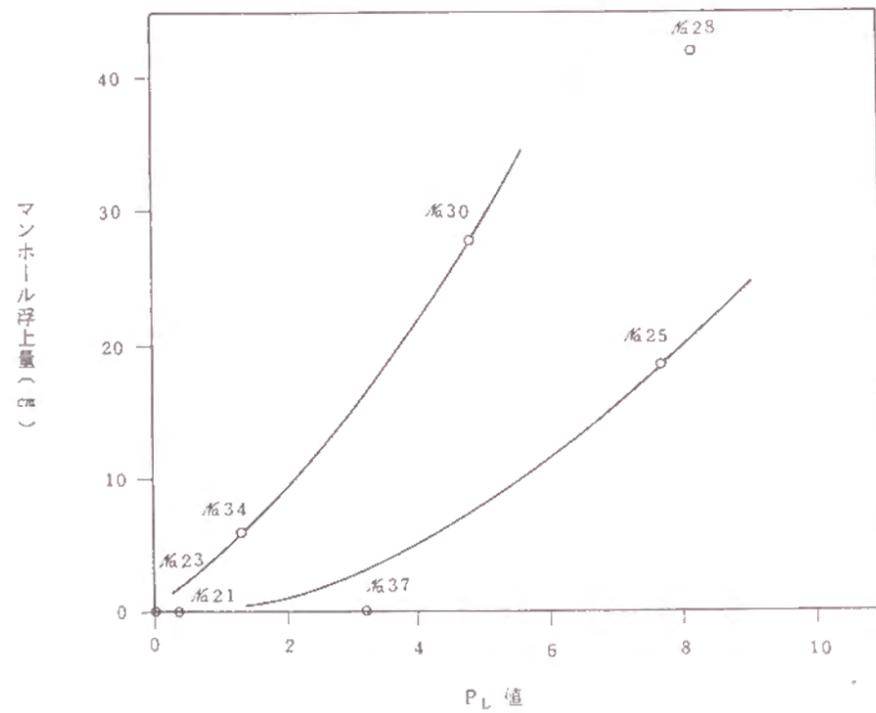


図7-6 P_L 値と浮上り量の関係

P_L 値の定義については、図7-7に示す。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz$$

ただし、 F :

$$F_L < 1.0 \text{ のときは } F = 1 - F_L$$

$$F_L \geq 1.0 \text{ のときは } F = 0$$

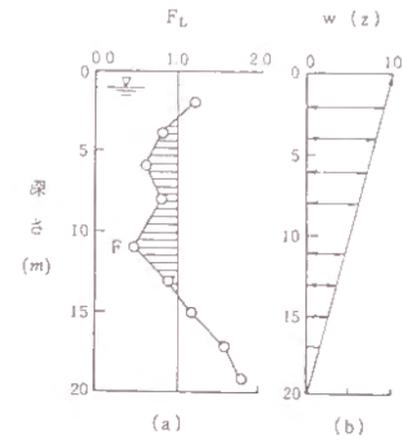


図7-7 液状化指数 P_L の求め方

次に、共同溝設計指針²¹⁾に示されている浮上り安全率 F_s を各マンホールで計算し、浮上り量との関係をプロットすると図7-8となる。

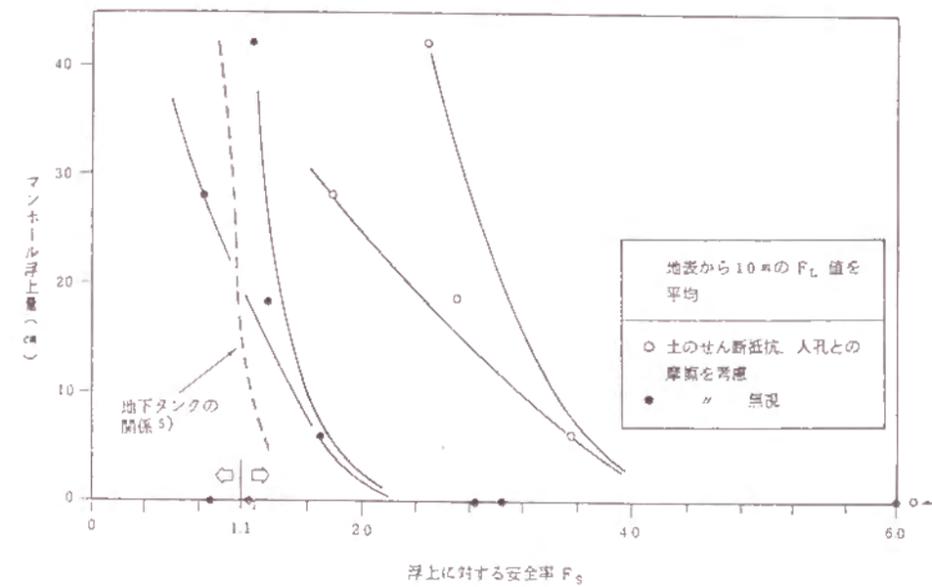


図7-8 浮上りに対する安全率と浮上り量の関係

浮上り安全率は、共同溝設計指針で求めているが、今回の調査は、地表面下10m程度までしか行われておらず、またそれより下層の F_L 値はかなり大きく、 F_L の平均値の算出に用いるのは不適切と考えられたため、地下水面から深さ10mまでの F_L 値を平均している。また、共同溝以外に提案されている方法では、上載土のせん断抵抗 Q_s や側面の摩擦抵抗 Q_b を見込まない場合もあるため、この条件でも F_s を求めている。図7-8をみると、いずれの場合も右下かりになっており、 F_s と浮上り量の相関性がみうけられる。ただし、 Q_s や Q_b を見込んだ○印では F_s が3とか4でも浮上る結果となり、みこまない●印の方が妥当な関係となっているようである。なお、図中の破線は日本海中部地震の際浮上ったタンクについて F_s と浮上り量の関係をまとめた結果²²⁾を示している。この場合には $F_s = 1.1$ あたりを境にして浮上り量が大幅に異なっている。なお、タンクよりマンホールの方が同じ F_s に対して浮上りし難かったことに関しては、検討誤差以外にも管路かマンホールの浮上を少しくいとめたとも考えられる。

以上、浮上り量といくつかの値の関係を調べてみた。図7-5や7-6のような液状化状況だけのパラメータをとっても浮上り量の相関はあるが、液状化層の深度やマンホールの大きさなどか異なるとこの関係も異なることが考えられる。これに対し、図7-8の F_s ではマンホールの大きさも考慮できるため、設計ではむしろこの方法を用いた方が合理的であろう。ただし、この方法でも前述したように F_L を平均化する深さのとり方や、 Q_s 、 Q_b の考慮の仕方に問題があり、また、今回の検討において、地表最大加速度や平均粒径などいくつかの仮定を行ったことの誤差も含まれていると考えられるため、今後さらに図のようなデータを蓄積してゆく必要があると考えられる。

<参考……共同溝設計指針における浮上り安全率の検討方法>

- (1) 浮上りに対する検討は、共同溝底面が6.3.2に規定する液状化の判定を行う必要のある土層に位置する場合、またはその土層以深の粘性土層への共同溝の根入れが不十分な場合を対象に行うものとする。
- (2) 浮上りに対する安全率 F_s は、式(1)により算出するものとする。

$$F_s = \frac{W_s + W_b + Q_s + Q_b}{U_s + U_o} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、

- W_s : 上載土の荷重(水の重量を含む) (t/m)
- W_b : 共同溝の自重(收容物件および捨てコンの重量を含む) (t/m)
- Q_s : 上載土のせん断抵抗 (t/m)
- Q_b : 共同溝底面の摩擦抵抗 (t/m)
- U_s : 共同溝底面に作用する静水圧による揚圧力 (t/m)
- U_o : 共同溝底面に作用する過剰間げき水圧による揚圧力 (t/m) で、(3)項の規定による。

ただし、液状化に対する抵抗率 F_L が1.0以下の土層における Q_s 、 Q_b は考慮してはならない。なお、共同溝に作用する力は共同溝縦断方向の単位長さあたりの値である。

7.1.2 地盤変状量の予測

地盤変状の予測手法について一般的な予測手順を示しておく図7-9となる。

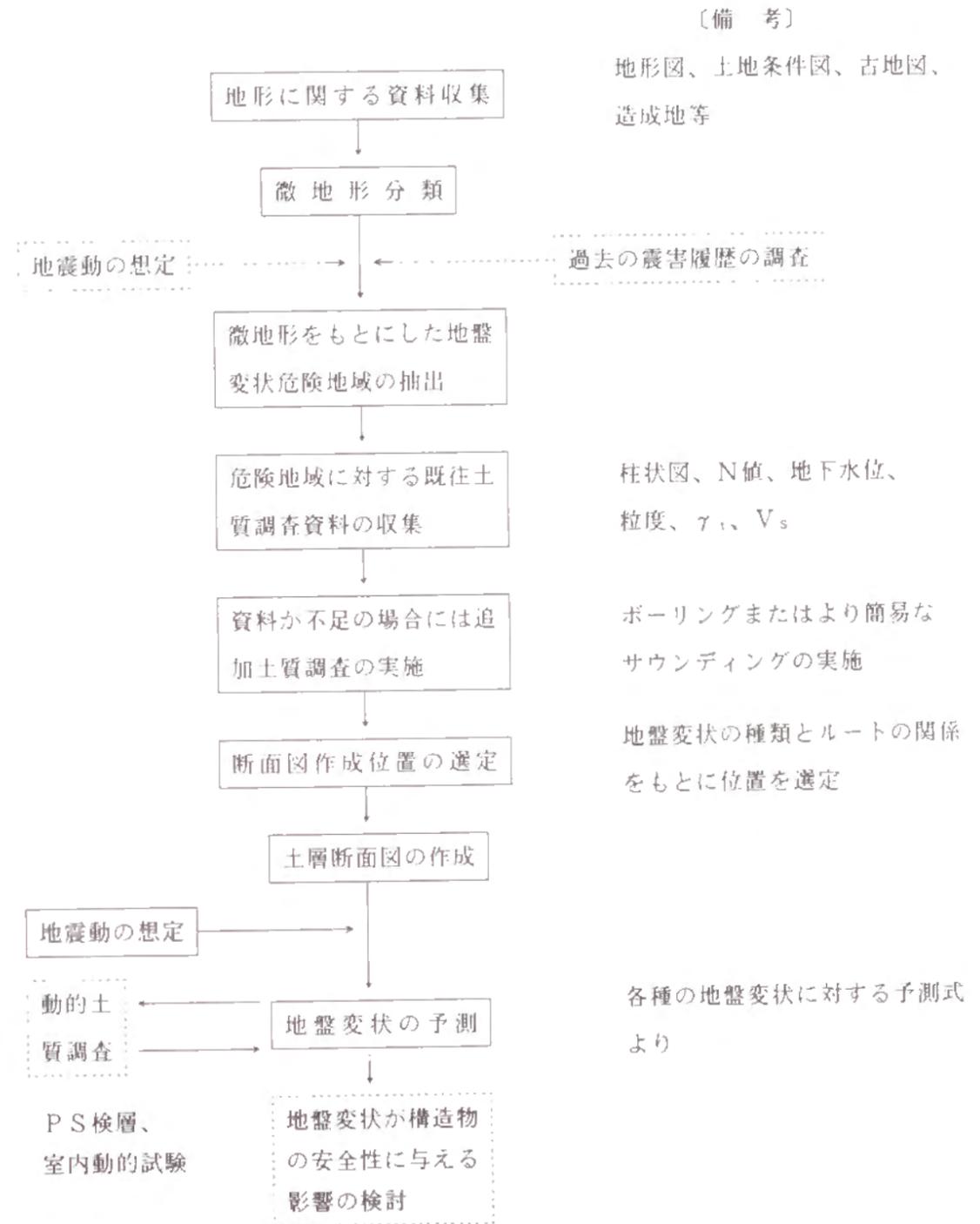


図7-9 地盤変状の一般的な予測手順

まず微地形分類などをもとにして、地盤変状が発生し易い危険地域を抽出し、調査を行う範囲の絞りこみを行う。この範囲に対し、既往土質調査資料を収集し、また不足の場合

には新たに調査を実施して、土層断面図を作成する。その後、想定地震動等の条件を設定して地盤変状の予測を行う。

この手順のうち、危険地域の抽出にあたって微地形分類を利用する理由は、地表面近くの土層の特性が微地形と密接に関係しているからである。各地盤変状が発生し易い地質的条件と、それに相当する微地形区分の例を示すと表7-4のようになる。このような関係を用いれば、危険地域を抽出することかできる。

表7-4 地盤変状が発生し易い地質的条件

	地質的条件	相当する微地形区分
ゆるい砂地盤の液状化に起因した変状	ゆるい砂層が堆積し、地下水位も浅い。	・旧河道・湖・沼の埋立地 ・海岸の埋立地 ・現河道 ・砂丘間低地 ・砂丘と低地の境 ・自然堤防と後背湿地の境
軟弱粘性土地盤の変状	軟弱な泥炭や粘性土が堆積している。	・泥炭地 ・潟
人工造成地盤や盛土の変状	盛土材が十分に締固めてなかったり、原地盤が軟弱な地盤の場合	・上記の液状化や軟弱粘性土の地盤変状が生じ易い地形
橋台背面等の裏ごめの沈下	埋戻し時に転圧が不十分である場合。	——

(1) 液状化による永久変位

(i) 予測方法の種類

特定しているある地震に対し液状化が発生する可能性があるか否かを予測する“液状化発生の予測方法”は現在多く提案されている。これを精度の面から分類すると次の4つに分けられる。

- (a) 地形、地質、液状化履歴による概略的な予測方法²³⁻²⁶⁾
- (b) N値や粒度による簡易的な予測方法⁴⁻¹¹⁾
- (c) 地震応答解析や液状化試験による詳細な予測方法
- (d) 模型振動実験や原位置液状化実験による予測方法

これらの方法では、(a)、(b)、(c)の順に精度が良くなる。(d)は精度が良いというわけではなく、特殊な予測方法なので分けてある。

これらのどの予測方法を用いよいかは、予測内容や重要度などの条件によって異なる。一般には、個々の構造物に対しては、(a)、(b)、(c)が必要とされる精度に応じて用いられている。これに対し、広い地域内における液状化危険地区を抽出する(マイクロゾーニング)場合には、(a)や(b)が用いられている。また、地盤が液状化した場合の構造物の挙動を予測する場合などでは(b)が用いられている。

(ii) 屋外通信設備における予測法の提案

以上みてきたように、液状化発生の予測方法には予測の精度に応じて概略方法、簡易方法、詳細方法の3種類がある。また、各種類の中でもいくつかの提案されている方法がある。予測にあたってはこれらをうまく使い分ける必要がある。他の構造物の予測の現状も考慮して通信土木設備において適切と考えられる予測方法の選定の仕方を述べてみると次のようになる。

- ① 図7-9で前述したように、予測を行うにあたってまず危険地域をおおまかに抽出する必要がある。このためには表7-3に示したような概略の予測法を用いるとよい。
- ② 危険と考えられた地域については、次に土質調査資料を集めて簡易法による予測を行うとよい。この場合種々提案されている簡易法のうちどれを用いるかが問題となるが、現在わが国で道路橋、水道施設等に広く用いられている道路橋示方書の方法を用いるのが適切と考えられる。ただし、この方法はN値が2.5程度以上といった密な砂や、細粒分(7.4μ以下)含有率が30%程度といった細粒土では適用に注意が必要である。また、何らかの理由により他の方法が適切と判断されたらそれを用いてもよいであろう。例えば密な砂については国生²⁷⁾が簡易予測方法を提案しており、これを用いた方が合理的なこともある。

(iii) 水平方向の永久変位の推定

地盤全体が大きなすべりを生じた場合、地上および地中構造物が甚大な被害を受けることは明らかであり、液状化に起因する地盤のすべりの実態とそのメカニズムを明らかにすることは、液状化に対する構造物の耐震性を検討する上で、極めて重要な課題と考えられる。浜田らは、1983年日本海中部地震における能代市および1964年新潟地震における新潟市について、地震におけるすべりによる地盤の水平方向永久変位を、航空写真測量技術を応用して測定し、能代市で2~5m、新潟市の信濃川沿岸で最大8mもの水平方向の永久変位が発生していたことを明らかにした²⁸⁻³⁰⁾。この永久変位の測定結果と地質・地形調査結果とを併せて、すべりの形態と原因について考察し、地盤の永久変位は砂質土層の液状化に起因することを明らかにした。更に、永久変位の測定結果、および地盤・地形調査結果をもとに、地盤の水平方向の永久変位量に影響を与える主要な要因を定量的に分析し、水平方向の永久変位の推定式

を提案している。液状化層の厚さH (m) および地表面の勾配と液状化層下面の勾配の最大値 θ (%)が永久変位との相関性も高く、現象を説明するのに適切な要因であることが明らかにされた。そこで上記2つの要因を用い、地盤の永久変位D (m)に関する回帰分析を行った。この結果を次式に示す。

$$D = 0.75 \cdot \sqrt{H} \cdot \sqrt{\theta}$$

ここで、D : 水平変位 (m)

H : 液状化層厚 (m)

θ : 地表面勾配と液状化層下面の勾配の最大値 (%)

(iv) 鉛直方向の永久変位の推定

液状化による地盤の永久変位は、前述の水平方向に加えて鉛直方向にも発生(隆起、沈下)することか知られている。この鉛直方向の永久変位のうち、沈下については地中間隙水の地表への排水、排水に伴う土砂の流出が主な原因と考えられており、既往の震災においても局所的であるが、測定された例もある。高田らは、新潟地震を含む5地震におけるこれらの地盤の沈下測定例を収集分析している³¹⁾。一方、室内実験により液状化後の沈下を求めようとする研究も多くあり、たとえば吉見らは、圧密により最大3~4%の体積収縮が起きるといっている³²⁾。

本節では、前述の能代市および新潟市における航空写真測量結果³³⁻³⁵⁾を基本とし既往の研究成果等も参考に、鉛直方向の地盤の永久変位量を分析すると、鉛直変位と比較的相関が高いのは、液状化層(H)および液状化層下面の深さ(H')であり、他の要因についてはほとんど相関が認められなかった。鉛直変位の推定を上述のHあるいはH'のどちらで行うかか問題であるが、薄い液状化層か地下深く例えば10-20mの所に存在する場合などの状況も考慮して、液状化層厚(H)から鉛直変位を推定することとする。そこで、液状化層厚(H)と鉛直変位(D_v)に関する回帰分析を行った。その結果を次式に示す。

$$D_v = 0.15 \sqrt{H}$$

ここで、D_v : 鉛直変位 (m)

H : 液状化層厚 (m)

(2) 軟弱粘性土地盤における地盤変状

(i) 研究方法

軟弱粘性土地盤におけるクラック、沈下の予測手法については、研究があまり行われてこなかった。これは、地震時のそれらの実態がつかみにくかったことや、前述の液状化に対して被害があまり目立たなかったことなどによると考えられる。

わか国において地震時に軟弱粘性土地盤で大きな地震動が生じた例を、新しいものから順番に列挙してみると次のようになる。

- (a) 1983年日本海中部地震
- (b) 1982年浦河沖地震³⁶⁻³⁸⁾
- (c) 1981年日高地方西部地震³⁹⁾
- (d) 1978年宮城県沖地震
- (e) 1973年根室半島沖地震
- (f) 1968年十勝沖地震
- (g) 1964年新潟地震⁴⁰⁻⁴³⁾

これらの震害調査報告書を調べたところ、c)とg)については地盤の沈下量やクラックの発生状況に関して定量的な記述が見出せた。また、b)については沈下が発生したらしい記述もあり、最近の地震でもあるため、アンケート調査が可能と考えられた。そこでこれらの3つの地震をとりあげて研究を行った。

(ii) 沈下率のまとめ

以上の3つの地震における軟弱層の沈下率をまとめてみると図7-10となる。

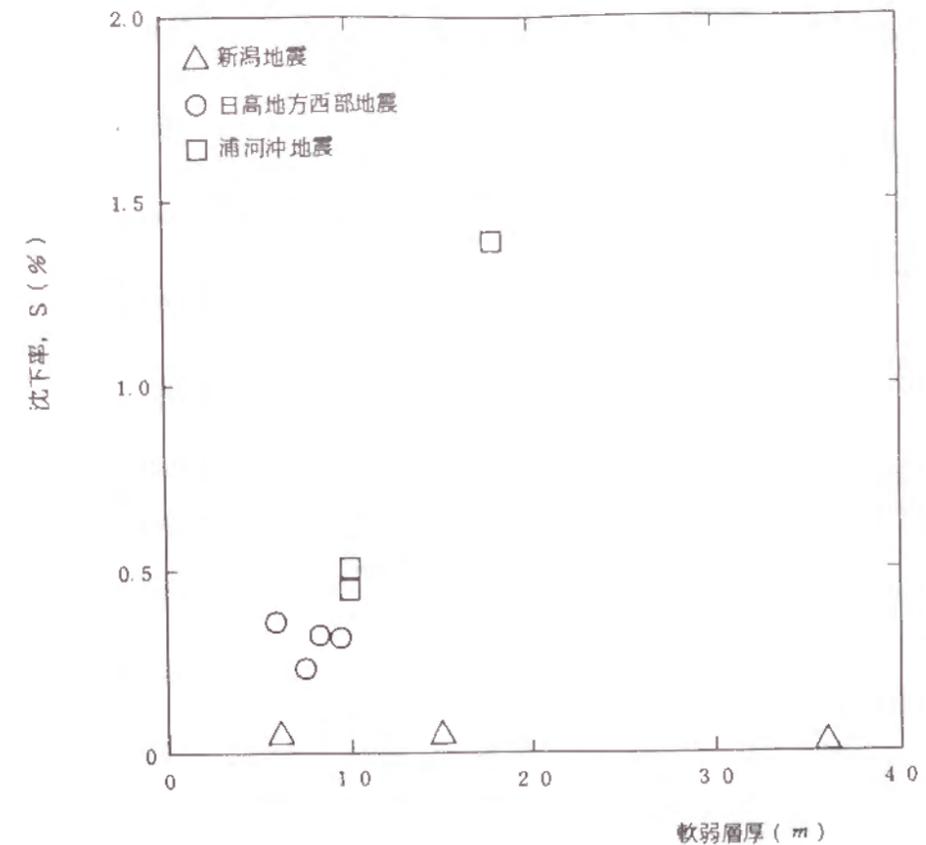


図7-10 軟弱層厚と沈下率の関係

浦河沖地震で1点だけ飛び抜けて高い値を示しているデータがあるか、これは調査方法に問題があり、信頼性に疑問が残る⁴⁴⁻⁴⁵⁾。また、新潟地震のデータはいずれも低い沈下率を示しているが、前述したようにこれは軟弱層自体の沈下かどうか判然としないところがある。このようなことを考えると、最大で0.5%程度の沈下率と考えられる。さて、3つの場所における地震時の振動の大きさは多少異なっていることが考えられるため、次に、地震動の大きさと沈下率の関係をみた。このため、3つの場所において地震時に発生した地表最大加速度を、道路橋示方書に示されている平均地盤での距離減衰式

$$A_{max} = 34.1 \times 10^{0.303M} \times (\Delta + 10)^{-0.925} \quad (3.3.1)$$

ただし、 A_{max} : 地表最大加速度 (gal)

M : マグニチュード

Δ : 震央距離 (km)

で計算してみた。

表7-5 地表最大加速度の推定結果

地震名	地点	マグニチュード M	震央距離 Δ (km)	地表最大加速度 A_{max} (gal)
新潟	白根	7.5	67.5	124
日高地方西部	植苗	7.1	49	121
浦河	浦河	7.1	15	267

表7-5に推定した地表最大加速度を示し、この加速度に相当する気象庁震度階と沈下率との関係を示すと図7-11のようになる。

データが少ないのではっきりしたことは言えないが、震度IVまでは沈下が発生せず、震度Vで0.35%程度、震度VIで0.5%程度の沈下率をとっておくと安全側の設計となると判断される。

(iii) 沈下量の予測方法の提案

以上の検討結果より、軟弱粘性土地盤における地震時の沈下量の予測に対して次のような方法が提案される。

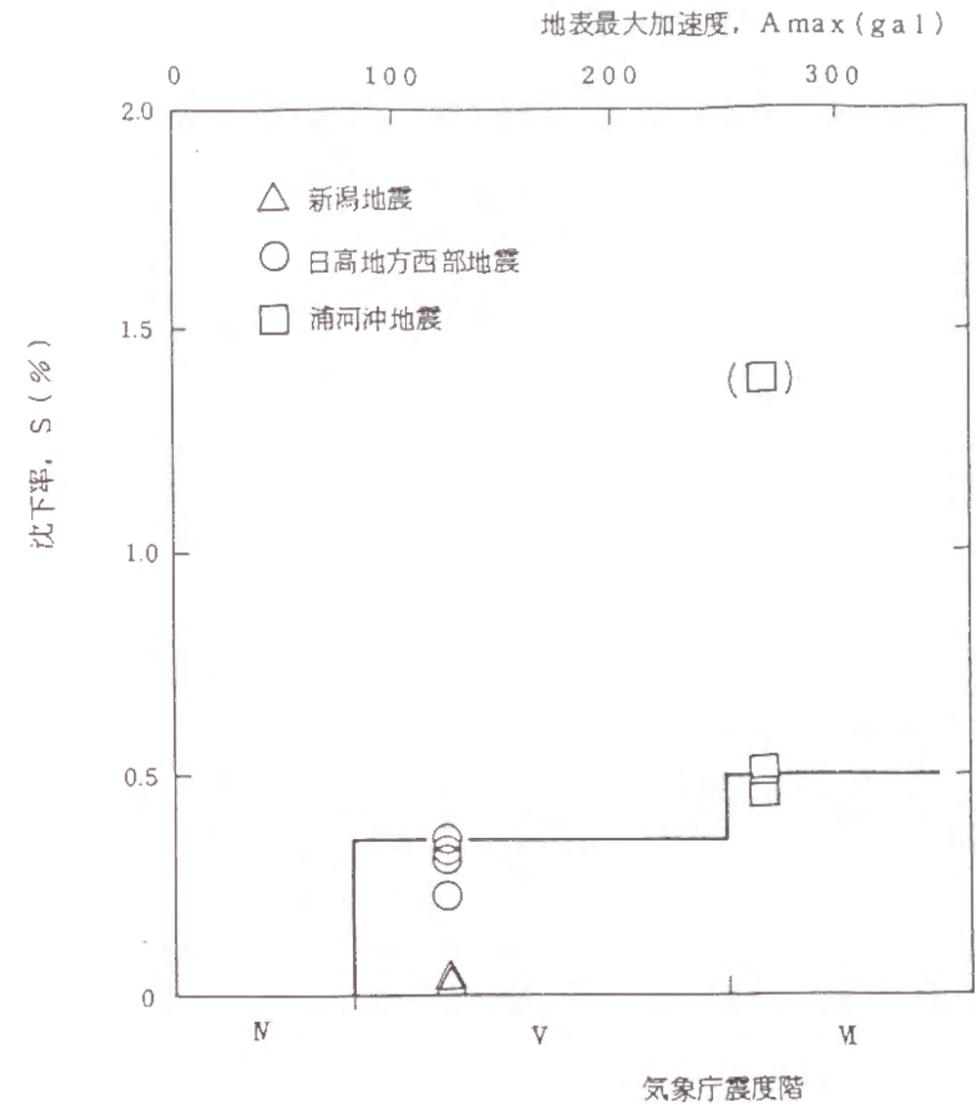


図7-11 震度階と沈下率の関係

① 簡易法

ボーリング資料や上層断面図より検討対象地の軟弱層厚を決め、これに図7-11に示した関係の沈下率を乗じて沈下量を求める。ただし、軟弱粘性土とはN値が2程度以下の粘性土(ピートも含む)とする。

② 詳細法

個々の地点の沈下量を詳細に調べるには、地震応答解析と室内動的試験を行う次のような詳細な方法が考えられる。

(a) 地震応答解析により繰返しせん断力 τ_d を算出する。

(b) 室内動的試験で τ_v を供試体に加え、圧縮率 ε_v を求める。

(c) 軟弱厚層に ε_v を乗じて沈下量を求める。

なお、谷口ら³⁹⁾はこの方法で沈下量を試算し、実被害との比較を行い、妥当性の検証を行っている。

軟弱粘性土地盤の地震時沈下量を予測するにあたって留意しておくべき事項と今後の課題を列挙してみると次のようになる。

- ① ここでとり扱ってきたのは地震時に短時間のうちに生じる即時沈下のみである。地震動によって粒子構造が壊れ長期にわたって生じる圧密沈下については考えていない。長期間の沈下量か問題となる場合にはこの値も考慮する必要がある。
- ② 軟弱粘性土地盤と一口に言っても土質特性、軟弱さは千差万別である。どのような軟弱粘性土だと沈下か生じ易いか、ここでは明らかにできなかったが、今後明白にする必要かあろう。このためには沈下か発生するメカニズムに関して室内動的試験等を行って研究する必要かあろう。
- ③ 軟弱粘性土地盤の場合、地震時に沈下量が測定された例は非常に少ないため、今後このようなデータが蓄積されることか必要である。

(3) 人工造成地盤における地盤変状

1978年宮城県沖地震は、仙台市をはじめとする東北地方に大きな被害をおよぼしたが、特に仙台市周辺に広がる新興の人工造成地盤（あるいは宅造地）に各種の被害が集中した⁴⁶⁻⁴⁷⁾。この事情は先の2章で述べた通りであるが、埋設管、家屋等の被害は切り盛りで造成された地盤では、切り盛り境界に沿って被害が発生していた。また、切り盛り境界に沿って亀裂に代表される地盤変状が多数発生しており（盛土側）、盛土部の沈下あるいは移動が支配的な要因となり、被害が発生したものと考えられた⁴⁸⁻⁴⁹⁾。

本論文では、被害が大きくかつ資料が比較的豊富な仙台市鶴ヶ谷地区を対象として切り盛りで造成された宅造地における盛土側地盤の亀裂の発生を誘発する要因を調べるとともに、亀裂幅の量的な検討を行ったものを紹介する⁵⁰⁻⁵¹⁾。人工造成地盤として仙台市鶴ヶ谷地区を例にとり、亀裂の発生要因、さらに亀裂幅の量的な検討を行った。

切土・盛土境界付近に発生する段差、亀裂は盛土部の沈下あるいは水平移動が支配的な要因であり、仙台市鶴ヶ谷地区での被害事例の定量的分析から、盛土厚さが10m以上で、かつ原地盤の傾斜が20度以上の場合に亀裂、段差等の発生し易いことが示された⁵²⁾。しかしながら亀裂の平均的な幅は5cm程度であり、幅が1mを越す場合も多くある液状化による亀裂に比較して一般的に小さい⁵³⁻⁶²⁾。

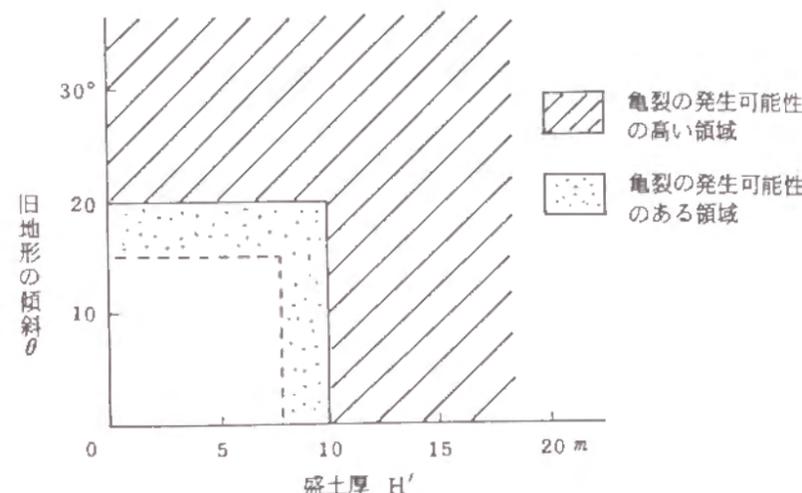


図7-12 宅造地における亀裂発生範囲

亀裂の幅については、上記の範囲（図7-12の範囲）における鶴ヶ谷の実測データ（亀裂の総幅）に基づき以下のように設定する。

平均亀裂幅	5 cm
標準偏差	5 cm

ただし、上記の（ H' 、 θ ）の範囲、亀裂幅は、宮城県沖地震の鶴ヶ谷地区、すなわち震度V~VI、切り盛りによる造成地、盛土の平均N値6~8程度の条件から推定されたものであることに注意する必要がある。なお、段差量は上記亀裂幅と同一と考えてよい。

亀裂の発生要因については、対象地区が限られていたこと（すなわち、十分なデータがないこと）から明確な結論をだすことはできなかった。しかし、家屋等の被害も勘案すると図7-12に示す範囲で問題となるような亀裂が発生するものと考えてよかろう。ただし、これはあくまで1つの目安と考える必要がある。

7.2 地盤変状と屋外通信設備の挙動

地盤条件から地震外力となる地盤変状量が想定された時、屋外通信設備の変状量を算出し、耐震性を評価する手順は次のようになる。

- ① 地下設備形態の分類
- ② 地下設備の数値モデル化
- ③ 各種地震外力の設定
- ④ 応答計算
- ⑤ 安全性照査

7.2.1 管路設備

(1) 管路設備の種類

通信土木設備である管路設備は一般管路部と構造物際管路部に分類され、それぞれ管種および継手の種類により表7-6、表7-7に示すような11種類および16種類の組み合わせが存在する。尚、表中の継手特性は表7-16の継手特性一覧表と対応している⁶³⁻⁶⁴⁾。

表7-6 管路設備一覧表(一般管路部)

管種名	記号	継手形態	継手特性	No.
ジュート巻鋼管	SA	鉛コーキング	7	1
塗覆装鋼管	PS	ねじ	1	2
		差し込み	2	3
鋳鉄管	I	印ろう	7	4
ダクタイル鋳鉄管	Id	スクリュー	8	5
		ねじ	9	6
		差し込み	10	7
硬質ビニル管	V	TS	15	8
		RR	16	9
コンクリート管	C	差し込み	無継手で解析	10
アスベスト管	AP	シンプレックス	19	11

(特記事項)

- (1) SA-ねじの解析はPS-ねじ(No.2)の解析結果を流用する。
- (2) 陶管の解析はC-差込(No.10)の解析結果を流用する。
- (3) 管種の内、ジュート巻鋼管(SA)、塗覆装鋼管(PS)、鋳鉄管(I)、ダクタイル鋳鉄管(Id)、硬質ビニル管(V)⁶⁴⁾が設備の内90%を占めており、残りのコンクリート管(C)およびアスベスト(AP)はごくわずかである。しかし、地震時に多くの被害を受けると考えられるのはC管、AP管であり、数々のデータを集めてこれらの損傷確率を求めることにした。

表7-7 管路設備一覧表(構造物際管路部)

管種	継手形態						No.
	ダクト口	継手特性	構造物際	継手特性	一般部継手	継手特性	
SA	モルタル	/	鉛コーキング	7	鉛コーキング	7	1
			ねじ	1	ねじ	1	2
PS	D-ソケット	5	PS旧伸縮	3	ねじ	1	3
	D-スリーブ	6	ねじ	1	ねじ	1	4
			差し込み	2	差し込み	2	5
モルタル	/	PS改伸縮	4	差し込み	2	6	
I	モルタル	/	印ろう	7	印ろう	7	7
Id	モルタル	/	スクリュー	8	スクリュー	8	8
	D-ソケット	13	Id旧伸縮	11	ねじ	9	9
	D-スリーブ	14	ねじ	9	ねじ	9	10
			差し込み	10	差し込み	10	11
モルタル	/	Id改伸縮	12	差し込み	10	12	
V	D-ソケット	17	TS	15	TS	15	13
	D-スリーブ	18	RR	16	RR	16	14
C	固定	/	差し込み	無継手解析	差し込み	無継手解析	15
AP	固定	/	シンプレックス	19	シンプレックス	19	16

(特記事項)

- 1) SA-モルタル-SA旧伸縮-ねじ
SA-モルタル-SA改伸縮-ねじ
PS-Dソケット-SA改伸縮-ねじ
はPS-Dソケット-SA旧伸縮-ねじ(No.3)の解析結果を流用する。
- 2) V-モルタル-TS-TSはV-Dソケット-TS-TS(No.13)の解析結果を流用する。
- 3) 陶管-固定-差込-差込はC-固定-差込-差込(No.15)の解析結果を流用する。

構造物際管路部の概要を図7-13に示す。

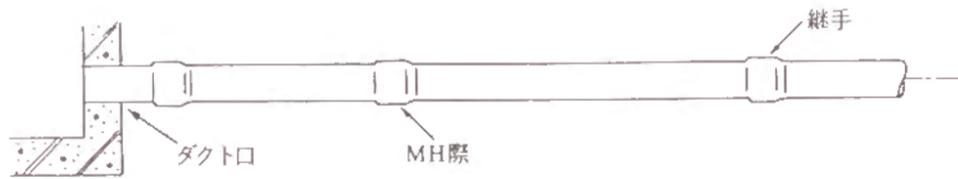


図7-13 構造物際管路部

7.2.2 とう道設備

(1) とう道設備の種類

NTTのとう道設備は開削とう道とシールドとう道の2種類に大別される。表7-8に今回解析の対象としたとう道設備の構造種別一覧を示す。

表7-8 とう道設備の構造種別一覧

種	別	とう道号数
開削とう道	一般部	1号、2号、3号、4号
	特殊部	1号~2号、2号~3号、2号~4号
シールドとう道	スチール	1号、2号、3号、4号
	R C	1号、2号、3号、4号
開削とう道	固定	2号
局舎取付部	止水ジョイント	2号
シールドとう道	固定	2号
立坑取付部		

また、開削とう道及びシールドとう道の断面諸量を表7-9及び表7-10に示す。

表7-9 開削とう道の断面諸量

(単位：m)

号数	T U	T B	T W	H	B
1	0.250	0.300	0.250	2.800	2.550
2	0.250	0.300	0.250	2.800	2.950
3	0.250	0.350	0.350	4.050	3.150
4	0.350	0.400	0.400	4.200	4.800

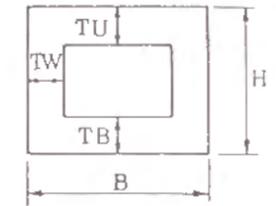


表7-10 シールドとう道の断面諸量

(単位：m)

セグメント材料	号数	とう道仕上り内径	セグメント外径	セグメント分割数
スチールセグメント	1	2.550	3.150	6
	2	2.950	3.550	7
	3	3.950	4.550	7
	4	4.400	5.100	7
R Cセグメント	1	2.550	3.250	5
	2	2.950	3.700	6
	3	3.950	4.750	6
	4	4.400	5.250	6

一般に、とう道設備は管路設備と比べて剛性が高いため、地盤変状の影響は受けにくく、特に、深度が大きいシールドとう道の影響は小さいが、深度が浅い開削とう道は、地盤条件によっては、構造物に亀裂やクラックが発生する場合がありますと考えられる。

7.2.3 管路内ケーブル

過去の地震被害によれば、地下管路内ケーブルの被害は概ね次に示すような地盤変状地域で発生している。

- ① 液状化地域
- ② 軟弱粘性土地盤での沈下・地割れ発生地域
- ③ 人工造成地盤での沈下・地割れ発生地域
- ④ 盛土及び橋台背面地盤の沈下発生地域

これら地盤変状地域では、一般の地域に比べ管路の被害も多く発生しており、管路とケーブルの被害は密接な関係にある。管路が地震外力により破損し、離脱・移動した場合に、(i)離脱箇所でのケーブル変形によりケーブル自体が損傷するケース、或いは、(ii)離脱によりケーブルが移動し、マンホール内接続点が損傷するケースが生じる。(図7-14参照)(i)の管路離脱箇所でのケーブルの損傷については、損傷実験により、地下ケーブルの地震時機能を評価することとした。また、(ii)のマンホール接続点の損傷については、解析により、地震時機能を評価することとした。

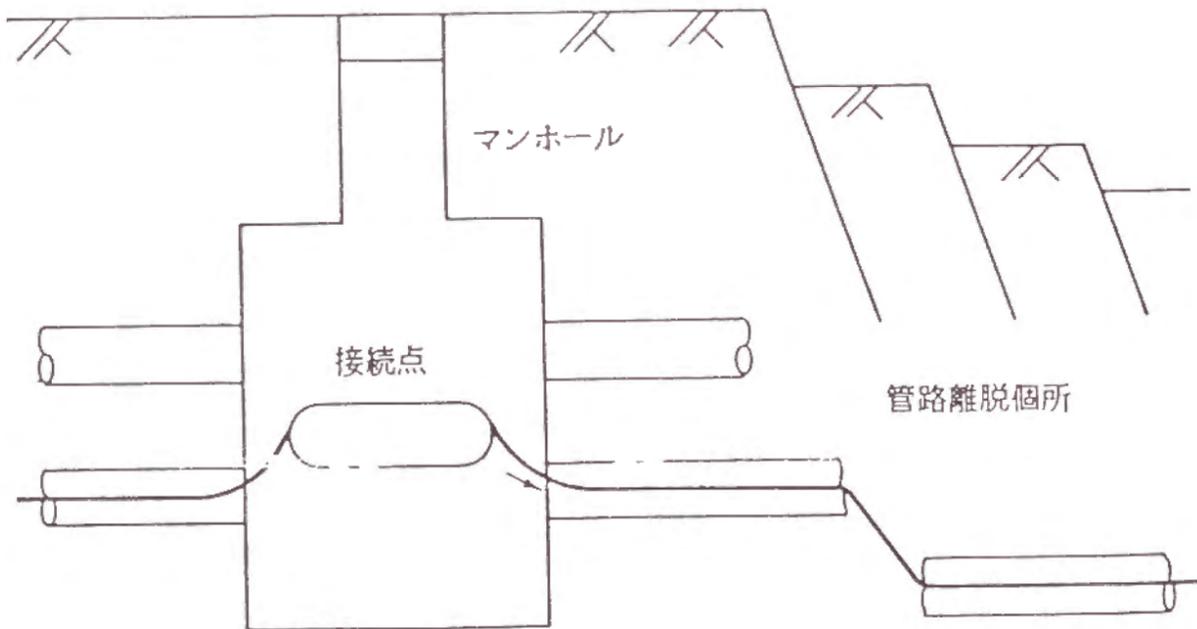
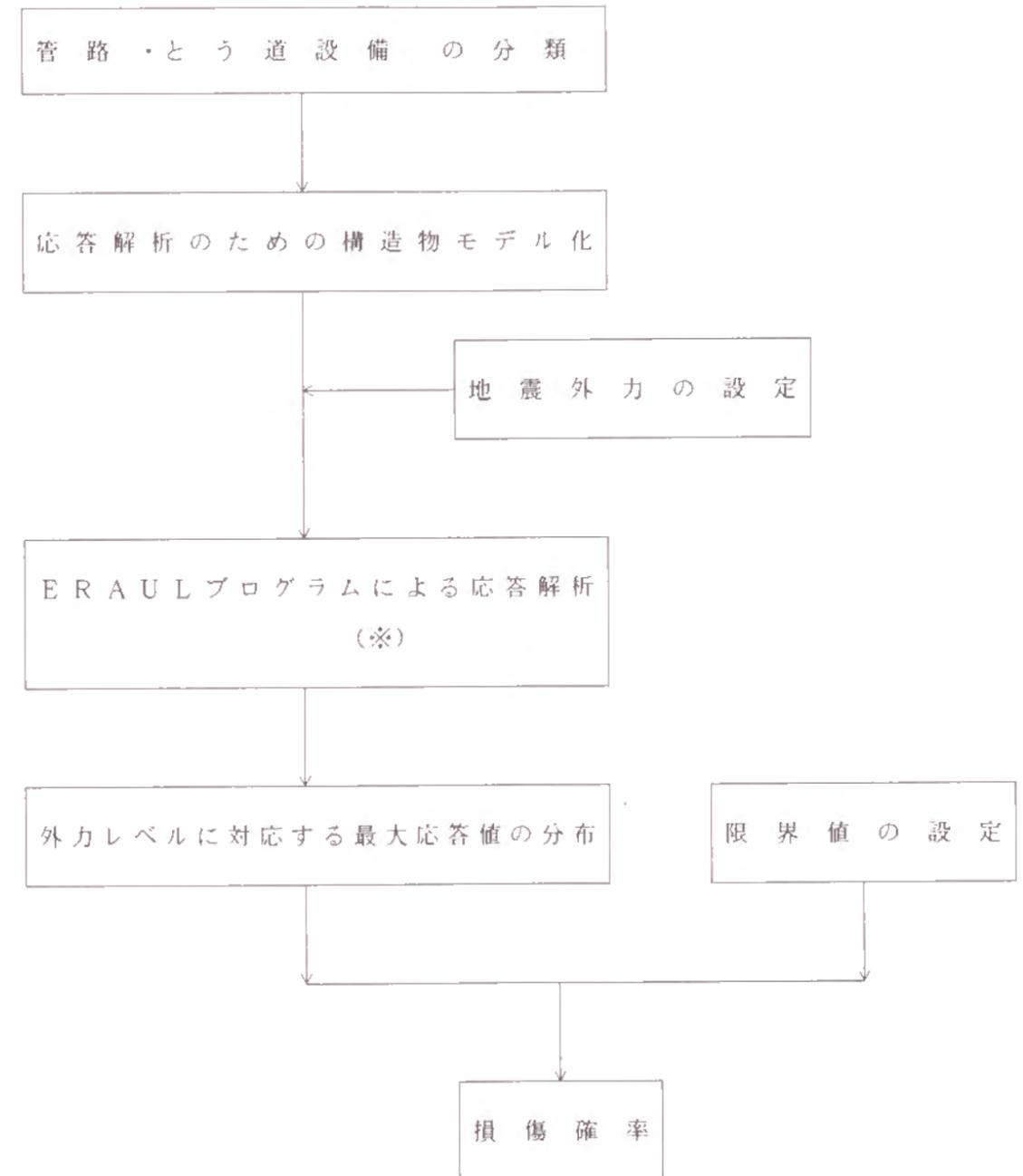


図7-14 地下ケーブルの損傷ケース

7.3 通信土木設備の定量的耐震性

7.3.1 検討フロー

まず、通信土木設備である管路ととう道設備の定量的耐震性を示す損傷確率を求めるための検討フローは図7-15に示す通りである。



※ 神戸大高田助教授の開発した管体材料、継手特性、地盤ばねの非線形特性を考慮できる応答解析プログラムである。

図7-15 管路・とう道の損傷確率を求めるための検討フロー

管路設備においては一般部と構造物際管路部に分けてそれぞれの部分に解析モデルを設定した応答解析を行い、管路設備の終局強度（限界値）との比較により損傷確率を求める。とう道に関しては表7-7に示すように開削かシールドの工法による分類とRCかスチールかによる材料分類と一般部、取付け部、立坑部などによる区分をしてモデル化している。尚、とう道の大きさ別の補正については標準断面のものについて応答計算を行い、その他のものについては係数を乗じて損傷確率を求める事とした。

とう道設備についても管路設備と同じようにとう道設備の限界値との比較により損傷確率を求めるものであった。又、フローに示す地震時外力の設定については、従来かかる分野においてほとんど検討されていなかった地盤変状に重点を置き、損傷確率の算定を行っている。

7.3.2 波動入力決定手法

地下管路が地震波動を受ける場合、その応答は地盤ひずみに支配される事知られている⁶⁶⁾。正弦波的波動においてそのひずみ(ε)を決定する場合、波動の変位振幅(U)と波長(L)が知られば $\epsilon = 2\pi U/L$ より求められる。Uについては応答変位法の考え方によって速度応答スペクトルより求めるのか妥当と思われる。現在、地中管路の耐震設計には石油パイプ指針⁶⁷⁾、ガス導管指針⁶⁸⁾、共同溝指針に規定されるスペクトルが存在しているが、これらは地盤の卓越周期に対して一意的に決定される値をもっている⁷⁰⁻⁷²⁾。しかし、今回の検討では入力に幅をもたせて管路応答をある分布をもったものとして求める必要があり、上記の3スペクトルは適当ではない。そこで図7-16に示すように日本各地の各種地盤で実観測された強震波形より、その平均値と分散をもとめた速度応答スペクトルを用いる事とした。

図に示すように、本スペクトルの平均値はガス導管指針より若干高めであるが、長周期では逆に少な目の傾向にあり妥当な範囲と考えられる。

次に、波長については、現在、石油パイプ基準及びガス導管指針による算定方法がある。前者は表層・基盤層における波長の調和平均を求める手法であり、後者は地盤の卓越周期に応じた波速を規定して、波速と周期より波長を求める手法である。後者で波長を算定すると軟弱地盤程長周期となるため波長が大きくなり、地盤ひずみになおすと過少に評価される傾向にある。そこで、本調査では前者の調和平均による手法によって波長を求める事とした。地盤種別毎に対する表層・基盤のS波速度、卓越周期及び調和平均より求めた波長は表7-11に示す通りである。

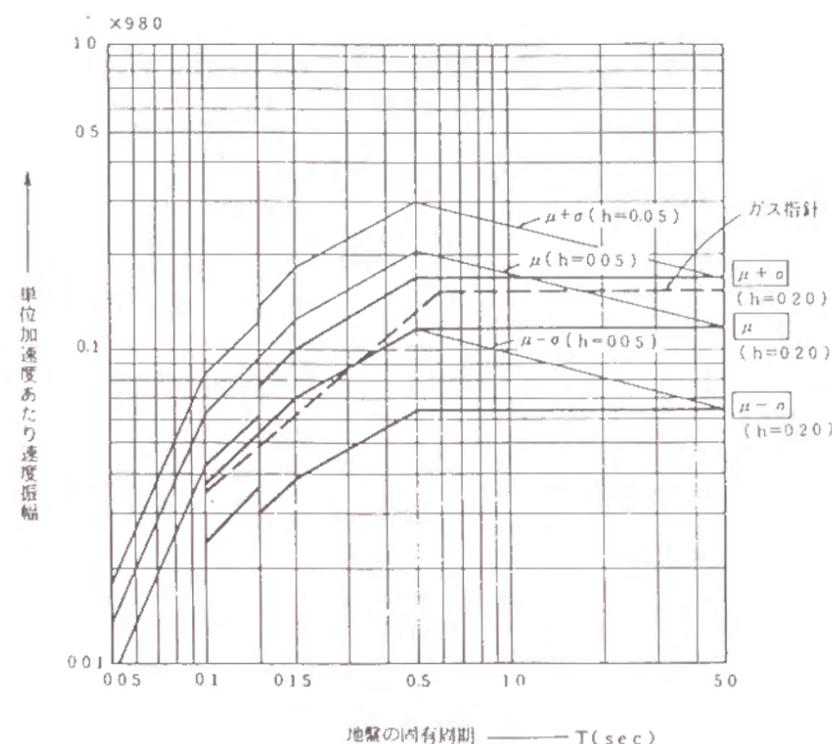


図7-16 解析に用いた速度応答スペクトル

表7-11 各種地盤における波長

地盤種別	Vsb (m/sec)	Vs (m/sec)	T (sec)	L (m)
1	300	250	0.15	45
2	300	200	0.30	72
3	300	150	0.50	100
4	300	100	0.70	105

求められた波長はガス導管指針のそれらより可成り小さな値となっている。逆に、ひずみに算定するとガス導管指針の2~3倍程度の値となり、外力設定としては厳しい条件となっている。

前述の手法により算定された、震度階・地盤種別毎の地盤変位振幅及び地盤ひずみを表7-12に示す。

表7-12 波動入力

震度階	基盤震度 Koh	地盤種別	1	2	3	4				
		Tg	Tg ≤ 0.2	0.2 < Tg ≤ 0.4	0.4 < Tg ≤ 0.6	Tg > 0.6(s)				
		T(s)	0.15	0.30	0.50	0.70				
		C(m/s)	300	240	200	150				
		L(m)	45	72	100	105				
		平均(μ)	平均(μ)		平均(μ)					
		μ-σ	μ+σ	μ-σ	μ+σ	μ-σ	μ+σ			
		Sv	52		86		114			
		(cm/s)	35	69	47	125	63	165		
V(-)	0.075	Uh	0.12		0.39		0.87			
		(cm)	0.08	0.16	0.21	0.57	0.48	1.25	0.67	1.76
		ひずみ	1.66		3.42		5.44		7.26	
		×10 ⁻⁴	1.11	2.20	1.87	4.97	3.00	7.88	4.01	10.50
V(+)	0.15	Uh	0.24		0.78		1.73			
		(cm)	0.16	0.31	0.48	1.14	0.96	2.51	1.34	13.51
		ひずみ	3.31		6.84		10.89		14.51	
		×10 ⁻⁴	2.23	4.39	3.74	9.95	6.02	15.76	8.02	21.01
VI	0.20	Uh	0.32		1.05		2.31			
		(cm)	0.21	0.42	0.57	1.52	1.27	3.34	1.79	4.68
		ひずみ	4.41		9.12		14.51		19.35	
		×10 ⁻⁴	2.97	5.86	4.99	13.26	8.02	21.01	10.70	28.01
VII	0.30	Uh	0.47		1.57		3.47			
		(cm)	0.32	0.63	0.86	2.28	1.91	5.02	2.68	7.02
		ひずみ	6.62		13.69		21.77		29.03	
		×10 ⁻⁴	4.46	8.79	7.48	19.89	12.03	31.51	16.04	42.02

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot T \cdot S_v \cdot K_{oh}$$

- U_h : 地盤変位振幅 (cm)
- S_v : 単位震度あたりの速度応答振幅 (cm/sec)
- T : 地震時の地盤の固有周期 (sec)
- K_{oh} : 基盤における震度

7.3.3 解析モデル⁷⁾

(1) 解析仮定

次のようなモデルを解析の対象とする

- (i) 埋設管路を非弾性床土のはりとみなす
 - (ii) 地盤の運動は強制変形としてのみ作用し、その地点での地盤はねを介して管路に作用する
 - (iii) 埋設管路と地盤との間のはねは非線形特性を持つ。すなわち、管軸方向では管路と土の間に働く摩擦力により管路は地盤の動きに追随するか、最大摩擦力を越えると、管路と土の間にすべりが生じ、管軸直角方向では、ある値を越えると土が弾性状態から塑性状態になるものとする。いずれの方向のはねについても弾塑性型の非線形特性を持つものとする。
 - (iv) 埋設管路は継手を持つものを対象とし、伸縮はね、回転はねによって継手で管体が連結されており、継手位置では管軸方向については軸力を伝え、管軸直角方向については、せん断力を伝える。また、曲げモーメントは回転はねを介して伝えられる。また、継手のはねは、継手特性に応じた非線形特性を持つ。なお、継手位置での断面力を連続と見なすことによって、継手のない溶接管路などの解析も可能となることはいうまでもない。
 - (v) 管体は変形後も弾性範囲内にある。
- 図7-17に解析モデル図を示している。

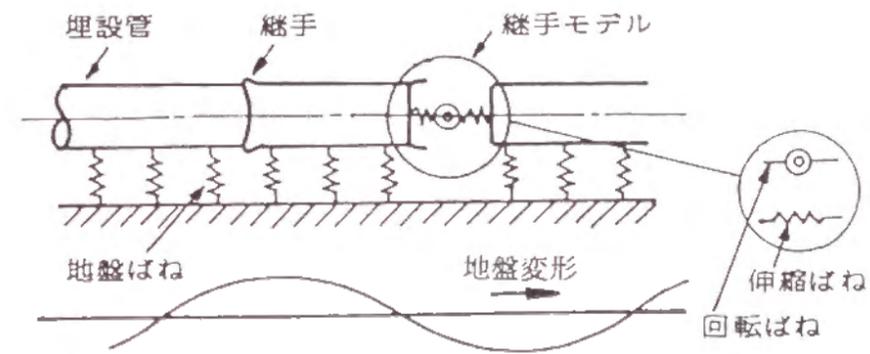


図7-17 解析モデル

(2) 管体の釣合方程式

上記の仮定にもとづいて、弾性域における埋設管路の基礎方程式は次に示す2式となる。

管軸方向(軸ひずみ):

$$-EA \frac{d^2 u}{dx^2} + k_{sx} \cdot u = k_{sx} \cdot u_{sx} \dots \dots \dots (1)$$

管軸直角方向（曲げひずみ）：

$$EI \frac{d^4 v}{dx^4} + k_{sy} \cdot v = k_{sy} \cdot u_{sy} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 u ：管軸方向変位（cm） v ：管軸直角方向変位（cm）

E ：管体の弾性定数（kg/cm²） I ：管体の断面二次モーメント（cm⁴）

A ：管体の断面積（cm²）

k_{sx} ：地盤の管軸方向単位長さ当りのばね定数（kg/cm²）

k_{sy} ：地盤の管軸直角方向単位長さ当りのばね定数（kg/cm²）

u_{sx} ：管軸方向の地盤変位（cm）

u_{sy} ：管軸直角方向の地盤変位（cm）

(3) 継手部の釣合方程式

埋設管路の継手部の釣合いを考える。埋設管路は継手において軸方向バネ（ k_T ）および回転ばね（ k_R ）により連結されている。継手部における応力および変形量のつり合いを図7-18に示す。継手における連続条件は次式となる。

$$\begin{bmatrix} u \\ v \\ \phi \end{bmatrix}_{k+1}^L = \begin{bmatrix} u \\ v \\ \phi \end{bmatrix}_k^R + \begin{bmatrix} -N/k_T \\ -M/k_R \\ 0 \end{bmatrix} \dots \dots \dots (3)$$

$$\begin{bmatrix} N \\ M \\ Q \end{bmatrix}_k^R = \begin{bmatrix} N \\ M \\ Q \end{bmatrix}_{k+1}^L \dots \dots \dots (4)$$

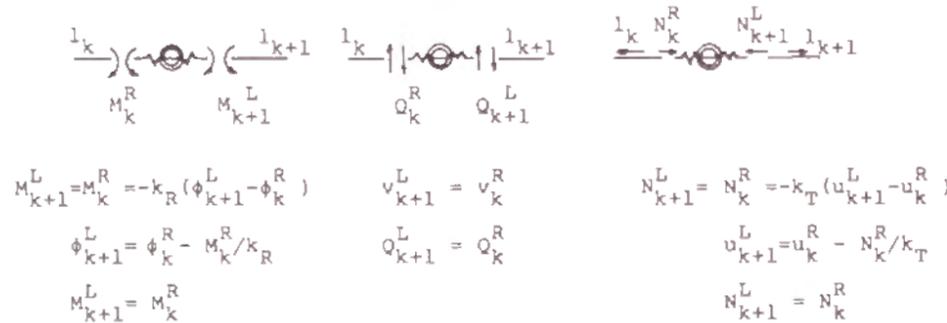


図7-18 継手における断面力・変形量の釣合い

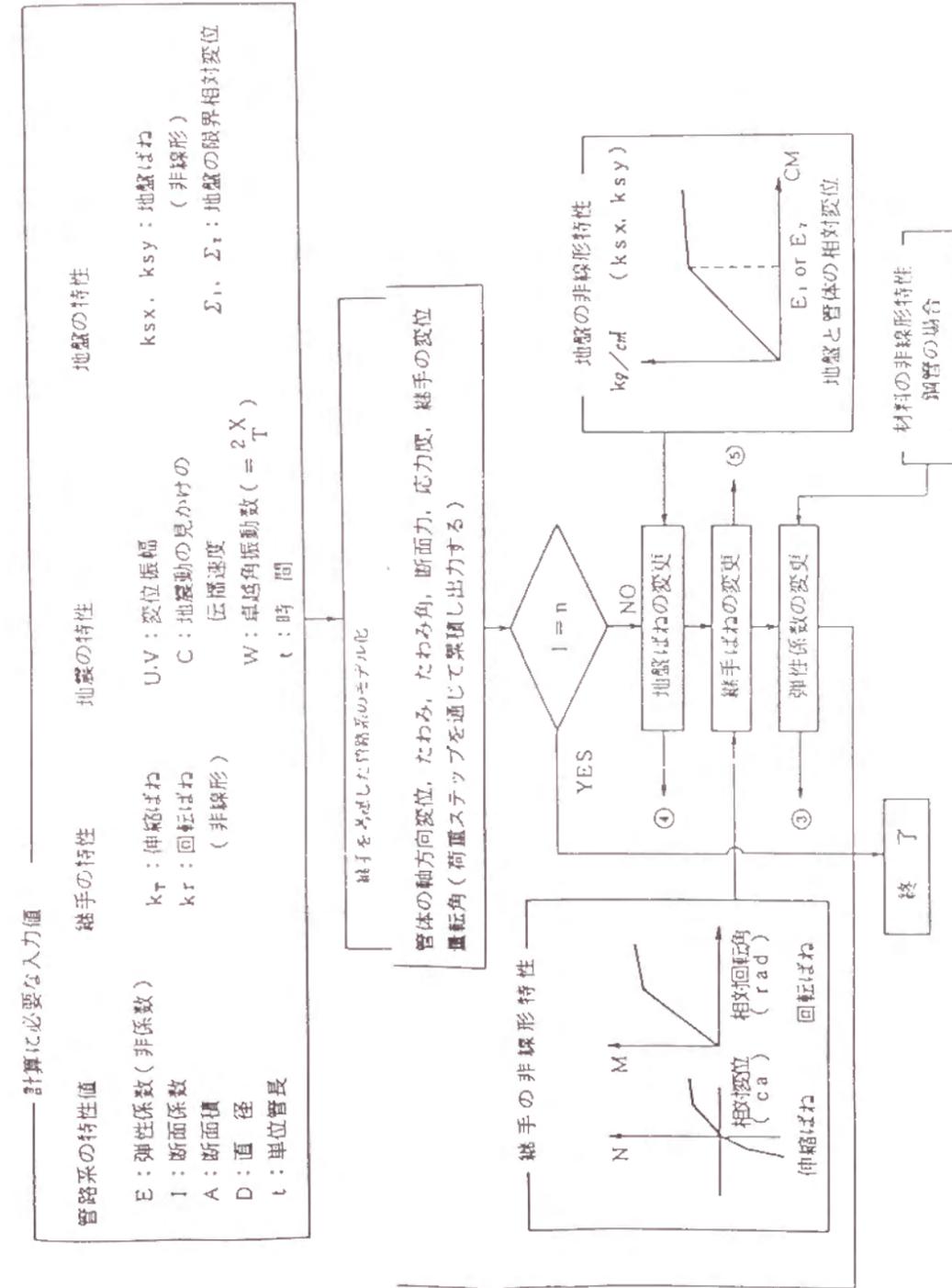


図7-19 伝達マトリックス法の計算フロー図（地震波動の場合）73

計算に必要な入力値

管路系の特性値	継手の特性	地震の特性	地盤の特性
E: 弾性係数 (非係数)	k_T : 伸縮ばね	U, V: 変位振幅	k_{sx}, k_{sy} : 地盤ばね (非線形)
I: 断面係数	k_r : 回転ばね (非線形)	C: 地震動の見かけの伝播速度	Σ_1, Σ_2 : 地盤の限界相対変位
A: 断面積		W: 卓越角振動数 ($= \frac{2X}{T}$)	
D: 直径		t: 時間	
t: 単位管長			

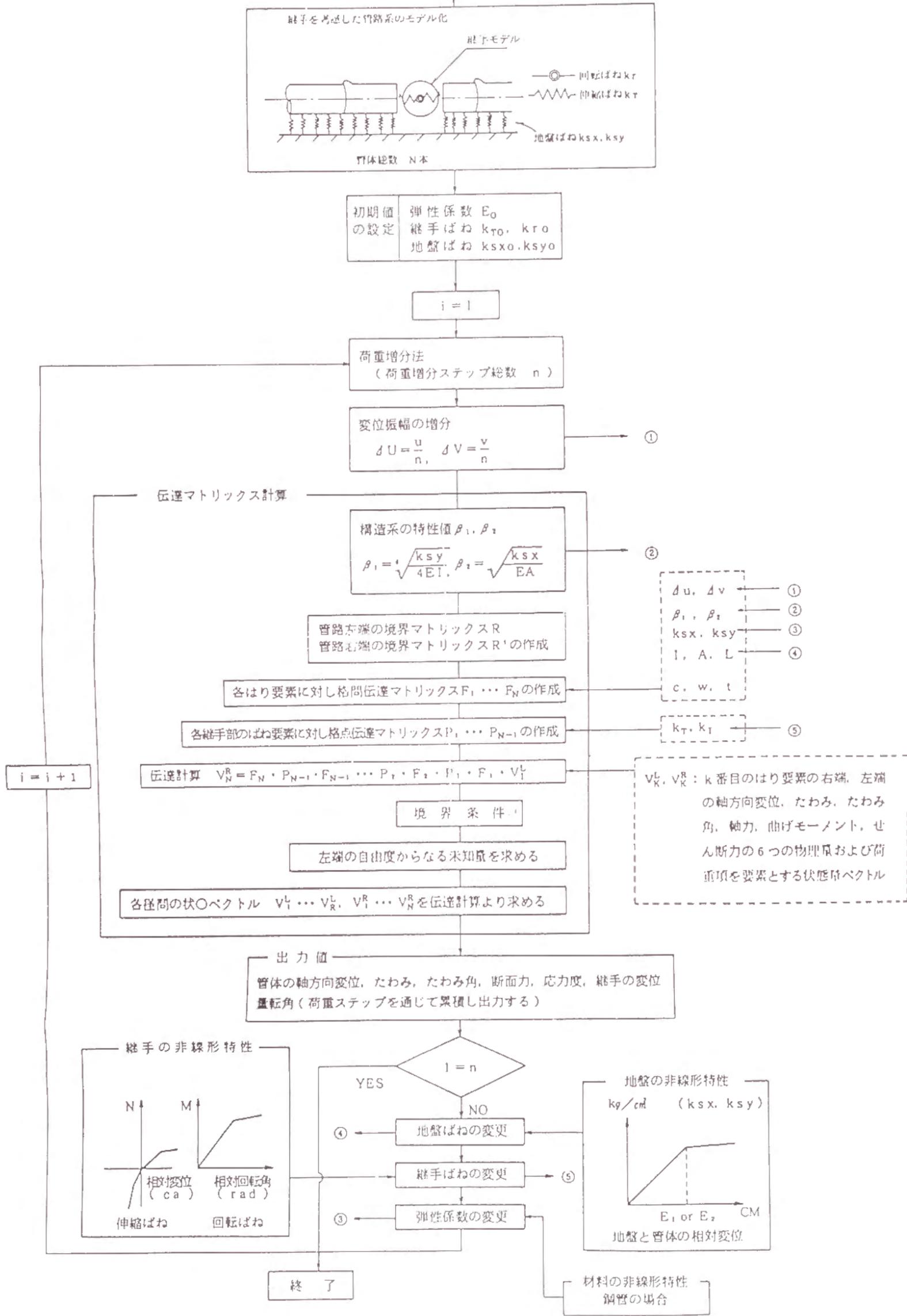


図7-19 伝達マトリックス法の計算フロー図 (地震波動の場合) 73

ここに、 u 、 v 、 ϕ 、 N 、 M 、 Q はそれぞれ管体の軸方向・軸直角方向変位、たわみ角、軸力、モーメント、せん断応力を表わしている。

(4) 解析プログラム

解析にあたっては、前述の管体及び継手部の釣合方程式を伝達マトリックス法で定式化したERAULプログラムを用いた。このプログラムは、地盤はね・継手はねの非線形性を考慮できるものとなっている。

ERAULプログラムは地下管路の地震応答を解析するものである。管体材料、継手特性、地盤はねの非線形性を考慮に入れて計算出来るので、種々の管路の特性の違いを検討するのに都合が良い。入力地盤の変形を考慮しているため、波動・変状等、地盤の変形で規定できる入力は任意のものが設定できる。尚、今回の検討では本ERAULを用いて液状化時浮力を受ける場合も計算しているが、本ケースではERAULの入力項を若干変更して計算を実行している。又、今回は、大型コンピューターを用いず、パーソナルコンピューターを使用してERAULプログラムを稼働させている。ERAULプログラムにおける解法の概要フローを図7-19に示している。

7.3.4 地震時外力の設定

今回の設定した地震時外力とERAULプログラムにより応答解析を行った際の入力値を下記に示す。

(1) 波動

地盤変状の発生しない時の地震時応答を震度階（Ⅴ（-）～Ⅶ）、地震種別に応じて求める。なお、震度階と地震種別の条件から地盤ひずみが一意的に定まるため、地盤ひずみに応じた応答を計算する。

$$\begin{aligned} \text{波 長 } (\lambda) &= 100 \text{ (m)} \\ \text{振 幅 } (A) &= 0 \sim 5 \text{ (cm)} \\ \text{地 盤 ひ ず み} &= 0 \sim \pi \times 10^{-3} \end{aligned}$$

(2) 軟弱地盤沈下

軟弱粘性土地盤、人工造成地盤、盛土及び橋台背面地盤における沈下による応答を求める。

$$\text{沈 下 量} = 0 \sim 50 \text{ (cm)}$$

(3) 地割れ

軟弱粘性地盤、人工造成地盤における地割れによる応答を求める。

$$\text{地 割 れ} = 0 \sim 50 \text{ (cm)}$$

(4) 液状化^{7.5)}

液状化発生時の地下構造物の応答を浮上、鉛直変位、水平変位（軸方向・軸直角方向）について求める。なお、水平変位を生じる流動範囲は、過去の事例や応答に影響を与える距離のケーススタディ結果より決定した。

(i) 浮上

$$\text{浮 力 } f = \frac{\pi D^4}{4} \times Y_s - w \text{ (g/cm)} \text{ (管軸方向単位長さ当り)}$$

D : 外 径 (cm)

Y_s : 液状化地盤の単位体積重量 (g/cm³)

w : ケーブルを含めた管の単位長さ当りの重量 (g/cm)

液 状 化 範 囲 = 各管種に対して最大応答値を与える液状化範囲

(ii) 鉛直変位

$$\text{沈 下 量} = 0 \sim 100 \text{ (cm)}$$

(iii) 水平変位

(軸 方 向)

$$\text{水 平 変 位 量 } (\delta) = 0 \sim 100 \text{ (cm)}$$

$$\text{変位を生ずる範囲 (L)} = 50, 100, 200 \text{ (m)}$$

(軸直角方向)

$$\text{水 平 変 位 量 } (\delta) = 0 \sim 200 \text{ (cm)}$$

$$\text{変位を生ずる範囲 (L)} = 50 \text{ (m)}$$

一方、洞道設備に対する地震時外力として次に示す地盤変状を設定した。

- (1) 開削とう道（一般部と特殊部）・・・地震波動、軟弱地盤沈下、液状化時沈下、液状化時浮上
- (2) " （局舎取付部）・・・軟弱地盤沈下、液状化時沈下、液状化時浮上、地震波動
- (3) シールドとう道・・・・・・・・・・地震波動

なお、これらの地盤変状の入力値については管路設備に対するものと同じである。

7.3.5 各地震外力に対する応答解析^{7.3.5)}

(1) 解析モデル

(i) 管路設備

前述した各地震外力に対する管路設備の解析モデルを表7-13に示す。

表7-13 管路設備の地震外力と解析モデル

地震外力	一般管路部	構造物際管路部
波 動		
軟弱地盤沈下		
地 割 れ		
液 状 化		
鉛直変位		
水平変位 (軸方向)		
水平変位 (軸直角方向)		

(ii) とう道設備

とう道設備の解析では、表7-8に示した設備に対して、表7-14に示す地盤変状が作用した場合の応答計算を行った。なお、地盤変状の解析モデルは、管路設備のものを用いている。

表7-14 とう道設備の地震外力と解析ケース

解析する構造		波	地盤変状			
種別	号数		軟弱地盤沈下	液化時浮力	液化後沈下	
開削とう道	一般部	1	○R	○E	△	△
		2	○R	○E	○E	○E
		3	○R	○E	△	△
		4	○R	○E	△	△
	殊特部	1~2	○E	○E	△	△
		2~3	○E	○E	△	△
		2~4	○E	○E	△	△
シールドとう道	スチール	1	○R×E	-	-	-
		2	○R×E	-	-	-
		3	○R×E	-	-	-
		4	○R×E	-	-	-
	R	1	○R×E	-	-	-
		2	○R×E	-	-	-
		3	○R×E	-	-	-
		4	○R×E	-	-	-
開削とう道局舎取付部	固定	2	-	○E	○E	○E
	Joint	2	-	○E	○E	○E
シールドとう道立坑取付部	固定	2	○E	-	-	-

○：直接応答計算を行ったケース

△：○印の計算結果から応答値を類推したケース

-：解析対象外

E：ERAULプログラムにより解析を行ったケース

R：応答変位法により応答計算を行ったケース

R×E：応答変位法による応答値にERAULによる解析値との比較から補正を加えた。

(2) 地盤モデル

地盤ばね特性についてはNTTによる実験結果をもとに図7-19及び表7-15に示すようにバイ・リニア型でモデル化した。

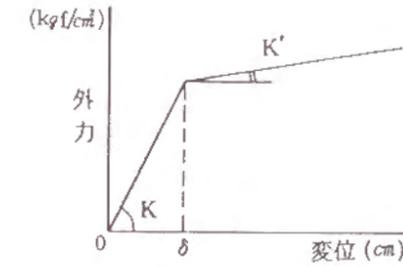


図7-19 地盤ばね

表7-15 地盤ばね

管種	軸方向			軸直角方向		
	K (kgf/cm ²)	K' (kgf/cm ²)	δ (cm)	K (kgf/cm ²)	K' (kgf/cm ²)	δ (cm)
PS、SA	0.593	0.0514	0.50	0.272	0.00272	4.0
I、ID	1.184	0.0299	0.44			
V	0.272	0.0922	0.64			
C	0.683	0.0578	0.53			
AP	0.683	0.0578	0.53			

但し、軟弱地盤沈下及び液状化解析では地盤ばねを下記のように補正した⁷⁸⁻⁸⁰⁾。

・軟弱地盤沈下

沈下側の地盤ばね : $K = 0.272 / 3$ 、 $K' = 0.00272 / 3$

・液状化時浮上

液状化域の地盤ばね : $K = 0.272 / 1000$ のリニア

・液状化時鉛直変位

沈下側の地盤ばね : $K = 0.272 / 10$ 、 $K' = 0.00272 / 10$ 、 $\delta = 40.0$

・液状化時水平変位

液状化域の地盤ばね : $K = 0.272 / 10$ のリニア

(3) 継手特性

各種ケースの引き抜き、押し込み、回転の特性値については実験により求めた値を使用した。また、実験値の得られていない古いタイプの継手については、図面をもとに模擬的に複製した継手に対し実験を行ったか、詳しい資料のないAP-シンプレックス継手についてはその構造から特性値を設定した。

(i) 管路の継手特性⁹¹⁻⁸²⁾

表7-16に各継手の継手特性値を示す。

表7-16 継手特性値一覧表

管種	継手	継手特性			No
		引き抜き	押し込み	回転	
PS	ねじ				1
	差し込み				2
	旧伸縮				3
	改伸縮				4

管種	継手	継手特性			No
		引き抜き	押し込み	回転	
PS	ダクトソケット			固定	5
	ダクトスリーブ				6
I	印ろ				7
	スクリー				8

管種	継手	継手特性			No.
		引き抜き	押し込み	回転	
Id	ねじ				9
	差し込み				10
	旧伸縮				11
	改伸縮				12

管種	継手	継手特性			No.
		引き抜き	押し込み	回転	
V	ダクトソケット				13
	ダクトスリーブ				14
	T				15
	R				16

管種	継手	経手特性			No
		引き抜き	押し込み	回転	
V	ダクトソケット			固 定	17
	ダクトスリーブ			固 定	
AP	シンプレックス				19

(ii) とう道の継手(ジョイント)特性

ERAULプログラムにより解析を行う際、シールドとう道のリング継ボルト及び開削とう道局舎取付部の止水ジョイントの伸縮特性、回転特性の非線形性を考慮に入れる必要がある。表7-17にNTTによる実験データをもとに設定した値を示す。シールドとう道のリング継手ボルト、開削とう道の局舎取りつけ部の止水ジョイントの伸縮特性及び回転特性を示したものである。

表7-17 とう道の継手特性

種別	ジョイント特性		
	引き抜き	押し込み	回転
RC 2号			—
スチール 2号			—
開削 2号 止水ジョイント		コンクリートの連続梁	

(4) 地下管路の多条多段時の解析

地下管路では多条多段布設されているが、このような管が地盤沈下等の管軸直角方向への地盤変状を受けた際、上下段の管と中段の管とは異った応答を示すと考えられる。

そこで図7-20に示すようなPS-ねじ継手管路について、図7-21に2ケースに対し、10cmの軟弱地盤沈下を作用させ、応答値の比較を行った。

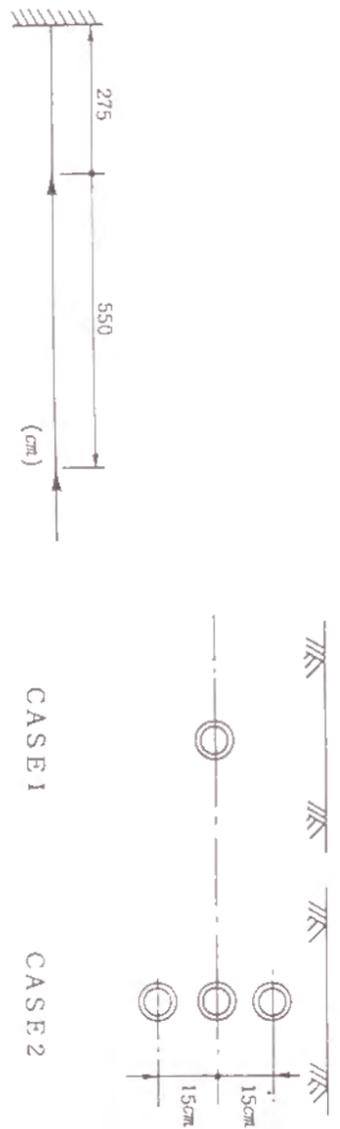


図7-20 多条多段の解析モデル

図7-21 多条多段の解析ケース

尚、CASE 2の解析では地盤はね係数(kgf/cm²)を下式により算出した。

$$K = L \times k$$

$$L = 2 (2Y + 2D)$$

$$= 4 (Y + D)$$

$$(k = 0.272 \text{ kgf/cm}^2)$$

K : 地盤はね係数 (kgf/cm²)
 L : 周 長 (cm)
 Y : 中心間距離 (cm)
 D : 外 径 (cm)
 k : 地盤はね定数 (kgf/cm²)

また、継手特性についてもCASE 2では、継手の曲げ剛性のみ管路の本数倍(3倍)として解析を行った。

解析結果を表7-18に示す。

表7-18 多条多段の解析結果

	最大発生応力	最大継手回転角
CASE 1	2 8 9 2.7 kgf/cm ²	0.6 2 8 deg
CASE 2	3 4 1 8.1 kgf/cm ²	0.6 9 8 deg
CASE 1 / CASE 2	1.2 0	1.1 1

以上の解析結果から多条多段配管の管路が軸直角方向への地盤変状を受ける場合、上下段管の応答値は単管の場合と比較して、応力で1.2倍、継手回転角で1.1倍程度である。

(5) 解析結果

解析結果は地盤変状量に応じた最大発生応力と継手回転角あるいは継手伸縮量がグラフで出力されている。表7-19および表7-20は、7. 3. 4で設定したように最大の地盤変状量に対する応答値である。

表7-19 一般管路部の解析結果(最大応答値)

管種	継手	地盤変状	波動 (最大地盤ひずみ 3.14E3μ)	軟弱地盤沈下 (最大沈下量 50cm)	地割れ (最大地割れ幅 50cm)	波 状 化					No	
						浮 上	鉛直変位 (最大沈下量 100cm)	(軸 方 向)				
								(軸直角方向)	L=50m, δ=2m	L=50m, δ=2m		L=100m, δ=1m
SA	鉛 コーキング	管体	2.926.2 K	8.195.0 K	2.034.2 K	1.417.5 K	17.964.2 K	7.919.9 K	7.280.0 K	7.733.5 K	7.569.5 K	1
		継手	1.0 C	2.0 D	18.1 C	0.1 D	3.9 D	1.6 D	22.4 C	44.0 C	43.5 C	
PS	ね じ	管体	2.739.1 K	8.089.1 K	9.370.2 K	1.429.2 K	18.039.4 K	7.514.5 K	5.745.3 K	6.730.0 K	9.900.7 K	2
		継手	0.2 C	5.3 D	2.1 C	0.1 D	15.7 D	3.8 D	1.0 C	1.4 C	2.2 C	
	差 込	管体	2.008.4 K	8.079.2 K	8.284.5 K	1.321.9 K	18.018.5 K	7.513.7 K	6.004.5 K	6.588.1 K	9.548.4 K	3
		継手	0.7 C	4.6 D	2.4 C	1.0 D	13.5 D	3.9 D	1.8 C	2.1 C	2.8 C	
I	印 ろ う	管体	2.856.7 K	5.742.1 K	1.352.4 K	782.0 K	12.838.4 K	9.511.4 K	6.073.8 K	6.172.6 K	6.729.0 K	4
		継手	1.0 C	2.5 D	17.9 C	▲ 0.2 D	4.2 D	2.3 D	17.2 C	36.6 C	64.9 C	
I d	スクリュー	管体	2.279.7 K	5.511.6 K	367.0 K	780.0 K	12.609.0 K	7.151.0 K	5.637.4 K	5.697.8 K	5.249.7 K	5
		継手	0.7 C	4.5 D	19.0 C	0.2 D	6.7 D	3.6 D	28.1 C	53.4 C	72.6 C	
	ね じ	管体	2.370.6 K	5.703.9 K	1.558.6 K	795.8 K	12.403.7 K	6.818.9 K	4.966.2 K	6.571.7 K	11.599.5 K	6
		継手	0.1 C	1.5 D	0.2 C	0.1 D	2.5 D	▲ 1.3 D	0.1 C	0.1 C	0.2 C	
	差 込	管体	811.4 K	5.327.5 K	5.233.0 K	745.0 K	12.928.1 K	8.193.1 K	2.833.3 K	4.210.6 K	7.985.6 K	7
		継手	0.9 C	5.4 D	3.0 C	0.2 D	10.8 D	4.3 D	1.6 C	1.4 C	4.5 C	
V	T S	管体	89.8 K	808.7 K	674.6 K	76.9 K	1.711.7 K	323.1 K	1.181.4 K	1.130.8 K	1.134.7 K	8
		継手	0.2 C	▲ 0.3 D	1.7 C	0.7 D	▲ 0.4 D	1.3 D	3.5 C	4.0 C	2.9 C	
	R R	管体	46.7 K	808.7 K	257.6 K	76.5 K	1.711.8 K	321.5 K	442.2 K	399.0 K	559.3 K	9
		継手	1.0 C	▲ 0.5 D	21.6 C	1.2 D	▲ 0.8 D	1.7 D	48.0 C	45.1 C	43.8 C	
C	差 込	管体	208.5 K	1.560.8 K	372.0 K	42.6 K	3.529.6 K	1.362.3 K	1.626.6 K	2.186.8 K	2.267.4 K	10
		継手	(無継手で解析)	— D	— C	— D	— D	— D	— C	— C	— C	
AP	シン プ レ ッ ク ス	管体	157.2 K	1.079.1 K	167.1 K	3.6 K	2.214.7 K	1.253.5 K	242.3 K	141.8 K	— K	11
		継手	0.4 C	3.3 D	24.3 C	1.5 D	6.1 D	6.1 D	34.4 C	35.6 C	— C	

単位 (K : kgf/cm², C : cm, D : deg)

表7-20 構造物管路部の解析結果(最大応答値)

管種	ダクト口	MH際	継手	地盤変状	液動 (最大地震ひずみ 3.14E3μ)	軟弱地盤沈下 (最大沈下量 50cm)	地割れ (最大地割れ幅 50cm)	液状化				No		
								浮上	鉛直変位 (最大沈下量 50cm)	(軸直角方向) L=50m, δ=2m	(軸方向) L=50m, δ=1m		L=100m, δ=1m	L=200m, δ=1m
SA	モルタル	船	船	管体	2,939.8 K	21,460.0 K	2,706.3 K	2,106.5 K	27,585.2 K	54,107.3 K	7,714.0 K	8,414.7 K	▲7,312.7 K	1
					継手 ▲0.2 C	2.3 D	21.7 C	▲0.2 D	2.3 D	5.9 D	22.8 C	47.1 C	64.7 C	
		ね	ね	管体	2,513.4 K	21,147.6 K	19,141.9 K	2,121.5 K	27,546.0 K	54,584.6 K	11,818.2 K	18,134.5 K	22,726.4 K	2
					継手 0.8 C	0.8 D	4.6 C	▲0.1 D	0.8 D	24.2 D	0.0 C	0.0 C	0.1 C	
PS	D	旧	ね	管体	2,564.8 K	22,331.2 K	17,665.2 K	2,107.5 K	27,737.4 K	54,280.2 K	10,835.4 K	16,769.0 K	2,228.6 K	3
					継手 ▲0.2 C	7.4 D	4.2 C	▲0.1 D	7.0 D	12.5 D	2.1 C	3.7 C	4.9 C	
	D	ね	ね	管体	2,517.5 K	5,426.4 K	833.5 K	1,729.3 K	6,158.3 K	11,360.8 K	9,172.8 K	▲9,078.6 K	▲7,530.9 K	4
					継手 2.2 C	▲10.8 D	49.3 C	▲0.6 D	▲12.3 D	25.5 D	29.6 C	52.9 C	70.4 C	
	スリーブ	差	差	管体	▲2,041.2 K	5,447.2 K	913.1 K	896.8 K	6,148.0 K	11,323.4 K	▲3,644.3 K	▲2,844.7 K	▲1,387.1 K	5
					継手 4.6 C	▲10.9 D	48.9 C	▲1.9 D	▲12.3 D	24.2 D	58.4 C	75.4 C	85.3 C	
	モルタル	改	差	管体	▲2,041.2 K	21,371.1 K	16,369.9 K	1,824.0 K	27,579.1 K	54,088.4 K	12,140.9 K	17,442.2 K	21,032.2 K	6
					継手 ▲1.5 C	2.0 D	4.6 C	▲0.8 D	2.0 D	5.1 D	3.1 C	4.6 C	5.6 C	
I	モルタル	印	印	管体	2,453.8 K	14,898.4 K	5,755.3 K	1,062.1 K	19,396.4 K	37,784.0 K	▲4,661.6 K	▲5,157.2 K	▲6,409.3 K	7
					継手 0.5 C	1.0 D	7.3 C	▲0.2 D	1.5 D	2.8 D	25.5 C	46.2 C	63.6 C	
Id	モルタル	スクリュー	スクリュー	管体	2,176.9 K	15,011.3 K	630.6 K	961.5 K	19,648.2 K	38,496.9 K	▲4,488.4 K	▲5,215.7 K	▲5,081.2 K	8
					継手 0.7 C	1.9 D	31.7 C	▲0.6 D	2.7 D	5.6 D	32.4 C	50.0 C	70.3 C	
	D	旧	ね	管体	▲2,191.4 K	9,775.6 K	489.5 K	914.9 K	11,381.6 K	24,723.9 K	▲4,761.4 K	▲5,033.0 K	▲4,684.6 K	9
					継手 4.9 C	▲5.4 D	45.6 C	▲0.4 D	▲6.3 D	▲10.1 D	41.3 C	60.0 C	94.3 C	
	D	ね	ね	管体	2,193.9 K	4,768.3 K	587.0 K	894.8 K	4,730.6 K	20,951.8 K	▲4,743.6 K	▲5,011.8 K	▲4,681.7 K	10
					継手 2.6 C	▲11.4 D	48.4 C	▲0.4 D	▲12.3 D	▲13.4 D	34.6 C	52.7 C	70.7 C	
	スリーブ	差	差	管体	▲807.4 K	3,609.8 K	489.7 K	224.1 K	3,784.9 K	25,930.7 K	▲2,872.4 K	▲2,808.0 K	▲1,726.1 K	11
					継手 4.6 C	▲12.5 D	47.2 C	▲2.1 D	▲13.1 D	12.3 D	50.2 C	67.3 C	82.7 C	
	モルタル	改	差	管体	▲807.4 K	9,514.2 K	11,067.8 K	225.1 K	10,436.9 K	37,982.7 K	6,907.9 K	9,541.0 K	11,869.4 K	12
					継手 ▲1.0 C	▲7.0 D	5.6 C	▲2.0 D	▲7.7 D	3.6 D	3.5 C	4.6 C	5.7 C	
V	D	T	S	管体	▲392.0 K	2,104.9 K	1,131.4 K	113.2 K	2,734.9 K	5,463.0 K	3,053.8 K	3,347.2 K	3,450.4 K	13
					継手 ▲0.0 C	▲0.2 D	0.2 C	0.6 D	0.1 D	3.2 D	0.5 C	0.6 C	0.6 C	
	D	R	R	管体	▲46.7 K	2,104.9 K	299.4 K	115.0 K	2,734.7 K	5,461.9 K	438.8 K	467.3 K	485.6 K	14
					継手 4.6 C	▲0.4 D	23.5 C	1.1 D	0.2 D	3.6 D	68.2 C	79.6 C	75.0 C	
C	固定	差	差	管体	▲699.3 K	4,147.2 K	1,140.0 K	63.5 K	5,445.3 K	10,548.4 K	2,360.6 K	3,734.2 K	4,822.8 K	15
					継手 (新継手で解析)	— D	— C	— D	— D	— D	— C	— C	— C	
AP	固定	シンプ	シンプ	管体	▲227.9 K	7,678.7 K	142.3 K	▲13.9 K	4,314.9 K	8,567.8 K	▲764.2 K	▲462.5 K	— K	16
					継手 4.3 C	9.1 D	40.0 C	▲1.4 D	8.0 D	6.5 D	68.4 C	82.0 C	— C	

※但し、継手部は・印継手の応答値を示す。

単位 (K : kgf/cm², C : cm, D : deg)

7.4 通信土木設備の損傷確率の算定

7.4.1 損傷確率の算定手法

管路及びどう道の挙動解析の結果、図7-22のA曲線に示すように地盤変量に対応した応答値(最大発生応力、継手伸縮量及び回転角)が得られている。

損傷確率は表7-21に示すように、地盤変位の種類毎に変位量をいくつかの区分に分割し、それぞれの地盤変量区分(外力区分)に応じた損傷確率を算出した。算出手順は次のようになる。

- ① 地盤変位量を表7-21に示す区分に分割する。
- ② 地盤変位時の挙動解析結果から、管体、どう道本体あるいはジョイント部での限界値： σ_B に対応する地盤変位量： S_B を算出する(図7-22参照)。
- ③ ①で分割した外力区分(S_i, S_{i+1})の間では地盤変位量が次に示すような正規分布すると考える。

$$S = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right\}$$

$$\mu = (S_{i+1} + S_i) / 2$$

$$\sigma = (S_{i+1} - S_i) / 2$$

④ 図7-22に示す斜線部が③で設定した外力区分(S_i, S_{i+1})での損傷確率 P_i となる。

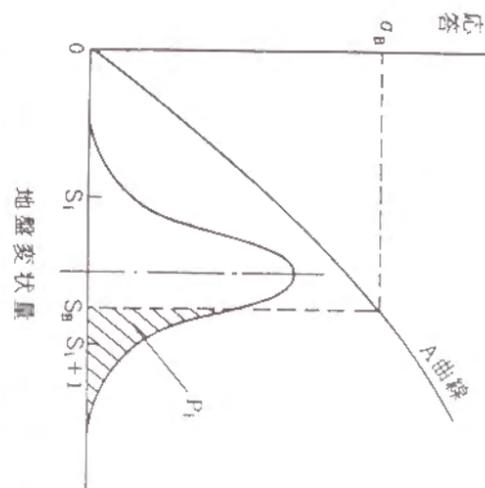


図7-22 損傷確率の算定手法

表7-21 地盤変位量区分(外力区分)

地盤変状	分 割 幅				
軟弱地盤沈下	0~5	5~15	15~30	30~50	50~
地 割 れ	0~5	5~15	15~30	30~50	50~
液状化時鉛直変位	0~5	5~15	15~30	30~50	50~80
液状化時水平変位	0~10	10~30	30~60	60~100	100~

(単位: cm)

但し、液状化時浮力の解析では、完全液状化したと仮定した浮力と、管路及びとう道に最大応力を発生させる液状化範囲を用いて解析を行っており、ひとつの管路形態に対して応答値が一義的に算出されている為、被害確率は0あるいは1となる。また、波動による損傷確率は、表7-12に従い地盤種別震度階毎に算出した。

7.4.2 設備耐力の限界値

管路及びとう道の破壊応力については、設備標準規格を基に表7-22のように設定した。また継手部の伸縮、回転の限界値については、表7-16及び表7-17の継手特性及び継手構造から表7-23、表7-24、表7-25のように設定した。

但し、シールドとう道については表7-17に示したジョイント特性をもとに、ジョイント部が3mm開く時の軸力を換算してこれを限界値とした^{*)}。

表7-22 管体及びとう道の破壊応力

管種	破壊応力 (kgf/cm ²)
PS、SA	3,500
I	2,000
Id	4,000
V	500
C	30
AP	140
開削とう道	450

※ C管は継手部のモルタル強度

表7-23 継手部限界値 (一般管路部)

管種	継手	限界値	
		引き抜き (cm)	回転 (deg)
SA	鉛	1.3	—
PS	ねじ	1.1 E-1	0.33
	差込	0.66	—
I	印ろう	1.3	—
Id	スクリュー	0.2	9.91
	ねじ	2.8 E-2	1.08
	差し込み	1.18	14.15
V	TS	—	—
	RR	5.0	—
AP	シンプレックス	4.0	6.0

表7-24 継手部限界値 (構造物際)

管種	継手	限界値	
		引き抜き (cm)	回転 (deg)
PS	旧伸縮	8.5	—
	改伸縮	14.5	—
	ダクトスリーブ	15.0	—
	ダクトソケット	—	—
Id	旧伸縮	14.0	—
	改伸縮	14.5	—
	ダクトスリーブ	15.0	—
	ダクトソケット	—	—
V	ダクトスリーブ	15.0	—
	ダクトソケット	—	—

表7-25 開削とう道-2号止水ジョイントの限界値

引き抜き (cm)	18.0
押し込み (cm)	—
回転 (deg)	3.7

7.4.3 損傷確率の算定

(1) 管路設備

各地震外力に対する解析モデルを設定し、継手特性、地盤はね特性を考慮した地震時応答解析の結果と管路の限界値の比較を行うことによって地震時における管路設備の損傷確率を求めた。

(2) とう道設備

とう道の設備の損傷確率については、開さくとう道とシールドとう道に分けて次のように求めた。

(i) 開さくとう道

① 波 動

管路と同様に破損応力 ($\sigma_f = 450 \text{ kgf/cm}^2$) に達する時の地震ひずみを求め、損傷確率を求めた。

② 軟弱地盤沈下、液状化時鉛直変位

管路と同様に損傷確率を算出した。

③ 液状化時浮上

共同溝指針中の「とう道浮上り判定」で危険と判定される場合には、号数に関係なく、損傷確率を1とした。

(ii) シールドとう道

① 一般部

リング継手部の変位が破損変位量 (3mm) に達する時の地盤ひずみを求め損傷確率を求めた。但し、とう道埋設深さを次のように3種類に区分した。

- 土被り小: $0 < Z/H < 0.4$ (代表値0.2)
- 土被り中: $0.4 < Z/H < 0.7$ (代表値0.55)
- 土被り大: $0.7 < Z/H$ (代表値0.85)

但しZ=とう道被り (m)、H=表層地盤厚 (m)

② 立抗取付部

応答値を比較した結果から、立抗取付部では、応答が1.6倍になるとして、一般部と同様に、損傷確率を求めた。

また、とう道設備で標準断面以外のものは、まず標準断面のものについて応答解析を行い、それ以外については応答値に補正のための係数を乗じて損傷確率を求めた。とう道の解析は表7-14に示したように31ケースあるが、類似した構造・地震外力に対しては、応答値の推定かできる。以下、こうした特殊なケースについて述べる。

(iii) シールドとう道の波動解析⁹⁴⁻⁹⁶⁾

既に述べたように、シールドとう道の波動解析は、応答変位法による解をERAULプログラムによる解析解との比較から補正している。手順は次のようになる。

① リング継ボルトを考慮した等価断面剛性を用い応答変位法で解を求める。

② RC-2号、ST-2号の2種類に対しERAULプログラムによりセグメント毎にモデル化して、解析を行う。尚、この解析ではリング継ボルトのジョイント特性の非線形性を考慮している。

③ 下式により応答値の補正を行う

$$R_i = K \times R_i^*, \quad K = R^e / R^*$$

R: 応答値

i : 応答変位法による解

e : ERAULプログラムによる解析解

i : とう道号数

※ 計算の結果 $K = 0.25$ となった。

(iv) 開削とう道の液状化解析

開削とう道の液状化時浮力及び液状化後沈下の解析は、2号とう道についてのみ行い、1号、3号、4号とう道について次式により応答値を推定した。

$$R_{1,3,4}^{\text{液状化}} = \frac{R_{2号}^{\text{液状化}}}{R_{2号}^{\text{軟弱地盤沈下}}} \times R_{2号}^{\text{液状化}}$$

R: 応答値

i : とう道号数

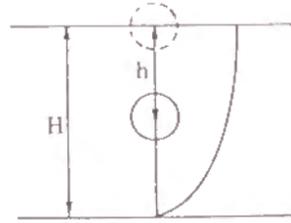
(v) 埋設深さの影響

深層に埋設されているシールドとう道では、その埋設深さによって応答値が異なるはずである。そこで、表層の1次元せん断振動を考慮して応答値を低減している。

ERAULによる応答を R_0 、ボーリングデータから得られる表層厚をH、とう道の埋設深さをhとすると、地中での応答 R_1 は

$$R_1 = R_0 \cdot \cos(\pi/2 \times (h/H))$$

で与えられる。



(vi) 解析結果

応答変位法による計算結果を表7-26に、ERAULによる解析結果を表7-27に示す。但し、表7-27は最大地盤変状量に対する応答値である。また、表7-27中のシールドとう道の応答値は先に述べた補正は行っていない。(※同補正は損傷確率の算定時に考慮した)

表7-26 応答変位法による波動解析結果 (最大地盤ひずみ $3.14 \times 10^{-3} \mu$)
(kgf/cm²)

種 別	号 数	応 答 値	
		引 張 り	圧 縮
シールドR/C	1	122.8	265.3
	2	111.5	235.5
	3	82.9	197.8
	4	81.3	175.2
シールド スチール	1	198.4	254.6
	2	170.2	235.2
	3	141.9	213.2
	4	131.6	197.2
開 削	1	202.2	
	2	194.1	
	3	151.7	
	4	119.6	

表7-27 ERAULによる解析結果 (最大応答値) (kgf/cm²)

解 析 す る 構 造		波 動 (最大地盤ひずみ $3.14 \times 10^{-3} \mu$)	地 盤 変 状			
種 別	号 数		軟弱地盤沈下 (最大沈下量 50 cm)	液状化時 浮 上	液状化時水平変位 (最大沈下量 100 cm)	
開 削 と う 道	一 般 部	1	—	413.4	—	—
		2	—	412.7	549.8	675.0
		3	—	374.8	—	—
		4	—	340.0	—	—
	特 殊 部	1~2	292.4	② 411.6	—	—
				① 413.5		
		2~3	281.0	③ 386.4	—	—
				② 451.1		
2~4	282.3	④ 339.4	—	—		
		② 730.1				
開削とう道	固 定	2	—	1053.1	839.8	2257.9
局舎取付部	Joint	2	—	419.0	563.1	817.7
シールドとう道 立坑取付部	固 定	ST-2	2279.0	—	—	—
		RC-2	179.3	—	—	—

※ 但し、開削とう道・特殊部の軟弱地盤沈下解析結果の○印内の数字は、それぞれ沈下側のとう道号数を示す。

※ シールドとう道立坑取付部の解析結果は、等価断面剛性を用いPC-ERAUL (パソコンERAUL) で解析した結果であり、(2)-(iii) で述べた補正は行っていない。

その結果、開削およびシールドとう道ともいづれも地震時外力に対して損傷確率は非常に小さく、管路と比較して、その耐震性が高いことがわかった。

7.5 地下ケーブルの定量的耐震性

地下ケーブルの耐震性のための損傷確率は次の手順に従って求めた。

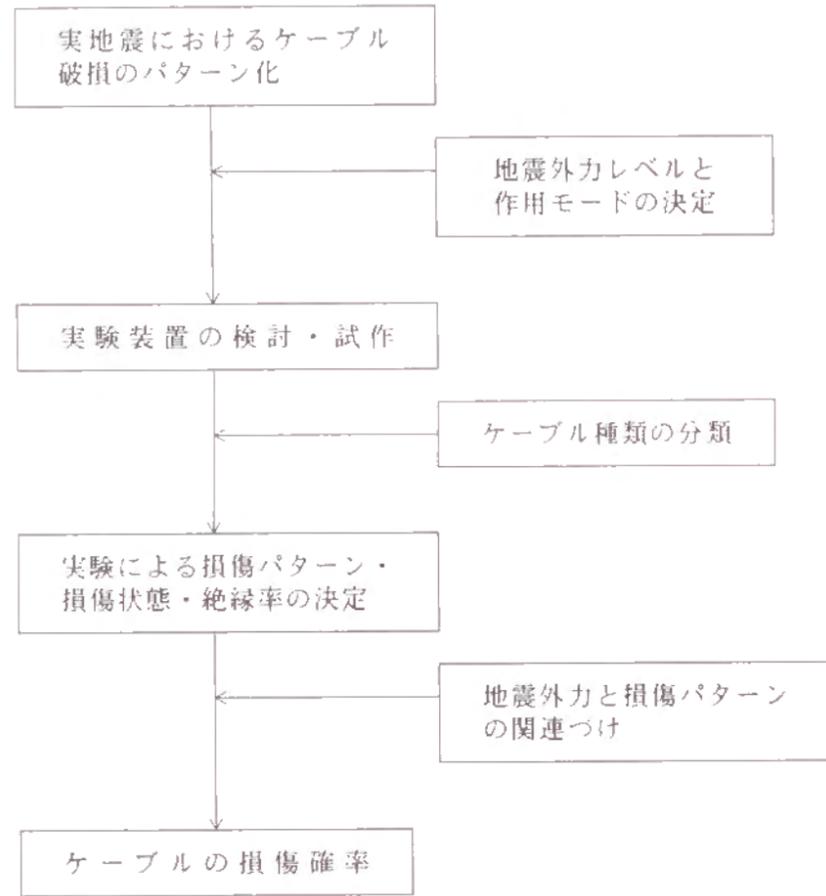


図7-23 ケーブルの損傷確率を求める検討フロー

この図より、ケーブルの損傷実験から得られる結果をもとにしてケーブルの損傷確率を求める。管路内に收容されている地下ケーブルの損傷算定は現状では評価不可能であり、ケーブルの挙動を把握するために損傷実験を実施した。この実験により伝送特性の変化及びケーブル外皮の変化等を測定することによりケーブルの信頼性を定量的に評価する。

7.5.1 マンホール内接続点の耐震性

マンホール内接続点の損傷に関する考察を以下に述べる。

- (1) 図7-24に示すように、ケーブルの移動に対して一様な摩擦力摩擦係数0.5を有する管路の一端からケーブルを引き出す時、引出し量と他端に作用する力の関係を求めると図7-25となる。

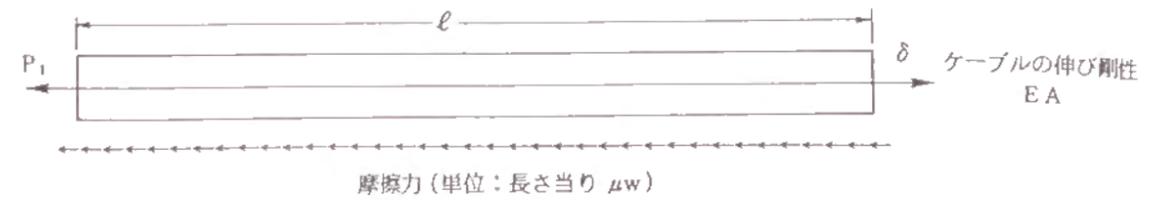


図7-24 計算モデル

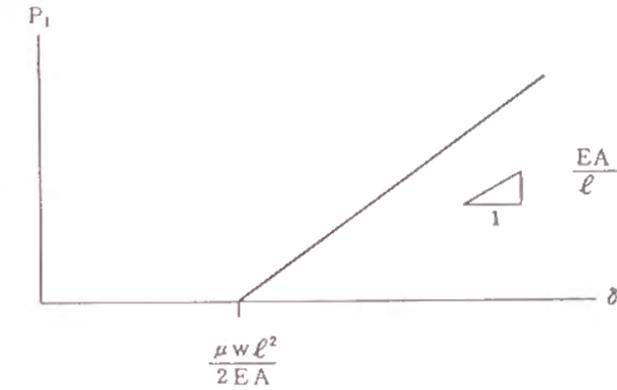
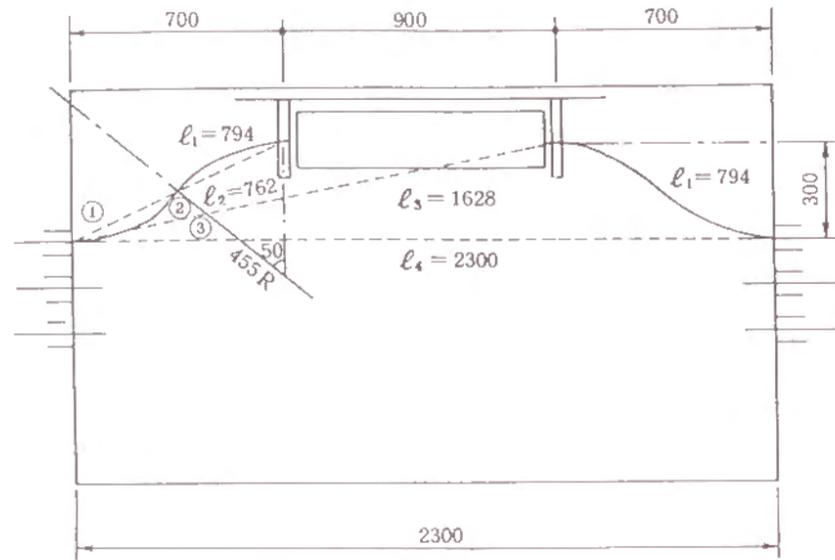


図7-25 $\delta \sim P_1$ の関係

- (2) マンホール内の接続点付近は、余長をとってほう縛してあり、引張り力に対してほう縛か脱落し、ケーブルは形状変化する。3号マンホール内のケーブル形状変化は図7-26のとおりとなり、最初の受け金物から約100kgfでケーブルのほう縛か脱落し、次の受け金物から約500kgfで脱落する。
- (3) 管路区間の途中で δ だけ離脱した時に、 δ はほぼ管路長に比例配分されて両側の接続点に影響を及ぼす。それ故、マンホール際で離脱した場合、管路側からケーブルが引き出される。
- (4) 3号マンホール内に收容されたケーブル(0.5-2000PEC)接続部が、管路離脱時に受ける力を図7-27に示す。 l が100mの場合を例にすると、マンホール内の接続点か破壊する一時的強度は約3.0tonであり、マンホール内のケーブル余長及び管路内ケーブル伸び量の合計が約300mm以下であれば、接続点には影響を及ぼさないことになる。

また、マンホールの近傍で離脱が生じた場合は、マンホール内の余長(約190mm)以上になるとケーブルの接続部に影響を与える可能性はあるが、接続部の強度を超える力が加わる前に、次のマンホール区間のケーブルを移動させるものと想定される。以上の検討より、マンホール内接続点の地震時機能低下は小さいと判断される。



- ① $\Delta l_1 = 32\text{m} [\Delta l_1 = l_1 - l_2]$
- ② $\Delta l_2 = 34\text{m} [\Delta l_2 = (l_2 + 900) - l_3]$
- ③ $\Delta l_3 = 122\text{m} [\Delta l_3 = (l_3 + 794) - l_4]$

図7-26 3号マンホールでのケーブル形状変化

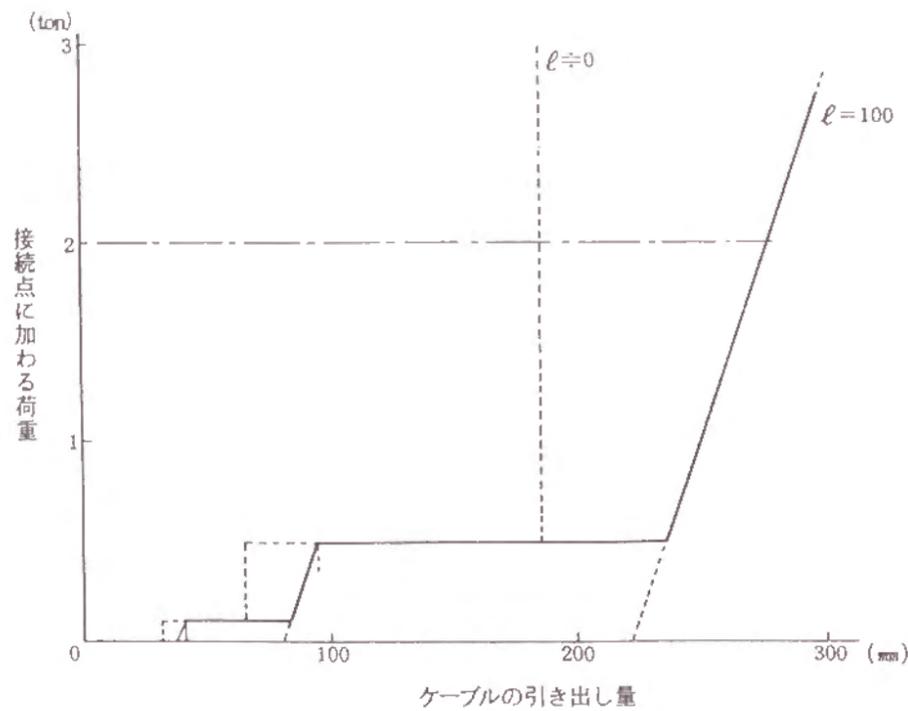


図7-27 管路離脱時における離脱量とケーブル接続部が受ける力の関係

7.5.2 損傷実験

(1) 地下ケーブルの損傷メカニズム

日本海中部地震(1983)等で発生した通信用地下ケーブルの損傷状況から、ケーブルの損傷に至るプロセスを図7-28のように考えた。

- ① 地盤変状の発生により、管路継手部が破損し、引き抜ける。
 - ② 離脱した管路の一方が軸直角方向に移動する。
 - ③ 揺り戻しにより、移動した管路が軸直角に移動する。
- 以上の過程で、②ないし③の状態ではケーブルが損傷する。

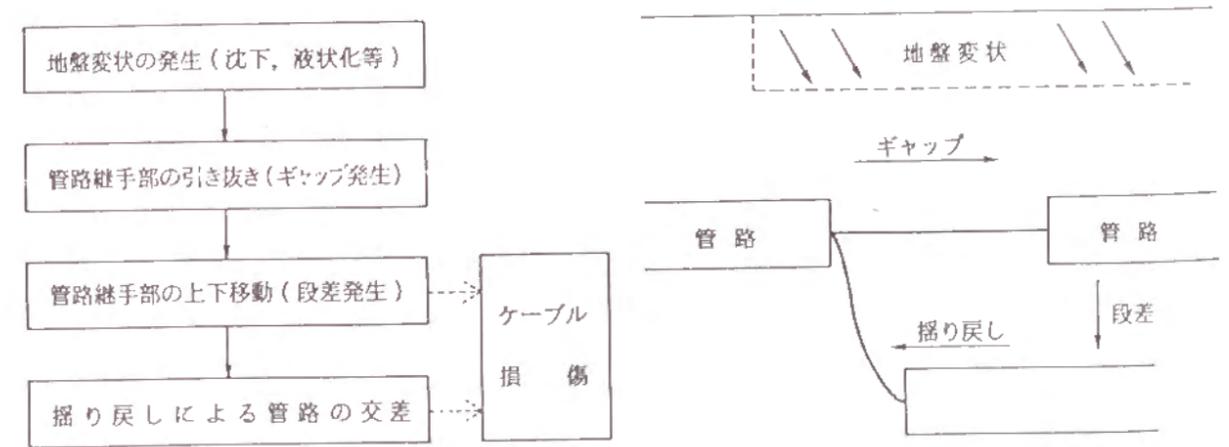


図7-28 地下ケーブルの損傷メカニズム

(2) 損傷再現実験

管路内に收容されている地下ケーブルの被害は現状では評価不能であり、通信サービスへの影響も推定できない。そこで地下管路の離脱・移動が地下ケーブルに及ぼす影響を定量的に把握するために、「管路内ケーブル損傷実験」を実施することにした。この実験はケーブルを收容した地下管路を実験装置内に再現してケーブルを変形させ、伝送特性の変化、ケーブルの外観の変化等を測定するもので、地震時のケーブル被害を定量的に評価するものである。

(3) 実験の概要

地盤変状により破壊され、2分割された管路(固定管路部分と移動管路部分)に想定する範囲で相対変位が生じた場合に、管路内に引き通されている通信用地下ケーブルの伝送特性がどのように変化するか測定した。すなわち、移動管路部分に一定のパターンで強制変位を与え、一定のポイントで伝送特性を測定して、ケーブルの損傷度合いを決定した。

(図7-29参照)

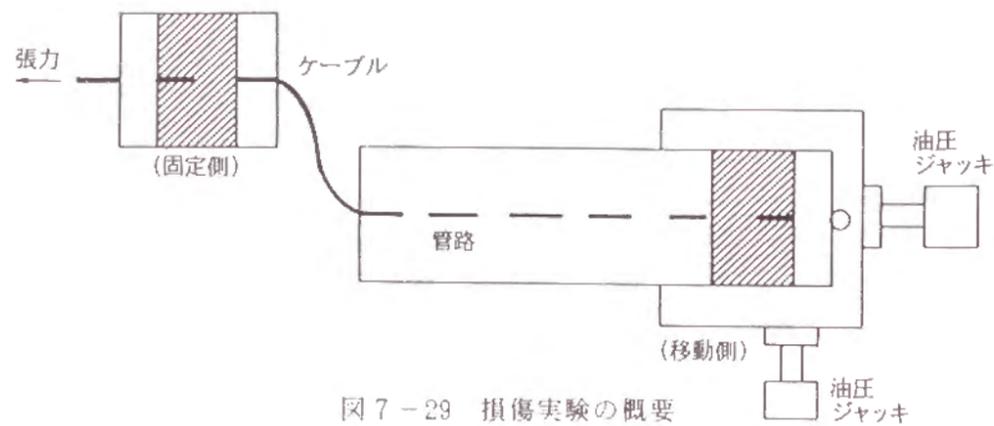


図7-29 損傷実験の概要

(i) 移動管路は、①ギャップ発生 (ΔU)、②段差発生 (ΔV)、③揺り戻しの順に操作した。操作範囲は次のとおりである。

- ・最大ギャップ量：マンホール間の最大変位量より30cm
(地盤ひずみが 10^{-3} のとき、マンホール間(250m)に生じる変位)

- ・最大段差量：過去の地震時沈下事例より50cm

- ・最大揺り戻し量：最大ギャップ量と同じだけ交差

ケーブルの伝送特性の測定は、②段差発生直後と③揺り戻しの過程で実施した。ケーブル種別に応じて次の項目を測定した。

- ・メタリックケーブル：心線間の絶縁抵抗
- ・同軸ケーブル：外部導体と中心導体間の絶縁抵抗
- ・光ケーブル：伝送損失

(図7-30参照)

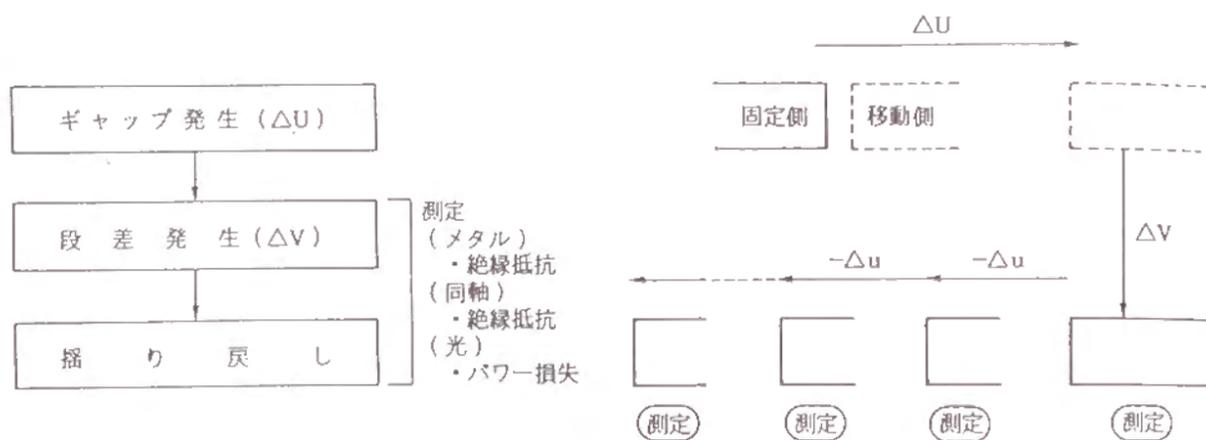


図7-30 伝送特性の測定

(4) 実験ケース

ケーブル種別による被害の違いを明らかにするために、大都市に多く用いられている通信地下ケーブルを勘案して表7-28に示すケーブルについて実験を行った。また、管路の剛性による影響を明らかにするために、管路部分に塗覆装鋼管 (PS管) と硬質ビニル管 (V管) を用いて実験を行った。移動測定路の長さは、液状化した地盤中の管路のある区間で強制変位が作用した場合の段差点から最大変位を生じる点までの距離を目安に、PS管4m、V管2mとした。

表7-28 実験ケース一覧

実験対象ケーブル			PS管	V管
メタル	0.4	-1000 PEC	○	○
	0.4	-2400 PEC	○	○
	0.65	-1000 PEC	○	—
	0.5	-1800 ST	○	—
	0.5	-1800 Pb	○	—
同軸	9.5	-8 COX	○	○
OFC	2.4	-GI	○	○

(5) 損傷実験結果の考察

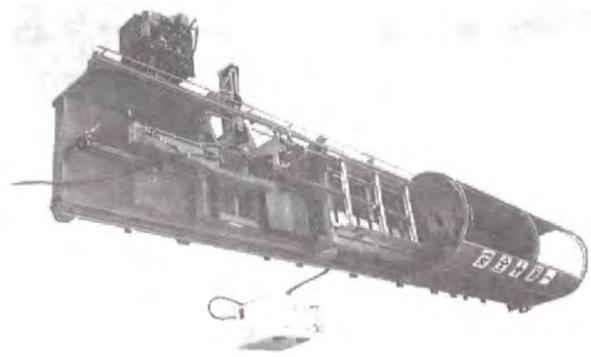
各種地下ケーブルの被害を管路の被害パターン毎に整理したのが表7-29である。管路の被害パターンは以下に示す5パターンに分類した。

- A：地震波動により管路継手部で離脱し、一方が水平に移動した場合。
- B：地盤沈下 (液状化地盤、軟弱地盤など) により管路継手部で離脱し、一方が水平に移動した後、鉛直に移動した場合。
- C：液状化時鉛直変位で、小さく揺り戻しが生じた場合。
- D：軟弱粘性土地盤などでの沈下で、ケーブルが直角になる程折れ曲がる場合。
- E：液状化時水平変位で、ケーブルが鋭角に折れ曲がる場合。

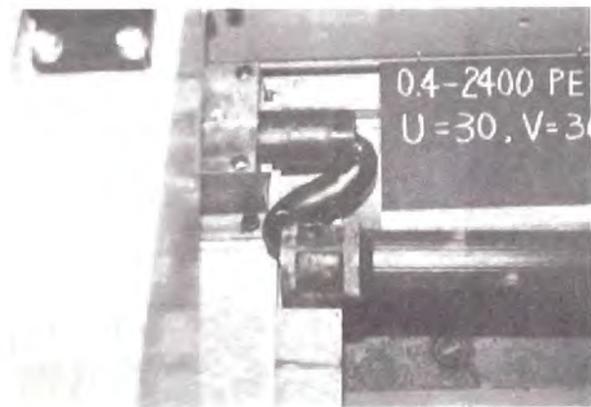
実験結果より以下のことが判明した。

- ① 段差量が小さい場合、揺り戻しを与えてもケーブル被害を生じない。これは、管路とケーブルの間で滑りを生じてケーブルに沿って管路が戻るためである。

- ② 光ケーブルを除いて、V管に收容されている地下ケーブル（外径40mm以上）は損傷しない。これは、管路よりもケーブルの方が剛性が高く、管路が入きくたわむからである。
- ③ メタリックケーブルは、ケーブル外径が大きい程混線被害を生じにくい。一方、ケーブル外被の損傷は、ケーブル外径が大きい方が生じやすい。
- ④ 鉛被ケーブルは、無理な変形により外被に亀裂が入り易く、紙絶縁であるため、絶縁不良を生じ易い。
- ⑤ 同軸ケーブルは、同程度の外径のメタリックケーブルに比べて変形しにくい、いったん変形すると外部導体と中心導体がショートして通信不能となる場合がある。
- ⑥ 光ケーブルは、揺り返しが大きい場合、数dB程度損失が増加し、“瞬断”被害を生じる。しかし、通信異常に至らない場合でも、地盤変状によりケーブルが折れ曲ると局所的に伸びと曲がりによる残留ヒズミが生じ、光ケーブルの寿命に影響を及ぼす可能性がある。



(a) 管路内ケーブル損傷実験装置



(b) 実験によるケーブル変形状況
(ギャップ量30cm, 段差量30cmの時)

写真7-1 管路内ケーブル損傷実験

表7-29 地下ケーブルの損傷実験結果

分類	地盤変状等	管路とケーブルの状態	ケーブルの損傷度合					
			0.4-10 PEC	0.4-24 PEC	0.5-18 ST	0.5-18 Pb	9.5-8 COX	24GI
A	波動		異常なし					
B	液状化時鉛直変位		段差が20cm以上の場合、ケーブルの偏平が発生					ほとんど損失増加が見られず
C	ただし、沈下量20cm以上		心線異常なし ケーブルの折れ曲がり	心線異常なし ケーブルの折れ曲がり	心線異常なし ケーブルの折れ曲がり	外被の亀裂 (亀裂発生後絶縁不良の可能性あり)	数心ショート の場合あり	ほとんど損失増加が見られず
D	軟弱地盤での沈下・地割れ ただし、沈下量20cm以上		数%の絶縁不良場合あり 外被損傷の場合あり	数%の絶縁不良場合あり 外被損傷の場合あり	数%の絶縁不良場合あり	外被の破断 (破断発生後絶縁不良の可能性あり)	数心ショート の場合あり	0.2~0.5dB の損失増加
E	液状化時水平変位		数十%程度の絶縁不良 外被損傷	数十%程度の絶縁不良 外被損傷	数十%程度の絶縁不良 外被損傷の場合あり	数十%程度の絶縁不良 外被の破断 (破断発生後絶縁不良の可能性あり)		1~2dB 程度の損失増加

← : 管路の移動方向
管種: P S管
なお、V管については、光ケーブル以外のケーブルに被害が生じなかった。

枠内は設備被害
内はサービス被害

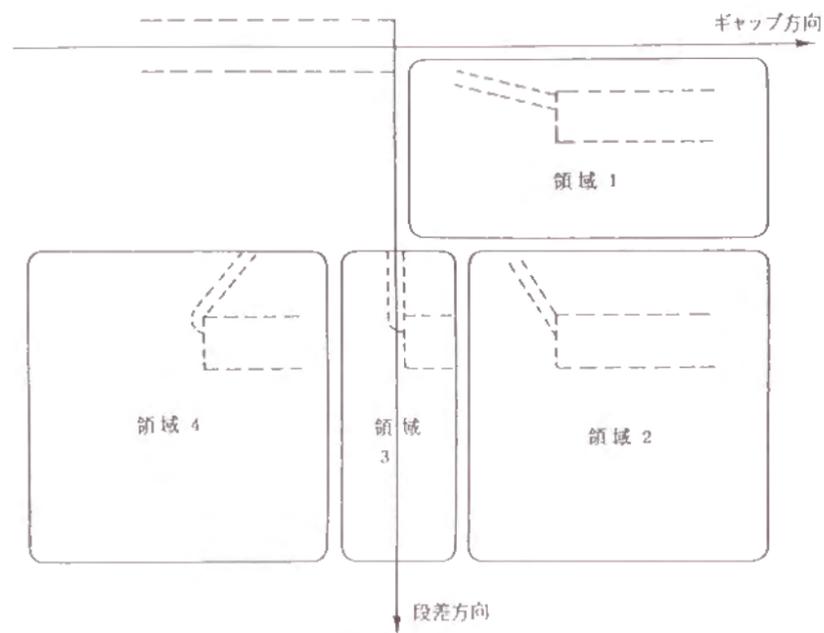


図 7-31 管路移動位置の分類

表 7-31 ケーブル被害確率の算定方法

地震外力	被害確率算定領域	算定式
地震波動		$\frac{f_1(N_1)}{N_1}$
液状化時鉛直変位 (沈下量 20 cm 以上)		$\frac{f_2(N_2)}{N_2}$
軟弱地盤での沈下 人工造成地、盛土での沈下 (沈下量 20 cm 以上)		$\frac{f_3(N_2 + N_3)}{N_2 + N_3}$
液状化時水平変位		$\frac{f_4(N_2 + N_3 + N_4)}{N_2 + N_3 + N_4}$

7.6 まとめ

本章では通信管路・とう道の地震時における損傷確率および通信ケーブルの損傷確率を求める目的で解析・実験を実施した。まとめると以下の様になる。

(1) 管路の損傷確率

管路に作用される地震時外力として、波動・軟弱地盤沈下・地割れ・液状化時浮上・液状化時鉛直変位・液状化時水平変位を考慮した。解析対象とした管体は、鋼管・塗覆装鋼管・ねずみ鉄管・ダクタイル鉄管・塩化ビニル管・コンクリート管・アスベスト管である。管体と継手の組み合わせに対し、一般管路部で 11 種類、構造物際管路部で 16 種類のモデルを設定して上記の地震外力を受ける際の応答を、地中管路の非線形地震応答解析プログラム (ERAUL) を用いて計算した。応答値と管体・継手の耐力を比較することにより損傷確率を求めた。その結果、

- ① 波動入力・液状化時浮上に対する損傷確率は一般的にきわめて小さく、その他の入力に対しては、ある入力レベルを越えると損傷確率が增大する。とくに、液状化時鉛直変位・水平変位に対して損傷確率は大きくなる。
- ② 管体部と継手部では損傷確率が異なるが、一般に、管体部ではコンクリート管、アスベスト管の損傷確率が高く、継手部ではねじ・印ろうの損傷確率が高い。また、構造物管路部では一般管路部より概して損傷確率が高い。
- ③ 多条多段の配置の管路が軸直角方向への地盤変位を受ける場合、上下段管の信頼性確率は中段管のそれに比べてやや小さい。

(2) とう道の損傷確率

解析の対象としたとう道は開削とう道およびシールドとう道である。前者に対しては波動・軟弱地盤沈下・液状化時浮上・液状化時鉛直変位の地震外力を想定し、後者に対しては、その埋設深度が大きいことから波動のみを考慮した。また、開削とう道については局舎取付部、シールドとう道については立坑取付部の応答も考えた。波動の入力に対しては水道指針の手法にしたかって応答値を求め、地盤変位については前述の ERAUL プログラムを用いた。開削およびシールドとう道ともいずれの地震外力に対しても損傷確率は非常に小さく、管路と比較して、その耐震性が高いことが分かった。

(3) ケーブルの損傷確率

- ① マンホール内ケーブルの接続点の耐震性を検討した結果、マンホール内のケーブル余長のための接続点に作用する張力は小さく、地震時機能低下は小さいと判断される。
- ② 過去の地震時におけるケーブル損傷を調査した結果、地盤変位により軸方向に継手が引き抜け、さらに直交方向に継手部で相対変位が生じ、その後、再び軸方向に

圧縮力が作用して、その際にケーブルが損傷を受けることが知られた。

③ 上述②のケーブル破損メカニズムをシミュレート出来る実験装置を試作して、鋼管または塩化ビニル管内に収容されたメタル・同軸・光ケーブルの損傷実験を実施した。実験での各载荷状態と地震外力を対応させることにより、地震外力に対するケーブルの損傷確率を算定した。その結果、一般的には、硬質ビニル管内にケーブルが収容される場合はケーブルの損傷確率は小さい事、口径の大きいケーブル程損傷確率は小さい事、沈下・側方流動時にケーブル損傷確率は高くなる事、などが知られた。

参考文献 7 章

- 1) 地震予知総合研究振興会：NTT筑波フィールド技術開発センタ調査委託 地下構造物の地盤変状対策に関する調査研究、昭和62年10月
- 2) 亀田弘行（研究代表者）：1989年ロマブリータ地震によるサンフランシスコ湾岸地域の被害に関する調査研究、文部省科学研究費No-01102044,平成2年3月
- 3) 土木学会編：1983年日本海中部地震震害調査報告書、1986
- 4) 小泉安則：新潟地震における砂の密度の変化、土と基礎 Vol. 13 No. 2, pp. 12～19, 1965
- 5) 岸田英明：Damage of Reinforced Concrete Building in Niigata City with Special Reference of Foundation Engineering, Soil and Foundation, Vol. 6 No. 1, pp. 71～88, 1966.
- 6) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説、基礎構造物および杭土圧構造物、1974.
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準、同解説（1974改）1974.
- 8) 福岡正巳・石原研而：地震における地盤変動と土質構造物への影響に関する調査、東京都防災会議、1972.
- 9) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、1979.
- 10) 消防庁：危険物の規制に関する規則、1978.
- 11) 日本瓦斯協会液化天然ガス用貯槽保安調査委員会：LNG地下式貯槽指針、1979.
- 12) Seed, H. B. and Idriss, I. M. : Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249～1273, 1971.
- 13) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例、第5回日本地震工学シンポジウム講演集、pp. 641～648, 1978.
- 14) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1980. 5.
- 15) 日本鉱業協会編：捨石、鉋さい堆積場建設基準および解説、1980. 3.
- 16) Seed, H. B. : Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 201～255, 1979.
- 17) Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. and Chung, R. M. : Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation, J. GED., ASCE, Vol. 111, No. GT12, pp. 1425～1445, 1985.
- 18) 時松孝次・吉見吉昭：Field Correlation of Soil Liquefaction with SPT and Grain Size, Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Eng.

- and Soil Dynamics, Vol. 1, pp. 203~208, 1981.
- 19) 柴田徹：砂地盤の液状化抵抗とN値、第16回土質工学研究発表講演集、pp. 621~624, 1981.
 - 20) 基礎地盤コンサルタンツ株：日本海中部地震による被害状況・速報、1983
 - 21) 日本道路協会：共同溝設計指針、1986
 - 22) 建設省土木研究所：1983年日本海中部地震災害調査報告、土木研究所報告、第165号 1985
 - 23) 岩崎敏男・常田賢一・安田進・佐藤弘行：液状化履歴地点における地形・地質の特徴、第17回土質工学研究発表会講演集 2の2、pp. 1921~1924、1982.
 - 24) 建設省東北地方建設局北上川下流工事事務所：1978年6月12日宮城県沖地震による河川構造物等被害状況写真集、1978.
 - 25) 陶野郁雄・安田進：Liquefaction of the Ground During the 1978 Miyagikenoki Earthquake, Soils and Foundations Vol. 21, No. 3, pp. 18~34, 1981.
 - 26) 伊勢谷昇・遠山勇・安田進・森本巖：津芸平野における再液状化現象、日本海中部地震シンポジウム、土質工学会東北支部、pp. 19~22、1984.
 - 27) 国生剛治・吉田保夫・長崎清：密な砂地盤のN値による液状化判定法、第19回土質工学研究発表会講演集、pp. 559~562, 1984.
 - 28) 浜田正則・安田進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察 土木学会論文集、第376号/Ⅲ-6、1986年12月
 - 29) 浜田正則・安田進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究、土木学会論文集、第376号/Ⅲ-6、1986年12月
 - 30) Masanori Hamada, Susumu Yasuda, Ryoji Isoyama, and Kasutoshi Emoto: Study Liquefaction Induced Permant Ground Displacements, Association for the Development of Earthquake Prediction, November 1, 1986.
 - 31) 高田志郎・田邊揮司郎：ライフライン解析のための地震時地盤沈下量の推定、第19回地震工学研究発表会、1987年7月
 - 32) 吉見吉昭：砂地盤の液状化、土質基礎シリーズ、技報堂出版株式会社
 - 33) 能代市：昭和58年(1983年)日本海中部地震 能代市の被災記録、1985年
 - 34) 浜田正則・磯山龍二・佐藤：液状化による鉛直方向の地盤の永久変位、第19回地震工学研究発表会、1987年7月
 - 35) 秋田県：昭和58年(1983年)日本海中部地震の記録 — 被災要因と事例、昭和59年12月
 - 36) 国土庁・北海道開発庁・建設省・消防省：浦河沖地震の総合的調査報告書、昭和58年3月
 - 37) 酒井良男編：1982年3月21日浦河沖地震調査報告、昭和58年2月
 - 38) 日本電信電話公社建設技術開発室：浦河地震における地下構造物の被害報告、1982
 - 39) 谷口秀男・佐田頼光・斉藤和夫：1981年日高地方西部地震による盛土基層の応答解析例、土質工学会北海道支部技術報告集、第22号、PP27~32、1982.
 - 40) 土木学会新潟地震調査委員会編：昭和39年新潟地震震害調査報告、1966.
 - 41) 北陸農政局信濃川水系水利調査事務所：新潟平野の地盤沈下、1977.
 - 42) 北陸農政局信濃川水系水利調査事務所：新潟平野の地盤沈下、1981.
 - 43) 建設省北陸地方建設局北陸技術事務所：新潟平野部の地盤図集、1981.
 - 44) 石原研而・安田進・佐田頼光・森本巖：浦河沖地震による構造物の被害と地盤の関係、土と基礎、Vol.31、No6、PP51~56、1983.
 - 45) 日本建築学会：1982年浦河沖地震災害調査報告、1984.
 - 46) T. Katayama and R. Isoyama : Damage to Buried Distribution Pipeliues During the Miyagi-Ken- Oki Earthquake in Japan. PVP-43. American Society of Mechanical Engineers. 1980.
 - 47) 東京ガス株導管本部：1978年宮城県沖地震と都市ガス- その3、昭和53年8月。
 - 48) 建設省建築研究所：震災構造物の復旧技術の開発 宅地地盤(3)、昭和59年度総合技術開発プロジェクト震災構造物の復旧技術の開発報告書、昭和60年3月。
 - 49) 建設省土木研究所：1978年宮城県沖地震災害調査報告、土木研究所報告第159号、昭和58年3月
 - 50) 東北工業大学工学部土木工学科浅田研究室：地震時危険宅造地盤の予測と防止対策、昭和55年度研究報告、昭和56年6月
 - 51) 株式会社復建技術コンサルタント：1978年宮城県沖地震 鶴ヶ谷団地盛土ヶ所地質調査報告書
 - 52) 建設省土木研究所：宮城県地震によるライフライン施設の被害と復旧に関する講演会議事録、55.9
 - 53) 東北大学理学部地質学古生物学教室：1978年宮城県沖地震に伴う地盤現象の災害について、東北大学理学部地質学古生物学教室研究邦文報告第80号、昭和54年(1979年)
 - 54) 科学技術庁研究調整局：「1978年宮城県沖地震」に関する特別研究報告書、1980年3月
 - 55) 陶野郁雄・安田進：宮城県沖地震による液状化現象、基礎工、第6巻第11号、PP113~120, 1978年11月、総合土木研究所
 - 56) 建設省土木研究所：昭和23年6月28日北陸震災調査報告、建設省土木研究所報告第78号、1949年
 - 57) 土木学会：昭和39年新潟地震震害調査報告、昭和41年6月

- 58) 鉄道技術研究所：十勝沖地震調査報告、鉄道技術研究報告No.650、1986年8月
- 59) 石原研而：ルーマニア地震、基礎工、第6巻12号、pp109～116.1978年11月、総合土木研究所
- 60) 守屋喜久夫：地盤災害の防止と対策、鹿島出版会、昭和53年4月
- 61) 建設省土木研究所動土質研究室：土構造物の地震被害事例、土木研究所資料第1576号 昭和55年3月
- 62) 前出 49)
- 63) 鈴木崇伸・中野雅弘：地下管路の耐震対策の検討資料、筑波フィールド技術開発センター、1988.10
- 64) 白川淳一・奥村強・澤橋剛志：地下管路の動的載荷実態について、土木学会37回年次学術講演会講演概要集I-304、1982.10
- 65) 中野雅弘・山下隆夫・白川淳一：地中に埋設された硬質ビニル管の応力発生過程について、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、Ⅲ-217、P433-434、1986.11
- 66) 建設省土木研究所：地震動入力の設定法に関する研究、1977.2
- 67) 前出 63)
- 68) 日本道路協定：石油パイプラインの地震対策に関する調査研究、1974.3
- 69) 日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針、1982.3
- 70) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説1979年版、1979
- 71) 日本下水道協会：下水道施設地震対策指針と解説、1981年版
- 72) 中野雅弘・藤橋一彦・鈴木崇伸：地下管路設備の耐震設計指針（案）、筑波フィールド技術開発センター、1987.7
- 73) 高田至郎・中野雅弘・梶本俊彦・田邊揮司良・澤橋剛志：液状化を受ける通信用管路挙動解析と地震対策、建設工学研究所「研究報告」第26号、P113-138、1984.12
- 74) 中野雅弘・藤橋一彦：地中埋設管路温度特性について、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集、I-361、P952-953、1985.10
- 75) 梶本俊彦・澤橋剛志・高田至郎：地盤の液状化時における地下管路挙動について、土木学会第38回年次学術講演会講演概要集、1983.9
- 76) 中野雅弘・鈴木崇伸：埋設管の地盤変状解析方法について、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、I-554、P1132-1133、1988.10
- 77) 中野雅弘：地盤変状と地中構造物の耐震性向上について、管路情報、第15巻、P17-20、1988.10
- 78) 田邊揮司良・高田至郎：地盤沈下を受ける地中管路の設計の設計式と適用、土木学会論文報告集、第374号、PP.593、1986.10
- 79) 田邊揮司良・高田至郎・片桐信：管路-マンホール系の液状化時挙動実験および安全性の検討、土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、1986.11
- 80) 片桐信・高田至郎・田邊揮司良：液状化後地盤沈下に対する地盤はね係数推定実験と管路挙動解析、土木学会第42回年次学術講演会講演概要集I-496 pp1026、1987.10
- 81) 高田至郎・永井淳一・田邊揮司良：塩化ビニル管の地震被害と耐震解析：建設工学研究所報告第27号、1985.12.
- 82) 服部浩明・中野雅弘・白川淳一・高田至郎：硬質ビニル管の継手構造に関する一考察 土木学会第41回年次学術講演会講演概要集、I-386、P856-857、1986.10
- 83) 国土開発技術研究センター：トンネル耐震継手技術基準、1979.3
- 84) 塚原彰・木村節哉・加藤栄一：シールドトンネルとマンホールを結ぶ構造物の耐震性評価（その2）、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集、1985.10
- 85) 中野雅弘・藤橋一彦：多様化する管路設備の耐震性評価技術、NTT施設、Vol.38、No.8、P95-100、1986.8
- 86) 川島一彦・大日向尚巳・志波由紀夫・加納尚史：応答変位法によるシールドトンネルの耐震設計法、土木技術資料28-5、1986.

第8章 網を構成する屋外通信設備の信頼性評価

情報社会の成熟や非電話系サービスの発展に伴って電気通信が社会の中樞神経として果たす役割はますます大きくなっており、電気通信サービスを提供する通信網について、いかにして信頼性を維持し、より向上させるかは事業者にとって重要な責務である。

特に通信網の1/2の資産を占める屋外通信設備は常に自然環境による影響を受けるほか、道路交通をはじめとする人為的な影響を受けやすく、また、道路構造物など他の構造物への依存度が高いため、調和のとれた設備としての幅広い信頼性の確保が必要となっている。

本章は通信網よりみた屋外通信設備の信頼性について、そのあり方を一般的な信頼性評価手法にてらして検討したものである。

8.1 電気通信設備網の信頼性のあり方¹⁾

電気通信網を構成する屋外通信設備は広い範囲にわたり、面的線的に分布しており、構成している設備並びに設置環境は種々異なり、これらが有機的につながって伝送路として電気通信の用に供している。一方、外力としての地震力は、その規模、強さ等は、発生する地震によって異なっているが、一般に広い地域にわたって大きな影響を及ぼす。通信伝送路は、一箇所に於ける破損、破壊か、信頼性の機能損失につながることから、屋外通信設備の地震対策を考える上では屋外通信設備を網としてとらえ、網としての信頼性を評価することが重要である。また、都市の耐震対策を考える上で現代都市の構成要素である電気通信設備は都市施設を構成する一つであり、都市施設としての安全性と信頼性が確保されていることが不欠である²⁾。

電気通信設備の耐震対策の現状は、伝送路を構成している構造要素の強化を図るとともに、網としての信頼性を向上させる観点から、2ルート化、多ルート化の実施、市外交換機の分配設置等、各種の対策が講じられてきたが、これらの考え方は、一般にライフラインと呼ばれる水道・ガス・電力等の都市機能施設についても同様である。本章では、電気通信設備網を始めとする各種ライフライン施設の網としての信頼性向上対策を中心に、ライフライン耐震対策の現状について考察し、網としての信頼性のあり方、信頼性評価手法について述べたのである。

8.1.1 ライフラインの特徴³⁾

ライフラインという言葉は、1971年、ロスアンゼルス近郊に起きたサンフェルナンド地震による道路をはじめとする公共施設の甚大な被害から生まれたものである。従って、ライフラインとは文字どおり生命線といわれる公共的施設を示すものであり、具

体的には下記施設の総称であると言える。

- 交通施設：道路、鉄道、港湾、空港等
- 衛生施設：上水道、下水道等
- エネルギー供給施設：電力、ガス、石油等
- 通信施設：電信、電話等

道路、水道、電力、通信などのライフラインの特徴は、施設自身が広い範囲にネットワークとして分布し、小規模の地震であっても構造物の一部の破損がシステムの一部又は全体の機能障害に発展する可能性があることであり、この機能損失が市民生活、都市活動に及ぼす影響が大きいことである。地中ライフライン系をビル構造物と比較した場合、構造上、機能上以下のような特徴を有している。

- (1) 地盤や地層の変化する広い面積にわたって、地表面近くに埋設され、地震応答は各地点における局所的な地盤振動により大きな影響を受ける。
- (2) 形状、寸法等の異なる管状構造物が種々の継手によって連結され、非常に複雑なネットワークを形成している。また、マンホール等各種構造物との相互作用が、地震応答に大きな影響を及ぼす。

また、京大の亀田教授はライフライン共通の特徴を次のようにまとめている。⁴⁾

- (1) システム的側面
 - ① 広域ネットワークを構成する
 - ② ネットワークが階層的構造である
- (2) 物理的側面
 - ① 構成要素物が多様である
 - ② 構成要素物が多数ある
 - ③ 埋設管・埋設ケーブルが多く使用されている
 - ④ ほぼ整備が完了した施設である
- (3) 機能的側面
 - ① サービスの品質低下をもたらす
 - ② 緊急時の重要性が大きい
 - ③ 二次災害の危険がある
 - ④ 時間依存性の被害の様相がある
 - ⑤ ライフライン・システム間の相互連関がある

地中ライフライン系の耐震信頼性の解析には、これらの特徴を十分に考慮し震害予測を行い、対策を講じていく必要がある。

8.1.2 電気通信網としての信頼性確保の考え方⁵⁾

ライフライン施設は、国民が日常生活を営むうえで、必要欠くべからざるものであり、その設備は、いかなる災害にも耐え得ることが理想的である。しかし現実には、設備の信頼度はコストと不可分の関係にあり、限界がある。電気通信設備に関しては、昭和43年度の十勝沖地震を契機として、当時、公社内に昭和44年度電気通信技術委員会特別部会にて地震対策が検討され、以下の基本方針に基づくこととされた。

- ① 強震（震度階V）に対しては運用上、全く支障を生じさせない。
- ② 烈震（震度階VI）に対しては通信の質の劣化はあっても途絶はさせない。
- ③ 激震（震度階VII）に対しては、通信網の大幅な機能の低下を防ぐ。

更にその前段で、耐震対策は基本的に各施設個々に耐震性の向上を図ることとしている。この方針に基づき、各種設備の対策を講じているが、不幸にして、被害を受けた場合でも次の3つの事項が守れることが基本的な考えとなっている。

(1) 市外伝送路の多ルート化、2ルート化

① 多ルート化

多ルート化は、集中局以上相互間の伝送路を複数ルート設定し、万一1つのルートが故障となったとしても、他のルートに自動的に切替えることにより、サービスに支障をきたさないようにすることを目的としている。現在、集中局以上相互間伝送路に対して多ルート化を進めているところである。

なお、多ルート化は、自動的に現用回線を予備伝送路に切替え、100%の回線を救済することをいい、2ルート化は異ルートの伝送路に約半数の回線を分散収容しておくことをいう。

② 2ルート化

中心局-集中局及び集中局-端局間の伝送路については、2ルート化、すなわち1つのルートが故障となったときにも他のルートにより、重要通話の自即維持が可能なよう複数のルートで構成することとし、離島集中局、主要端局及び地震対策強化地域等の端局を優先して実施している。

58年度末における2ルート化の進捗状況は表8-1のとおりである。なお、伝送路の多ルート化、2ルート化を図8-1に示す。

表8-1 伝送路2ルート化進捗状況

区間別	対象数	58年度末	
		実施数	実施率(%)
TC-E間	3,900	2,600	67
DC-TC間	481	480	99

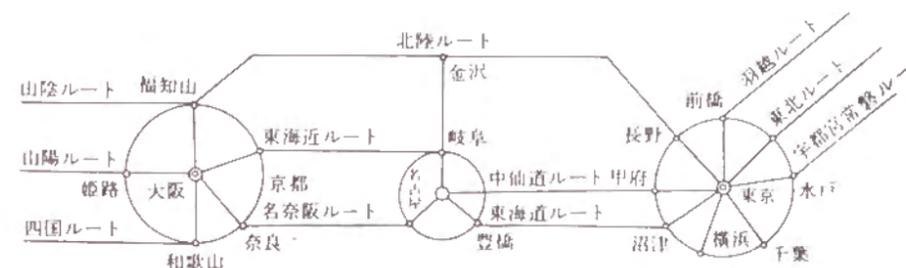


図8-1 伝送路の多ルート化、2ルート化

(2) 市内中継線の2ルート化

都市内における市内通話の途絶を防ぎ、重要通話のそ通を確保するため、都市内電話局相互間の市内中継線が1ルートのみの区間に対して2ルート化を行い、伝送路の安定化を図っている。

また、未実施区間の中には、線路設計上、架空区間適用で異経路かとれないとか、地下管路かないなどから実施を見合せているものがあるか、可能な限り2ルート化のための土木工事を実施し、2ルート化を完成させる必要がある。また、2ルートは完了しているが同一経路となっているものについては、道路整備等により異経路とすることが可能となった時点で改善を図っていく必要がある。

(3) 都市内災害対策用環状伝送路

大都市の市外タンデム局及び市内タンデム局と主要電話局間の通信の途絶防止並びに重要通話のそ通を確保するため、東京、大阪及び名古屋において、都市内マイクロ波方式（11GHz帯又は15GHz帯）並びにPCM-24方式により環状及び放射状の中継線網を構成し、とう道網による中継線の保護と合せて局間中継伝送路の安定化を図っている（図8-2参照）。

8.2 ネットワーク信頼性評価に関する考え方

8.2.1 従来の研究

ライフライン地震工学が大きくクローズアップされてきたのは、1971年のサンフェルナンド地震以降であり、その研究の歴史も他の分野に比較して比較的浅い。

当初は、ライフラインの大部分を占める地下埋設管の地震時挙動の解明に重点がおかれ、関東、福井、新潟地震等における被害データの見直し、実験、観測等による研究、解析的な研究が行われたが、最近では、ライフラインを1つのシステムとしてとらえ、その地震時機能を評価し、システム全体あるいは各要素に適切な耐震レベルを設定しようとする試みがなされるようになった。この背景には、ライフラインはシステムとして機能しており、個々の構造要素の耐震性を独立に考えるだけでは不十分であり、また経済的にも合理性に欠ける。従って、システムとしての地震時の機能を評価したうえで、個々の構造要素に適切な耐震レベルを設定することが重要となる。

ライフラインシステムの信頼性解析は、このような考え方のもとに、上水道、電力、ガス等を対象に、種々の手法を用いて行われており、これらの研究が進めば、想定される地震に対して、より具体的な、被害の予測、影響の予測が行え、適切な防災対策が可能となろう。図8-4にライフライン系の信頼性解析を目的とした主な研究例を示す⁹⁾。

図8-4の他では、京大の亀田博士は上水道管路網の信頼度解析をおこない⁷⁾、また、東大の田村博士らは地中埋設管のモンテカルロ法による評価を行なっている⁸⁾。最近では、個々の都市施設構造物単体の耐震問題のみでなく都市域をネットワーク状の覆う都市基盤施設、すなわちライフライン系のシステムとしての地震時信頼度を確保するための総合的な工学的課題が提示されている⁹⁾。また、各ライフラインごとにネットワークのシステム特性と個々の特性を論じ、各システムの地震防災対策を総合的に考え相互連関に着目し都市防災をグローバルに展開する斬新な研究も進められている¹⁰⁾。さらに、京大の亀田博士は宮城沖、日本海中部地震の上水道システムの被害、復旧過程について独自の信頼度予測手法により分析を行い、復旧シミュレーションをも行っている¹¹⁻¹²⁾。また、地震発生後の被害の分析にとどまらず被害の長期間経時変化について日本、米国、メキシコでの地震被害について分析する研究や、被害度指標を算出し耐震評価のための共通の指標である「耐震健全度」の考え方を提案し、上水道システムに適用した研究もおこなわれている¹³⁻¹⁴⁾。

対象	震度危険度	要素破壊	機能評価
Whitman Hein	上水道 (埋設管) 全システムに同一の地震力がかかる。1点を対象とした地震危険度。	地盤の破壊=埋設管の破壊。 システム全体で1つのDamage Probability Matrix。	技術者の判断。 4段階でシステム全体の機能を評価。
Panoussis Taleb Agna	道路 システムに対する地震危険度。	ある加速度を超える確率。	システムの信頼性。 システムをSSSPに変換。 注目点の供給停止確率。
Shinozuka ほか	上水道 システムに対する地震危険度。	解析的に埋設管ひずみを評価。 各要素ごとに Damage Probability Matrix。	システムの信頼性。 システムをSSSPに変換。 注目点の供給停止確率。
田村・川上	上水道 (埋設管) ある地震を想定。	過去の埋設管被害資料に基づいて地盤により修正。	システムの信頼性。 シミュレーションにより供給点と需要点ペアの連結確率を同時に評価。
Kiremidjian	上水道 (地上設備) 各要素ごとに1点を対象とした地震危険度。	ある加速度を超える確率。	システムの信頼性。 直列システム。 注目点の供給停止確率。
Shibata Tsuchiya	電力施設 ある地震を想定。 (震度分布を仮定)	震度と破壊確率の間に適当な関係を仮定。	システムの信頼性。 システムをSSSPに変換。 注目点の供給停止確率。

図8-4 主な研究事例

8.2.2 ネットワーク信頼性評価方法

(1) 信頼性評価フロー

信頼性評価を行うには、網をモデル化するとともに、対象とする地域の地震危険度を評価し、各要素の信頼度からシステム全体の信頼度を算出することが必要である。図8-5に評価のフローを示す。

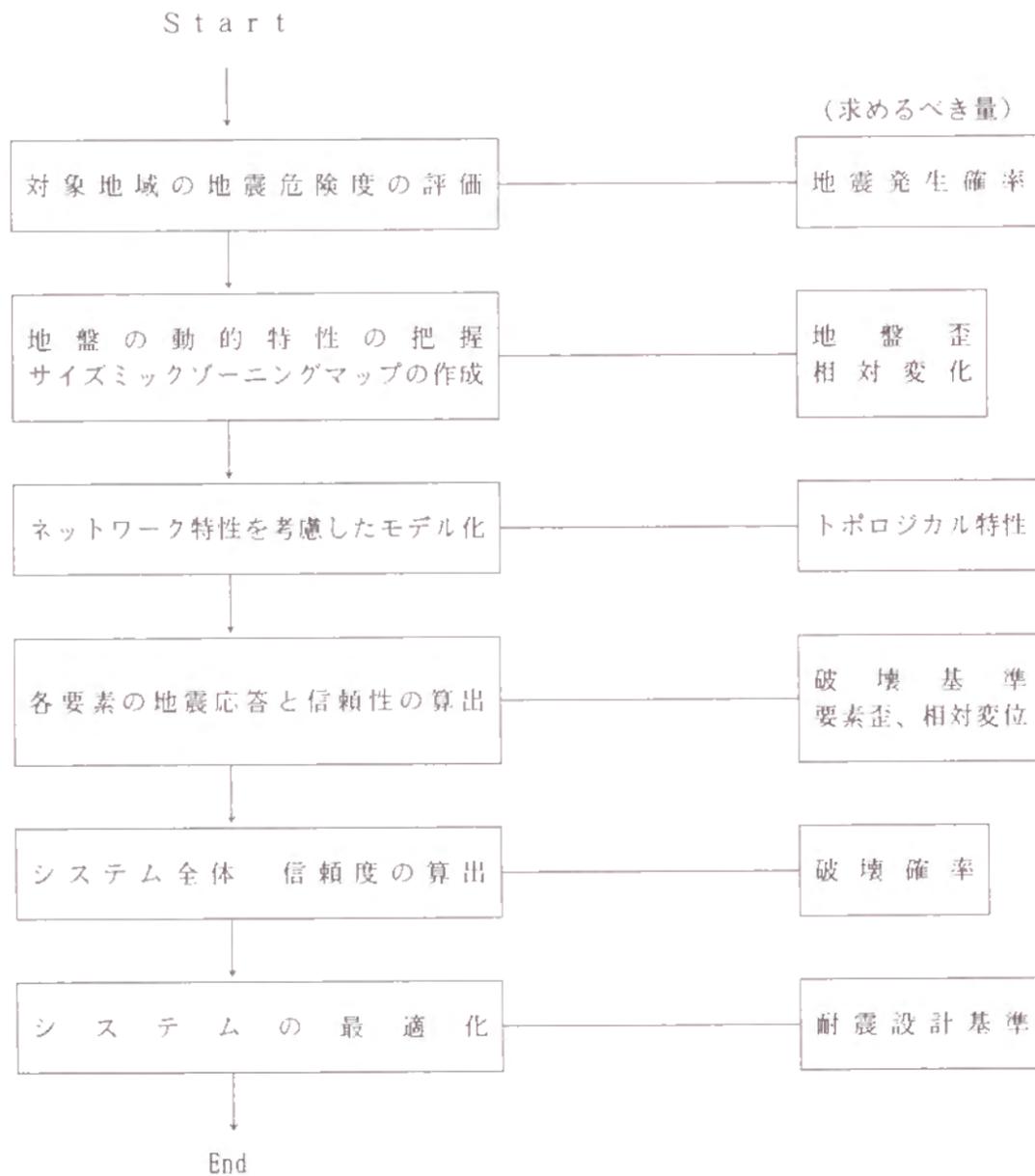


図8-5 信頼性評価フロー

なお、信頼性（破壊）評価においては、ライフラインシステムが、広い範囲にわたって分布していること、また、システムの構成要素が様々であること等の特徴を有していることを十分考慮し、評価を進めてゆく必要がある。

また、システムの布設地域における地盤特性、構造要素の地震時挙動の解析には多くの不確定量が含まれているため、信頼性解析にあたっては統計的な処理方法が必要である。

(2) 信頼性評価手法

(i) ネットワーク理論による方法

ライフラインシステムは、システムを構成している各種要素の構造的あるいは機能的つながりの関係を考慮し、システムはサブシステムに、サブシステムは、更に要素に分割できる。従って、各要素の破壊確率が求まると、逆にサブシステム、およびシステム全体の破壊確率を計算することが可能となる。

ネットワーク構成の例として、システムが4つのサブシステムから構成され、それぞれサブシステムが更にいくつかの要素から構成されているモデルを考える。

(図8-6)

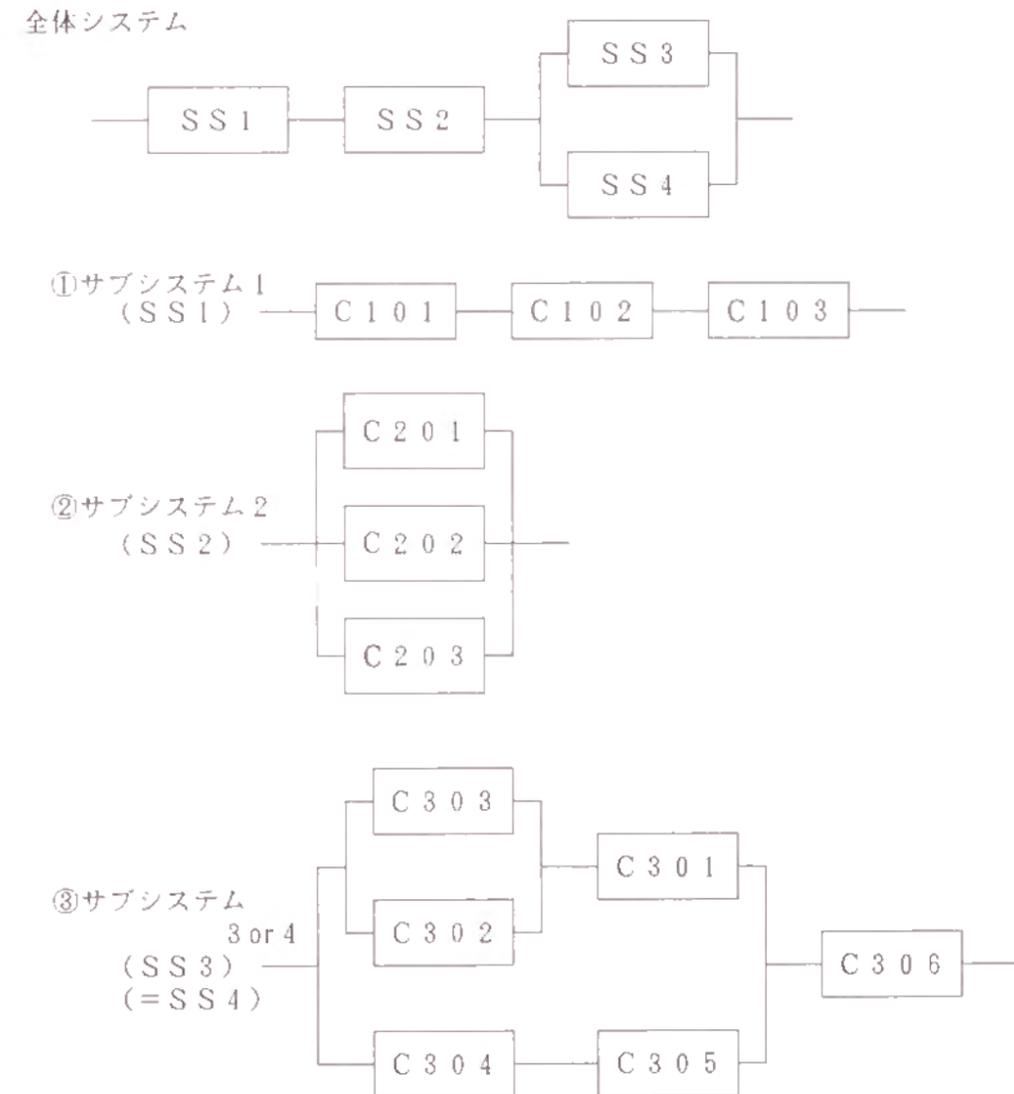


図8-6 ネットワークの一例

サブシステム1は直列モデルであり、どの要素が破壊してもサブシステムの破壊となるため、各要素となるため、各要素の破壊確率をそれぞれ C_{101} 、 C_{102} 、 C_{103} とすると、サブシステムの破壊確率 C_{SS1} は次式で与えられる。

$$C_{SS1} = 1 - (1 - C_{101})(1 - C_{102})(1 - C_{103})$$

また、サブシステム2は、並列モデルであり、全てのルートの破壊によってサブシステムは破壊する。従って、サブシステムの破壊確率 C_{SS2} は次式となる。

$$C_{SS2} = C_{201} \times C_{202} \times C_{203}$$

サブシステム3、4は直列モデルと並列モデルの複合モデルであり、サブシステムの破壊確率 $C_{SS3}(=C_{SS4})$ は次式で求まる。

$$C_{SS3} = 1 - \{1 - [1 - (1 - C_{302} \times C_{303})(1 - C_{301})] \times (or C_{SS4}) [1 - (1 - C_{304})(1 - C_{305})] \} \times (1 - C_{306})$$

従って、全体システムの破壊確率 C_{SYS} は $C_{SS1} \sim C_{SS4}$ を用いて次式より求めることができる。

$$C_{SYS} = 1 - (1 - C_{SS3} \times C_{SS4})(1 - C_{SS1})(1 - C_{SS2})$$

なお一般にライフラインシステムは複雑なネットワーク構成となるため、解析的に、容易に取扱う方法として対象とするネットワークを図8-7に示すSSP (Series system in Parallel) あるいはPSS (Parallel system in series) に変換するの一般的である。

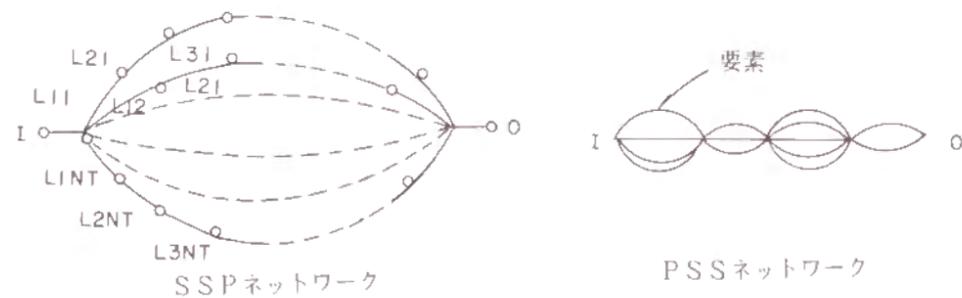
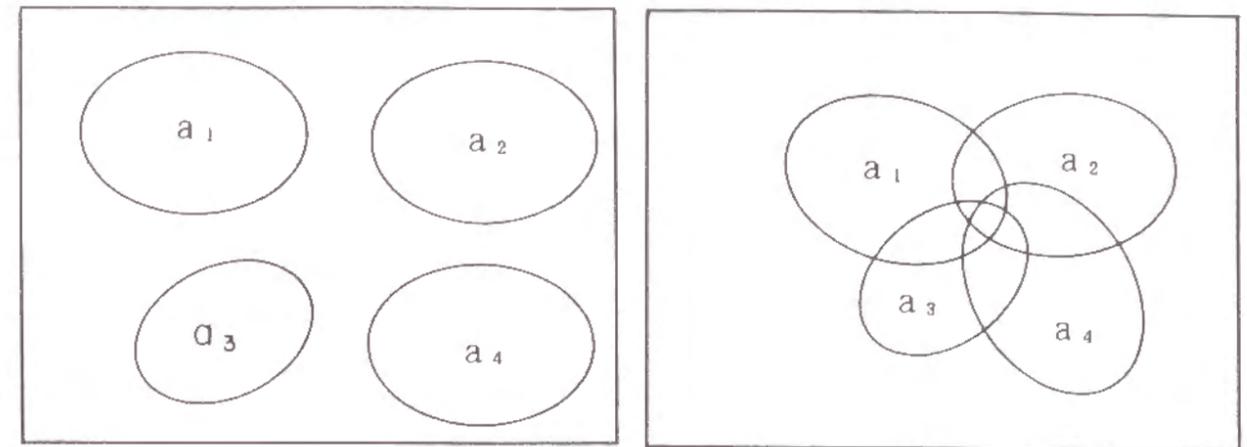


図8-7 SSPとPSS

電気通信設備のネットワーク構成は、市外伝送系、市内伝送系、加入系によって異なるが、先に示した図8-1市外伝送系のように、比較的単純なネットワークでは、要素の破壊確率が求まると、システムの破壊確率は容易に求めることができる。なお、この方法は、東京↔大阪間というように入力点・出力点が各々1点かつ各ルートの破壊が独立に生じる場合には有効な方法である。

しかし、大規模地震の場合、実際には図8-8(b)に示されるとおり各ルートの破壊が複合して生じる可能性が高いため、定式化が困難となる。この場合、後述するモンテカルロ法と本方法を組み合わせた信頼性評価方法が有効である。



(a) 各ルートの破損が独立な場合

(b) 各ルートの破損が複合して生じる場合

図8-8 破壊概念図

(ii) モンテカルロシミュレーションによる方法

この方法は、ある想定地震に対してモンテカルロ法(注)を用いてシステム上に被害をシミュレートし、新しいシステム(被害を受けた要素を除外したシステム)に対して、グラフ理論に基づいてネットワークの連結性を求める方法である。

この方法は東京都内の電気通信網のように多入力・多出力の網においても、各点ペアの連結確率を同時に求めることができ、また各ルートの破壊が複合して生じる場合においてもシステムの破壊確率を評価することができるため、最近のライフライン信頼性に関する研究事例は、ほとんどこの方法によっている。

(注) モンテカルロ法

荷重及び抵抗の分布形に基き、それぞれの分布に乗った値を一つずつランダムに抽出して、荷重値と抵抗値を比較することにより、破壊を推定する方法である。確率を評価する場合は、この作業を繰り返し行って、試行回数に対する破壊回数の割合を求める。(図8-9)

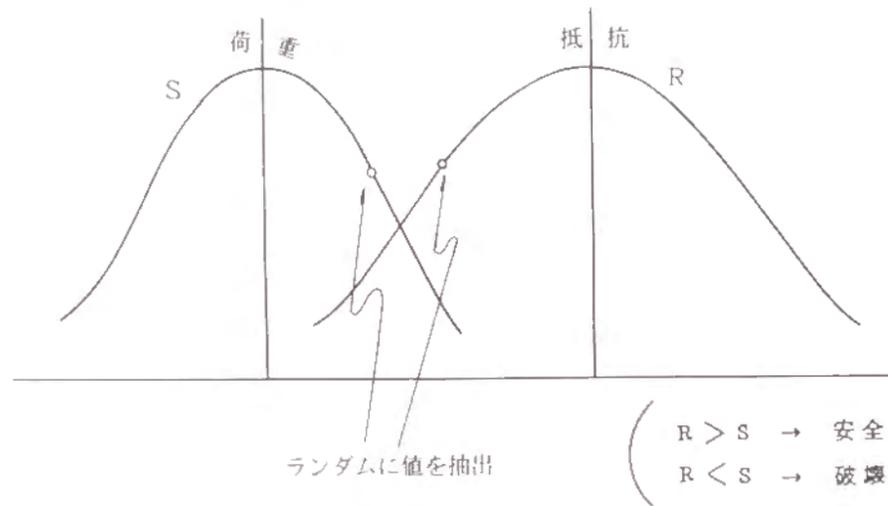


図8-9 荷重と抵抗の関係

(3) 評価上の問題点

信頼性評価を行うためには、各要素（リンク）の破壊確率（破壊基準、構造要素の動的応答）が求まっていることが前提となる。

地下埋設管路の場合、地震による被害の要因として、次の5つが考えられる。

- 1) 地震波動の伝播
- 2) 断層の動き
- 3) 地盤の液状化
- 4) 地すべり
- 5) 他の構造物との相互作用

さらに、これらの要因を誘発し、管の破壊を決定づけるものとして、地震動の強さ、地盤、管種、管径、継手の種類等の構造的要因がある。各要素の破壊確率を与えるためには、その地点において、先にあげた5つの内どれが主要な原因となる可能性が高いかを判断し、さらに地震動の強さ、地盤、管の構造などから管の破壊を決定する必要がある。各要素の破壊確率の求め方としてコロンビア大の篠塚博士は各要素ごと damage probability matrix（地震動の強さと被害状態を行と列に破壊確率を与えたもの）を求めている¹⁵⁾。

電気通信屋外設備を構成している、とう道系、管路系、架空系、ならびに直埋系の地震時挙動については、いまだ不明な点も多く、これをどのように評価するかが信頼性解析を進めていくうえで大きな問題となろう。

8.3 通信土木設備（管路）の地震時信頼性評価

8.3.1 はじめに

電気通信システムにおける地下施設は、地震、山崩れ、水害等の自然災害、人為による災害、さらには自然劣化等により損傷を受ける。このため、地下施設の信頼性を評価するにあたっては、これらを総合的にとらえ、検討することが必要となるが、本章では、地震被害のみ取り上げて検討することとした。

本検討では、地下施設が広範囲にわたり、多種多様の構造物で面的に構築されているため、個々の設備の耐震性の評価を行うだけでは、不十分であると考え、地盤条件、構造等をふまえ総合的なネットワークとしての耐震性を評価することとした。

具体的な評価方法としては、モンテカルロ法によるライフラインの信頼性評価方法を基本的に用いることとし¹⁶⁾、その対象としては、過去の被害をうけた1984年日本海中部地震での能代市内の地下管路設備、及び通信ケーブルを含めた地下管路設備信頼性評価手法の紹介を行なう。

8.3.2 信頼性評価のための解析モデルと適用例

通信ケーブルを収容、保護する地下管路設備の地震時信頼性を検討することは、都市の地震防災計画を策定する上で極めて重要である。また、精度良い被害予測を行うことは、震前対策として最適な設備計画、設備投資を策定する上で重要である。そこで、本研究では、電気通信屋外設備を構成している地下管路設備の被害予測手法の確立を目指して、日本海中部地震により被害を受けた秋田県能代市へ適用し、実際の被害状況と対比して、被害予測手法の検証を行った。

(1) 地下管路設備の解析モデル¹⁷⁾

各震度階、各地盤種別毎に管路に発生する応力、ひずみ、変位はERAULプログラム¹⁸⁾を用いた解析結果により求める。屋外通信設備に用いられる管路のうち、ここでは特に埋設数の多い、鋼管、塩化ビニル管、鋳鉄管の3種類を対象とした。また、解析モデルとしては、マンホール取付け部に応力集中が発生することも考慮できるように、片側固定モデルを採用し、被害発生箇所をマンホール取付け部とした。解析計算は、以下に示すように、1) 波動を受けるもの、2) 液状化を受けるもの、そして3) 沈下を受けるものについて検討した。

i) 波動モデル

地震波動に関する波動と振幅の人力諸値は、速度スペクトルについては、全国の変電所の地盤をもとに検討したもの¹⁹⁾及び、波速については、大阪市の管路施設耐震設計指針（案）を採用した。

地表面に沿った方向の地震動の見かけの波長、表層地盤変位及び、地盤ひずみは次式により求められる²⁰⁾。

$$L = T \cdot V, \quad U_n = 2 / \pi^2 T S_v K_{0n}$$

$$\varepsilon = 2 \pi U_n / L$$

解析モデルを図8-10に示す。

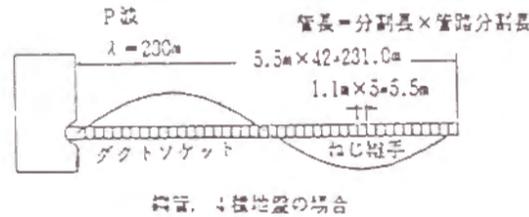


図8-10 波動モデル

ii) 液状化モデル

液状化時の地盤の挙動の過程は、過剰間隙水圧が最大に達する迄と、消散する過程の2段階に分けられるか、本解析では相対変形の大きい浮上段階を検討する。液状化解析モデルを図8-11に示す。また、管路、マンホールに与える浮力は、文献21)により求めた。

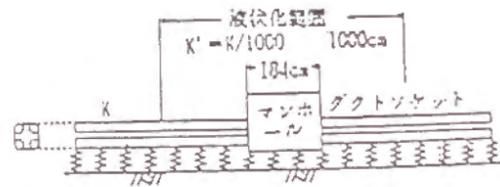


図8-11 液状化モデル

iii) 沈下モデル

切盛り境界付近では、切上部は沈下せず、盛土部のみ沈下する不等沈下の可能性が大きく、この付近で過大な応力が起こることが予想される。そこで、図8-12に示す解析モデルを考えた。このモデルは片側固定で管路が全域で沈下する場合を想定しておりマンホール取付け部での最大ひずみを算出するものである。モデルに与える沈下量Δは以下のようにして求めた。

$$\Delta = m \cdot H \quad \text{ここに、} m: \text{圧縮率、} H: \text{沈下対象土層厚}$$

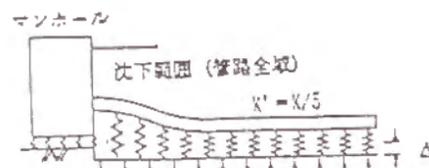


図8-12 沈下モデル

(2) 被害箇所の予測

(1)で求めた解析結果より、それぞれの震度階、地盤種別毎に管体の損傷確率を求め、ひずみ分布が正規分布に従うものとして、ひずみ分布を標準正規分布に変換して、許容ひずみとの関係から管種毎の損傷確率をそれぞれ算出する。各損傷確率を用いて、モンテカルロシミュレーションにより被害箇所の予測を行う。

(3) 1984年日本海中部地震への適用

以上で得られた被害予測手法の妥当性を検証するために、本手法を日本海中部地震により被害を受けた秋田県能代市へ適用した。

i) 能代市の地盤の概要

能代市は、米代川下流域左岸の沖積平野に属しており、厚い沖積層が堆積しているため、地震動の増幅作用が強かった。また、ほとんどが砂丘、旧河川跡、沼沢地等、地下水位面の高い沖積地盤であるから液状化の可能性が非常に大である。能代市に発生した液状化、沈下、地割れ地域を図8-13に示す。

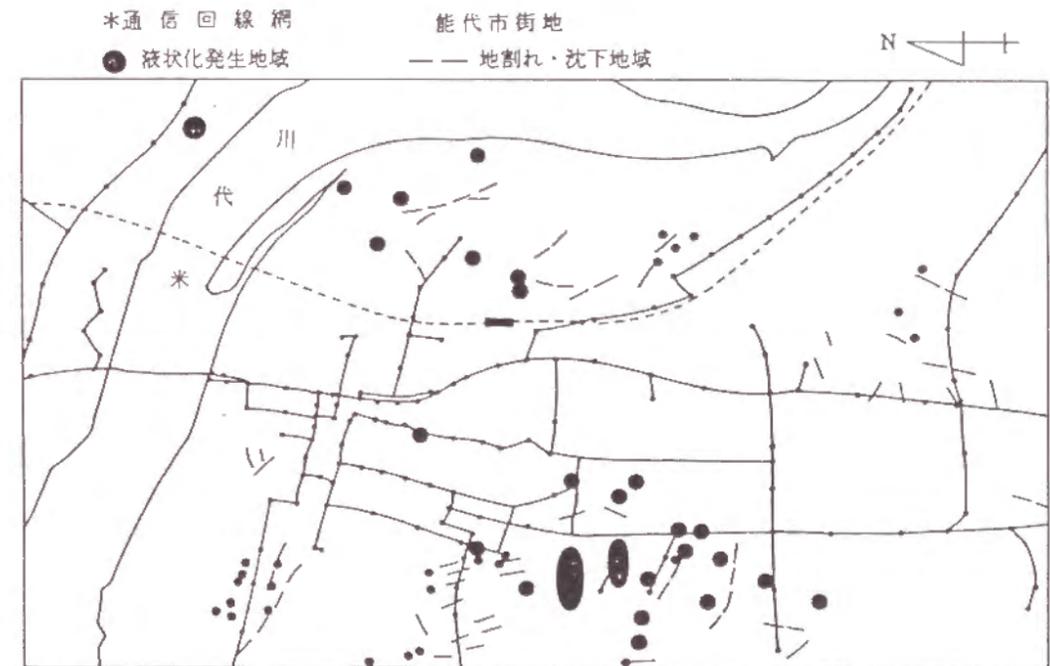


図8-13 日本海中部地震における能代市の地盤変状と地下管路設備¹²⁾

ii) 能代市の震度階分布

能代市における震度階分布(メッシュ分割: 250m x 250m)を図8-14に示す。図8-14、8-15から、地盤状態の良い市街地中心部で震度V+で、地盤状態の悪い西部でVIとなっている。

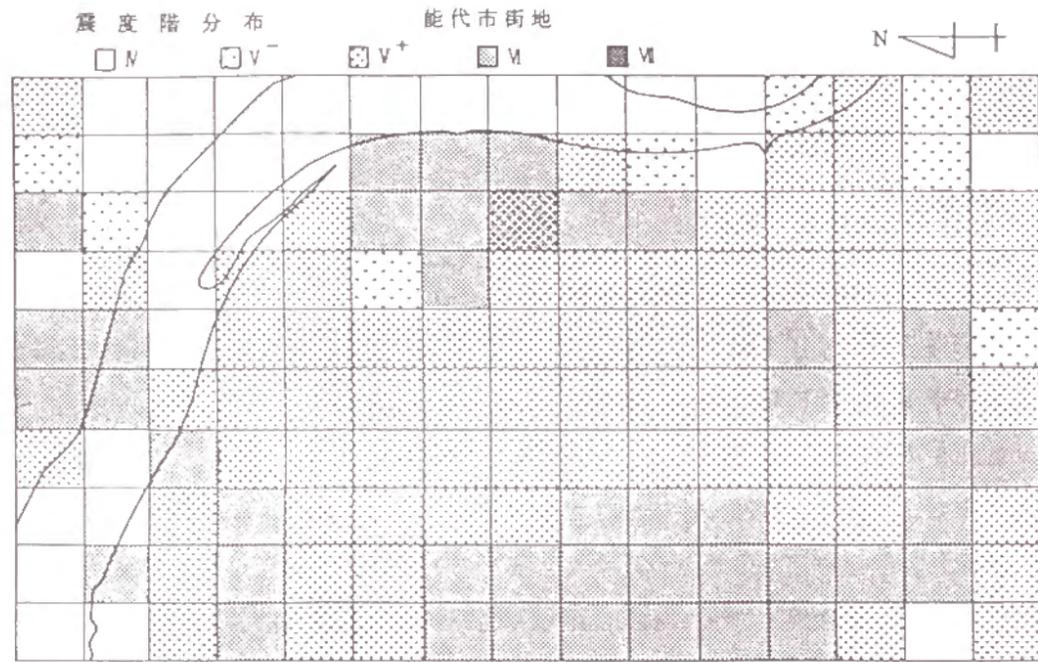


図8-14 日本海中部地震における能代市の震度階分布⁽²²⁾

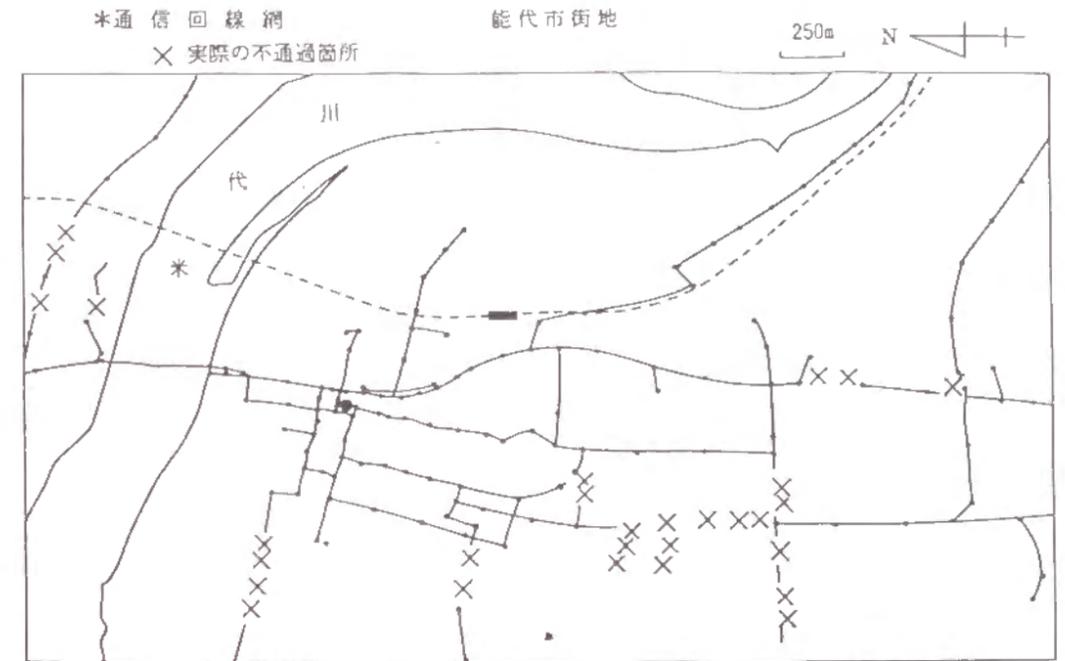


図8-15 地下管路設備の実被害箇所⁽²²⁾

iii) 実被害とシミュレーション結果との対比

地下管路設備の通過試験結果による実際に被害の発生した箇所を図8-15に、シミュレーション結果を図8-16に示す。地盤の液状化が発生した市街地西部では、被害が集中しており、地盤状態の良い中心部では被害が少なくなっている。又、南部の被害は、主に地割れなどの地盤変状により発生している。実被害とシミュレーション結果を対比すると、被害箇所は概ね一致していることから、本手法はかなりの信頼性をもっていると判断される。

iv) まとめ

- i) 指針に従って地震入力を決め、ERAULプログラムにより各震度階、地盤種別毎に管体発生ひずみを算出し、管体の許容ひずみより損傷確率マトリックスを作成した。そして、この結果をもとにして、モンテカルロ法により被害状況をシミュレーションした。
- ii) 本手法を秋田県能代市に適用し、実被害状況と対比するとほぼ一致し、本手法の妥当性が確認された。

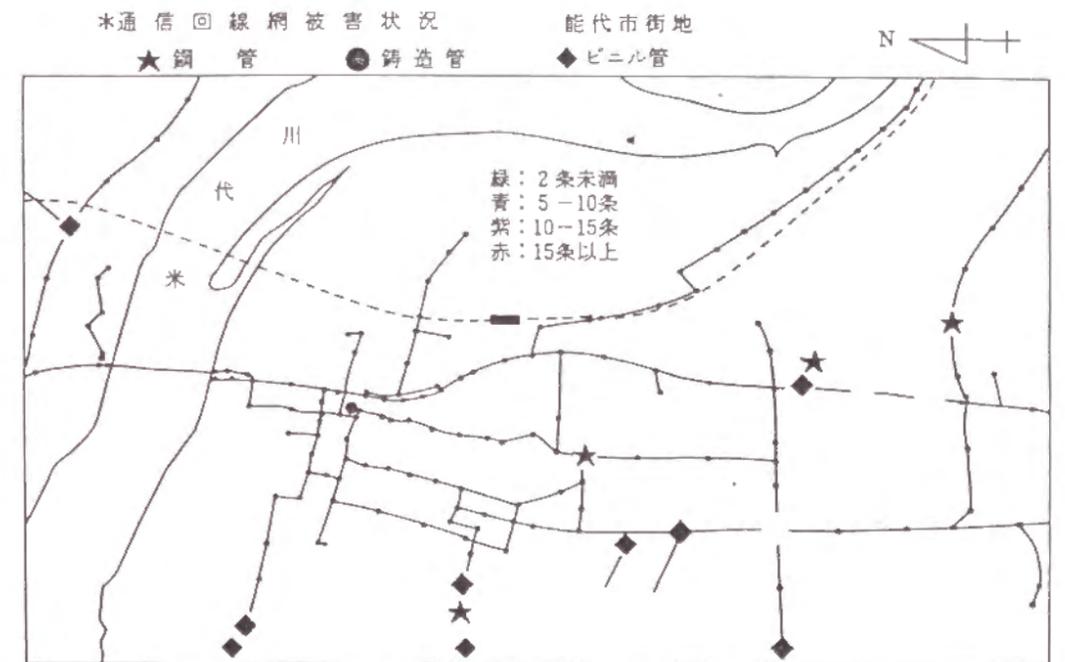


図8-16 被害予測シミュレーション例⁽²²⁾

8.4 通信ケーブルを含めた屋外通信設備への地震時信頼性評価手法（TEL-SAPP）の適用

電気通信の多様化、高度化に伴い、ネットワークを構成する伝送路はますます大容量化し、その重要性が増大しています。その中で電気通信サービスに対する社会的依存度が増大する現状では、電気通信設備が被災することは、極めて甚大な社会的影響を及ぼす。

このため、これまでもハード・ソフト両面から災害（地震等）に対する信頼性向上の対策を検討し、実施してきているが、情報化社会の進展に伴い、電気通信の重要性が今後一段と高まっていくことから、更に、効率的かつ経済的な対策の実施を展開していかねばならない。

そこで、本稿では、屋外通信設備の災害に対する信頼性を定量的に評価する手法として、従来の手法に機能向上を図り、通信ケーブルをも含めて設備の地震時信頼性評価が可能なシステム（TEL-SAPP）を紹介する。この方法により信頼性の高い設備の構築を図り、通信網の信頼性向上を図ることが可能となる。

8.4.1 評価手法（TEL-SAPP）の概要^{23）-25）}

当システムは、パソコン（PC-98系）を用いた対話形式の入出力が可能であり、マッピング表示を用いた設備図上で設備の信頼度を把握できる等の特長がある。本システムの構成は、図8-17に示すとおりであり、以下に本システムに必要な入力データ、信頼性評価方法、結果の出力について紹介する。

(1) 設置環境データの作成

i) 地盤種別

信頼性評価を行う対象地域をある大きさのメッシュに分割し、土質調査資料等に基づき、各メッシュの地盤種別を判定する。

ii) 発生地震の想定

対象エリアの発生地震は、地震規模と震源からの距離とから各メッシュの地盤変状種別を考慮してメッシュ単位に自動的に設定される。

iii) 地盤変状エリアの設定

地盤変状とは、地割れ、沈下、液状化等、地盤が大変形を起こす現象をいい、この地盤変状が発生すると、屋外通信設備に大きな影響を与えることになるため、信頼性評価を行う上で、地盤変状を精度良く設定することがポイントとなる。これら地盤変状のエリアの一般的な予測手順は、まず微地形分類等を基にして、地盤変状が発生し

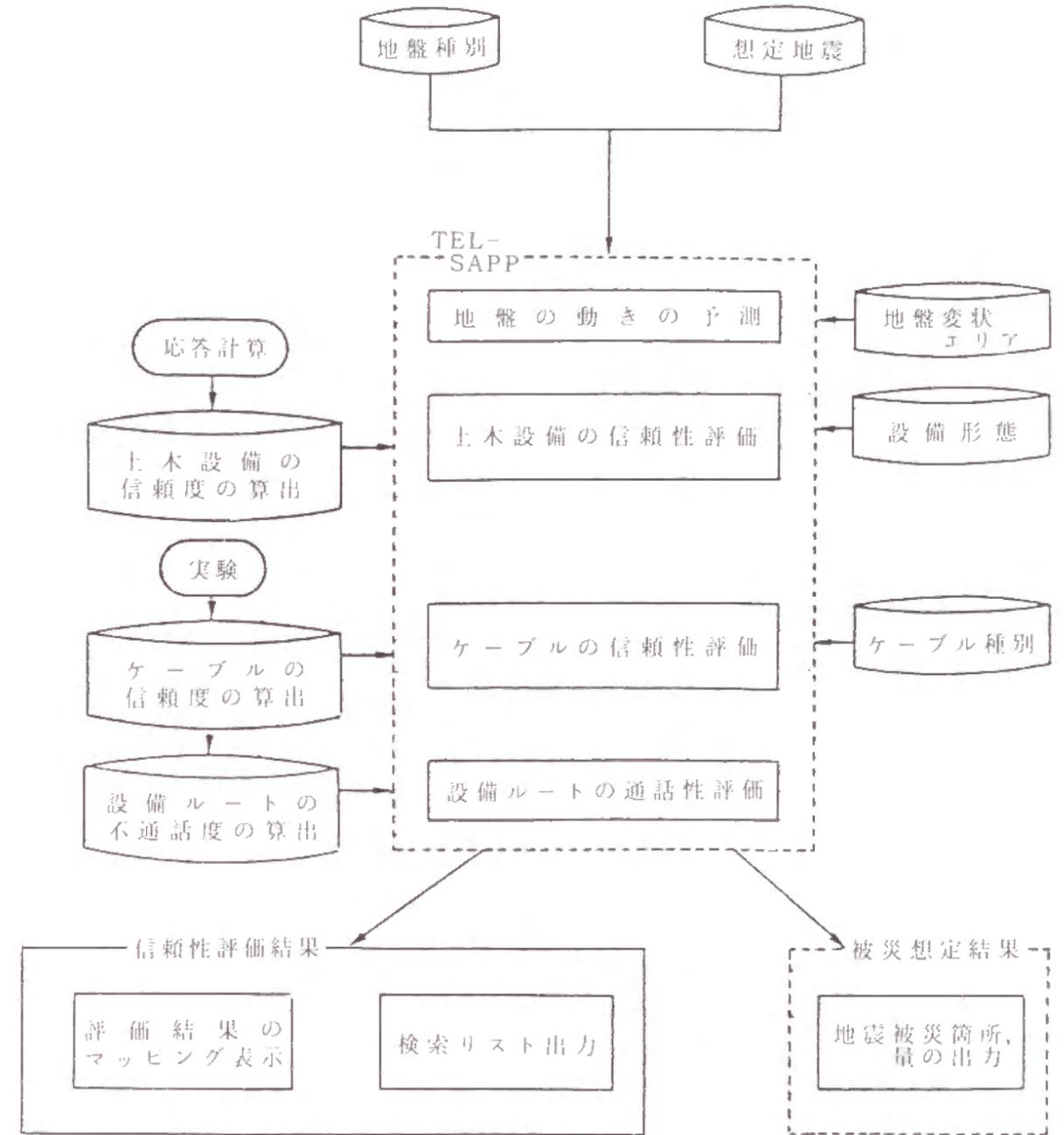


図8-17 信頼性評価システム（TEL-SAPP*）の概要（地震の例）

* Telecommunication Seismic Accident Prediction Program

やすい危険地域を抽出し、調査を行う範囲の絞り込みを行う。この範囲に対し、既往土質調査資料を収集し、土質断面図を作成する。土質断面図から、地盤変状のエリアを明確にする。

(2) 設備データの作成

(a) 管路、ケーブル

対象設備のマンホール区間ごとに図8-18のデータを入力する。

(b) とう道

評価箇所ごと（構造・地盤変状点、及び一般部）に図8-19のデータを入力する。

区 間 名		管 路			ケ ー ブ ル		
上部MHNO	下部MHNO	管 種	建設年度	スパン長	心線径	対 数	種 類

図8-18 管路、ケーブルのデータ様式

節点NO	とう道種別	号 数	セグメント種別 (シールドとう道)	土被り	セグメント種別
------	-------	-----	----------------------	-----	---------

図8-19 とう道のデータ様式

(3) 信頼度の算定

設備の信頼度は、あらかじめ設備形態別、地震外力別、設置環境別に算定しておき、TEL-SAPP内では、評価の対象とする設備に応じて個々に設定する。以下に、対象エリア内の発生震度の設定方法、地盤の動きの予測、設備の信頼度の算定方法の概略について述べる。

i) 発生震度の設定

対象エリアに発生する震度は、地震の規模（マグニチュード）と震源地からの距離とから、各メッシュの地盤種別を考慮してメッシュ単位に自動的に設定される。

ii) 地盤の動きの予測

システムで取り扱う地盤変形は、(i)地震波動の伝播による地盤の変形、(ii)液状化による水平変位と沈下、(iii)軟弱粘性土地盤の沈下、及び(iv)人工造成地盤の境界部及び盛土部の亀裂である（図8-20）。既往の研究から求めた、これら地盤の変状量の目安を表8-2に示す。システムでは、これら地盤の変状量を自動的に算出可能である。

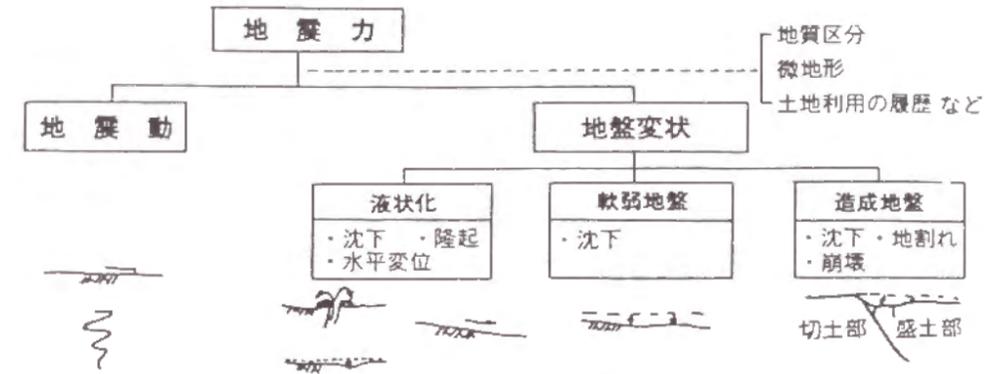


図8-20 地盤の動きの予測

iii) 設備の信頼度の算定方法

① 土木設備の信頼度

設備の信頼度は管路については、7.2.1で述べたように管路、継手、形態、ダクト等を考慮し、またとう道については、7.2.2のように号数、種別、セグメント種別、土被り等を考慮して箇所別、設備別に詳細に算定する。解析時には、設備を伸縮あるいは回転に対して非線形特性をもつ弾性床土上の梁にモデル化し、地震動や地盤変状を変位や応力に置き換え、構造解析を行ない、設備に応じる断面力ないし応力度あるいは継手部の変位量、回転量を算定する(7.3.5)。そして、地震外力のばらつきを正規分布にモデル化し(7.4.1)、設備の耐力値と比較することにより設備の信頼度を算定する（図8-21）。

表8-2 地盤変状量の予測式

種 別	変状項目	予 測 式	変 数 等
液 状 化	水平方向 永久変位	$D_H = 0.75\sqrt{H} \cdot \sqrt{\theta}$	D_H : 変位量 (m) H: 液状化層厚 (m) θ : 地表面あるいは液状化層の勾配 (%)
	鉛直方向 永久変位	$D_v = 0.15\sqrt{H}$	D_v : 変位量 (m) H: 液状化層厚 (m)
軟弱地盤	沈 下	$D = 0.005H$	D: 沈下量 (m) H: 粘性土層厚 (m)
人工造成地	亀 裂	$\delta = 0.05$	δ : 亀裂幅 (m) (ただし、盛土厚さ10m以上かつ原地盤の傾斜20度以上)

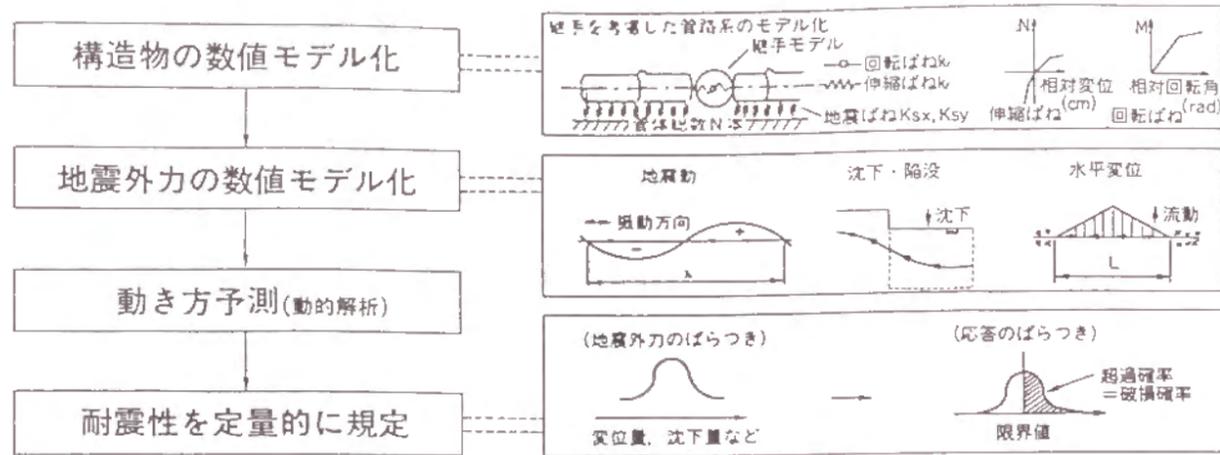


図 8-21 土木設備の信頼度の算定方法

② ケーブルの信頼度

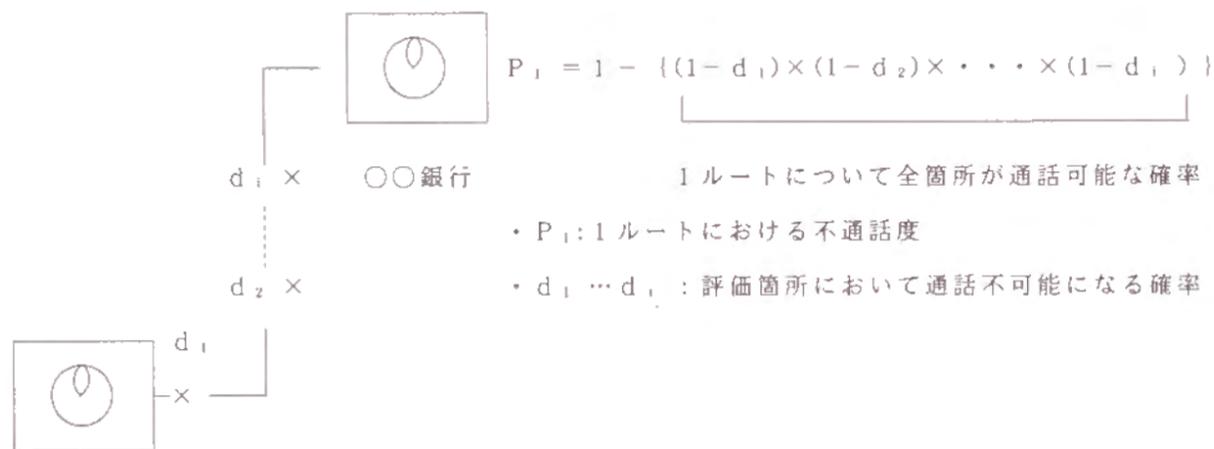
ケーブルの信頼度は、7.5で述べたように地盤変状時の土木設備の挙動、土木設備の信頼度、ケーブル種別等を考慮して実験により算定する。

③ 設備ルートの不通話度

電話局からあるユーザまでの設備ルートの通話性を評価するために次のような不通話度を用いた。

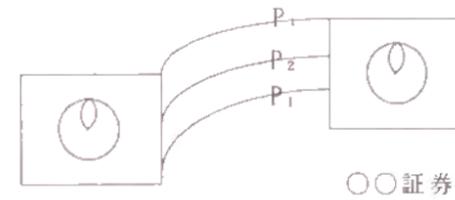
(a) 不通話度

不通話度とは、電話局からあるユーザまでのルートについて地震時の信頼性評価を実施、その結果1箇所でも通話不可能になる確率を示し、下図で表される。



(b) 総合不通話度

総合不通話度とは、電話局からあるユーザまでのすべてのルートが同時に通話不可能になる度合を示し、下式で表される。



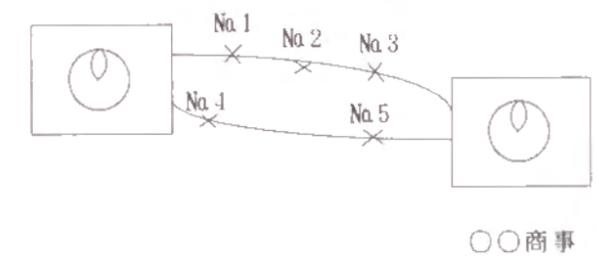
$$P = P_1 \times P_2 \cdots \times P_n$$

P ; あるユーザの総合不通話度

P_i ; iルートにおける不通話度

(c) 算出例

ケーブル名	被害箇所 No.	シミュレーション回数	被害回数	
			管路	ケーブル
A	1	100	90	15
	2	100	100	18
	3	100	50	8
B	4	100	80	10
	5	100	100	16



Aケーブル

$$d_1 = \frac{15}{100} = 0.150$$

$$d_2 = \frac{18}{100} = 0.180$$

$$d_3 = \frac{8}{100} = 0.080$$

$$P_1 = 1 - \{(1 - d_1) \times (1 - d_2) \times (1 - d_3)\} \\ = 1 - \{(1 - 0.150) \times (1 - 0.180) \times (1 - 0.080)\} \\ = 0.359$$

Bケーブル

$$d_4 = \frac{10}{100} = 0.100$$

$$d_5 = \frac{16}{100} = 0.160$$

$$P_2 = 1 - \{(1 - d_4) \times (1 - d_5)\} \\ = 1 - \{(1 - 0.100) \times (1 - 0.160)\} \\ = 0.244$$

したがって、〇〇商事の総合不通話度は

$$P = P_1 \times P_2 = 0.359 \times 0.244 = 0.09$$

(4) 信頼性評価結果の出力

(i) 設備別の評価箇所

対象設備の信頼性評価は、図8-22に示すような被害の定義に基づき設備別に評価箇所を設定した。

設備	被害の定義	評価箇所
管路	<ul style="list-style-type: none"> 管体部：破壊応力 継手部：変位・回転の限界値 MH際：変位の限界値 	<p>MH際 管体部 継手部 地盤急変部 不沈下構造物際</p>
ケーブル	<ul style="list-style-type: none"> 平衡対：断混線の発生 同軸：コアショート 光ファイバ：0.1dB以上の損失増 (1対でも断になる) 	<p>地盤変状を受けた 継手部 MH際</p>
とう道(開削、シールド)	<ul style="list-style-type: none"> 開削：鉄筋が降伏する シールド：セグメントリング間の変位3mm以上 (若干の漏水発生が予想される) 	<p>開削とう道 立坑部 シールドとう道 立坑取り付け部 一般部</p>

図8-22 対象設備の種類と評価箇所

(ii) 結果の表示(図8-23、写真8-1)

TEL-SAPPによる設備結果の表示例は、エリア全体とユーザールート毎の結果に大別できる。エリア全体の評価結果は、設備毎の信頼度をランク別に明示し弱点箇所を把握できるようになっている。さらに、それら設備の詳細なデータ(区間名、管種、ケーブル種別、信頼度別)をパソコンのCRT画面上で対話形式にて任意に検索できる。またユーザールート毎にも、その弱点箇所及び電話局とユーザ間のルートの不通話度の結果を把握することができる。

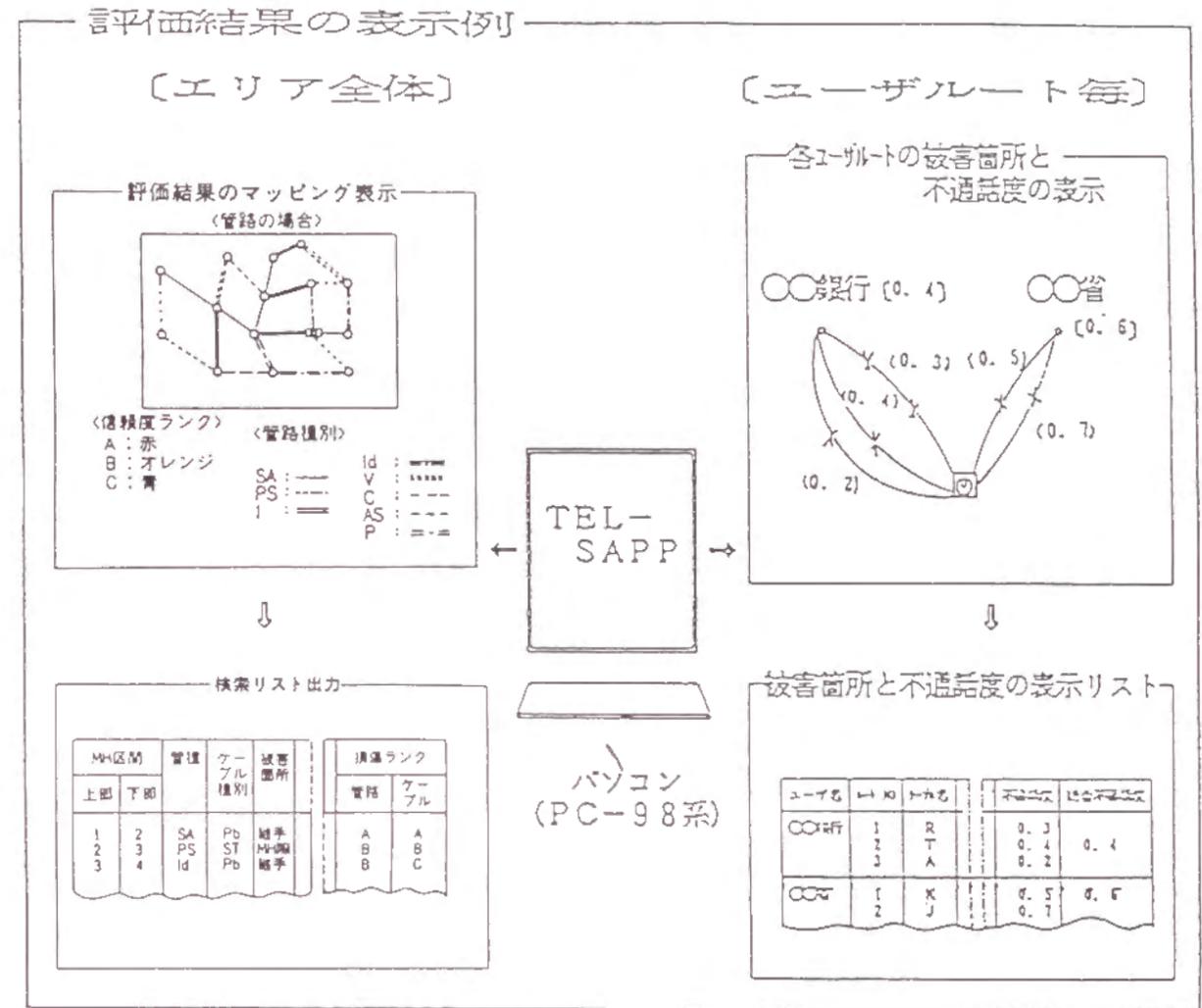


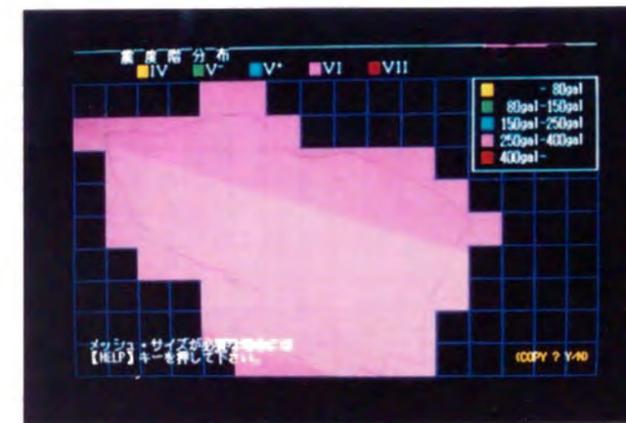
図8-23 TEL-SAPPによる信頼性評価結果の表示例



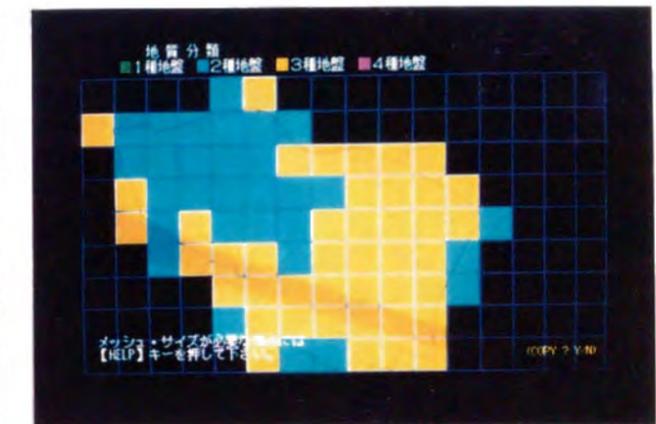
(a) 想定地震の設定



(b) 地形・地質条件



(c) 震度階分布



(d) 地質分類



(e) 管路設備の被害状況



(f) 地下ケーブルの被害状況

写真 8-1 TEL-SAPP の出力画面例

8.4.2 評価結果の活用方法²³⁾

(1) 設備整備計画への適用

既設設備網において、信頼性評価により信頼度が低いと判定された箇所については、計画的な耐震対策を実施する必要がある。

耐震対策を検討するうえでは、

- ① 信頼度の大小
- ② ルートの重要度
- ③ 地域特性

等を総合的に勘案することにより、対策実施の優先順位を設定し、合理的な耐震対策を実施することかできる。信頼性向上対策の実施プロセスの一例を図8-24に示す。

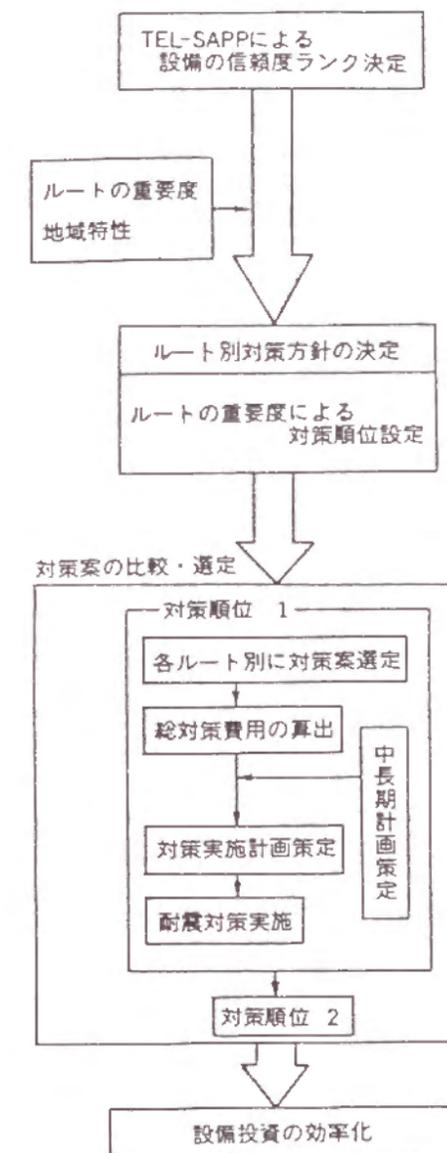


図8-24 評価結果による耐震対策の実施方法(例)

(2) 最適な耐震対策案の選定方法

耐震対策方法としては、信頼性の劣る設備に対して、表8-3に示すように、各種対策案ごとに、施工性、信頼性、経済性を比較検討し、最適な対策案を選定することが可能である。

表8-3 耐震対策方法の例

対策方針	対策方法	
	土木	線路
ルート変更なし	空管路使用	ケーブル収容替え
	管路補強	—
	管路増管	ケーブル収容替え
ルート変更あり	空管路使用	ケーブル収容替え
	管路補強	—
	管路増管	ケーブル収容替え
	既設とう道使用	ケーブル収容替え
ルート新設	管路新設	ケーブル収容替え

(3) 復旧計画支援

電話局エリアのどこでどの程度の信頼度があるかが設定できれば、事前の最適な復旧対策（復旧資機材等の配備等）を行うことができる。具体的には、このシステムにより、応急ケーブル、移動無線等の復旧資機材の数量や配置計画、被災等の復旧要員確保の目安を得ることができ、震前の復旧体制を合理的に整備することができる²⁶⁻²⁷⁾。

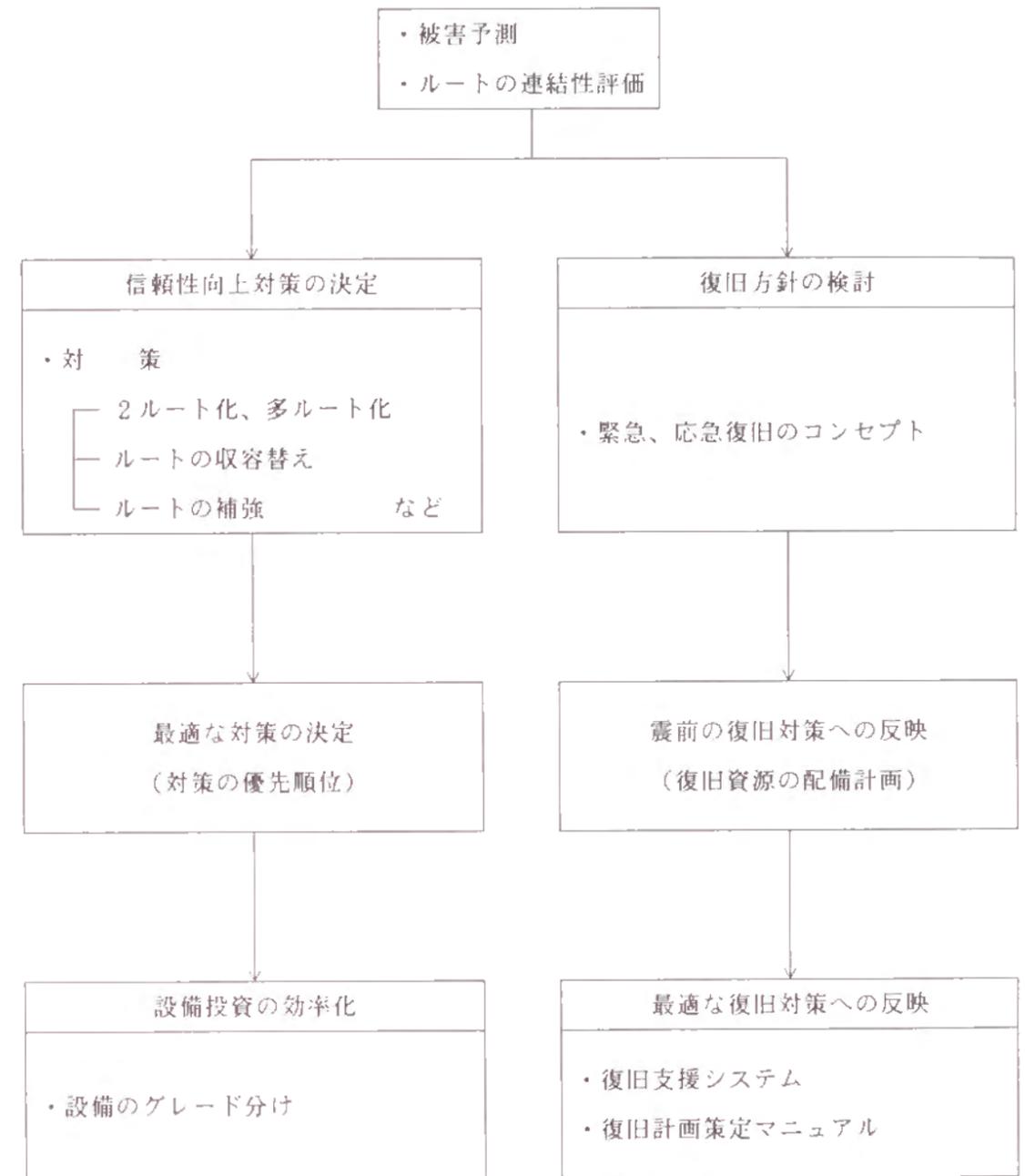


図8-25 信頼性評価手法の活用

8.4.3 屋外通信設備の地震時信頼性評価手法 (TEL-SAPP) のプログラム概要¹⁾

本節では、実際にある大都市のA地域における屋外通信設備の地震時信頼性評価に用いられた信頼性予測プログラムについて述べる。なお、この信頼性予測プログラムは、前節において求められた屋外通信設備(管路・とう道設備およびケーブル)に対する地震時信頼性確率を用いている。以下に、管路設備、とう道設備およびケーブル網の信頼性予測フローについての説明を行う。

(1) 地震時信頼性予測プログラムの概要

図8-26は、屋外通信設備の地震時信頼性評価手法のプログラムのメイン・フローを図示したものである。

i) 想定地震の設定

信頼性予測の対象としている地域周辺において、ある規模の地震を想定する。すなわち、過去の地震記録をもとに地震の震源位置(東経、北緯)およびマグニチュード(M)を入力する。

ii) 信頼性予測地域の地形・地質情報対象地域の地盤種別(4種)、地形(断層、盛土、切上、液状化地域、急斜面等)および地下構造物(地下鉄、地下街、地下道路等)等を表示する。

iii) 震度階分布

想定地震より、加速度のアテニュエーション式および地盤種別を用いて、対象地域の震度階分布を求める。なお、このプログラムでは対象地域をある大きさの長方形メッシュに分割し、その分割メッシュ毎に震度階を表示する。本研究では、震度階として次の5区分に分割した。

- 震度IV (~ 80 gal)、 震度V⁻(80 gal~150 gal)
- 震度V⁺(150 gal~250 gal)、 震度VI (250 gal~400 gal)
- 震度VII (400 gal~)

iv) 通信土木設備の表示

通信土木設備として、対象地域における管路およびとう道網を表示する。

v) 管路設備網の信頼性予測

地盤種別、震度階および管路種別(継手種別)データより、管路設備の信頼性予測を行う。なお、本研究ではモンテカルロ法によるシミュレーションにより信頼性の予測を行った。すなわち、乱数を発生させ、その値が与えられた信頼性確率より大きな値であればその管路は損傷するというものである。

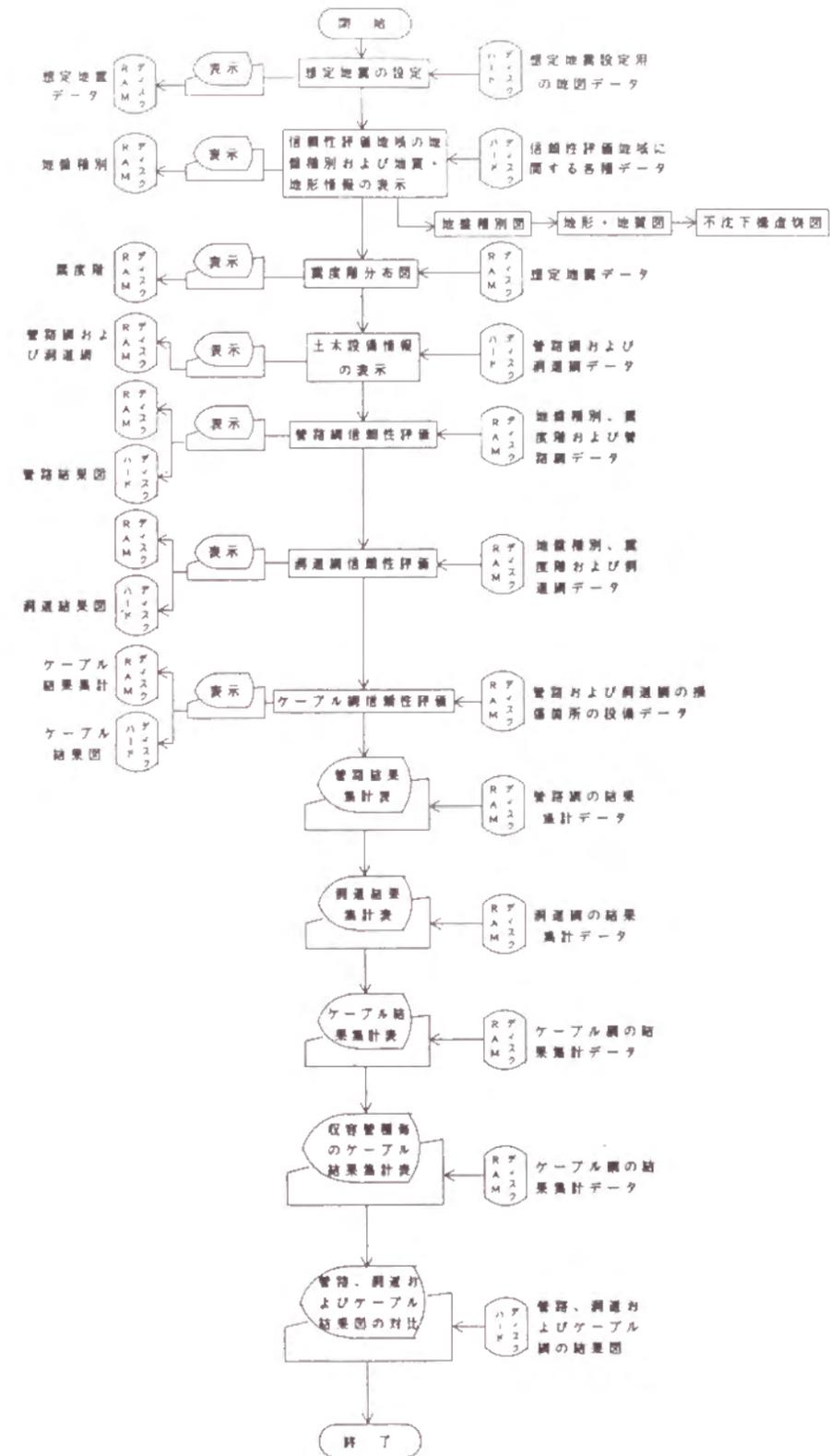


図8-26 屋外通信設備の信頼性予測フローチャート

VI) とう道設備の信頼性予測

管路網の信頼性予測と同じように、地盤種別、震度階およびとう道種別（開削、シールドとう道、継手種別）データより、とう道設備の信頼性予測をモンテカルロ法により行う。

VII) ケーブルの信頼性予測

管路設備の信頼性予測における管路設備の損傷箇所についてのみ、ケーブルの信頼性評価を行う。なお、本研究では、とう道の損傷が地下ケーブルに及ばないものと考えられるため、とう道設備の損傷箇所においてはケーブルの信頼性予測は行なわない。

VIII) 電気通信設備の信頼性予測結果の比較

対象地域における電気通信設備に対する信頼性予測が終了すれば、管路設備、とう道設備およびケーブル網に対する信頼性予測結果を管路種別、とう道種別およびケーブル種別毎に表示する。また、ケーブルの信頼性予測結果については、ケーブルの収容されている管路種別毎の予測結果も表示する。さらに、管路設備、とう道設備およびケーブル間の信頼性予測結果の比較を行う。すなわち、管路設備とケーブル網に対する信頼性予測結果を比較することによって、どの地域周辺に信頼性の低い設備およびケーブルが存在するかが一目で分かるものである。

(2) 管路設備に対する信頼性予測フロー

図8-27は管路設備に対する地震時信頼性予測フローを示したものである。対象地域における管路設備データ（マンホールに収容されている複数の管路に対する管体種別、継手種別等のデータ）をマンホール毎、管路毎に読み込み、想定地震より算定される地震外力に対して信頼性予測を行う。図からも分かるように、管路設備については管体部、継手部およびマンホール際に対する信頼性予測と同時に、管路が地盤急変地域に敷設されている場合（軟弱地盤地域、液状化地域などに設置されている場合）や、構造変化部および橋梁添架部を有している場合についても信頼性予測を行う。なお、図8-27中の液状化、軟弱地盤沈下、地割れおよび地震波動などの地震外力に対する信頼性予測フローを図8-28～8-32に示しておく。

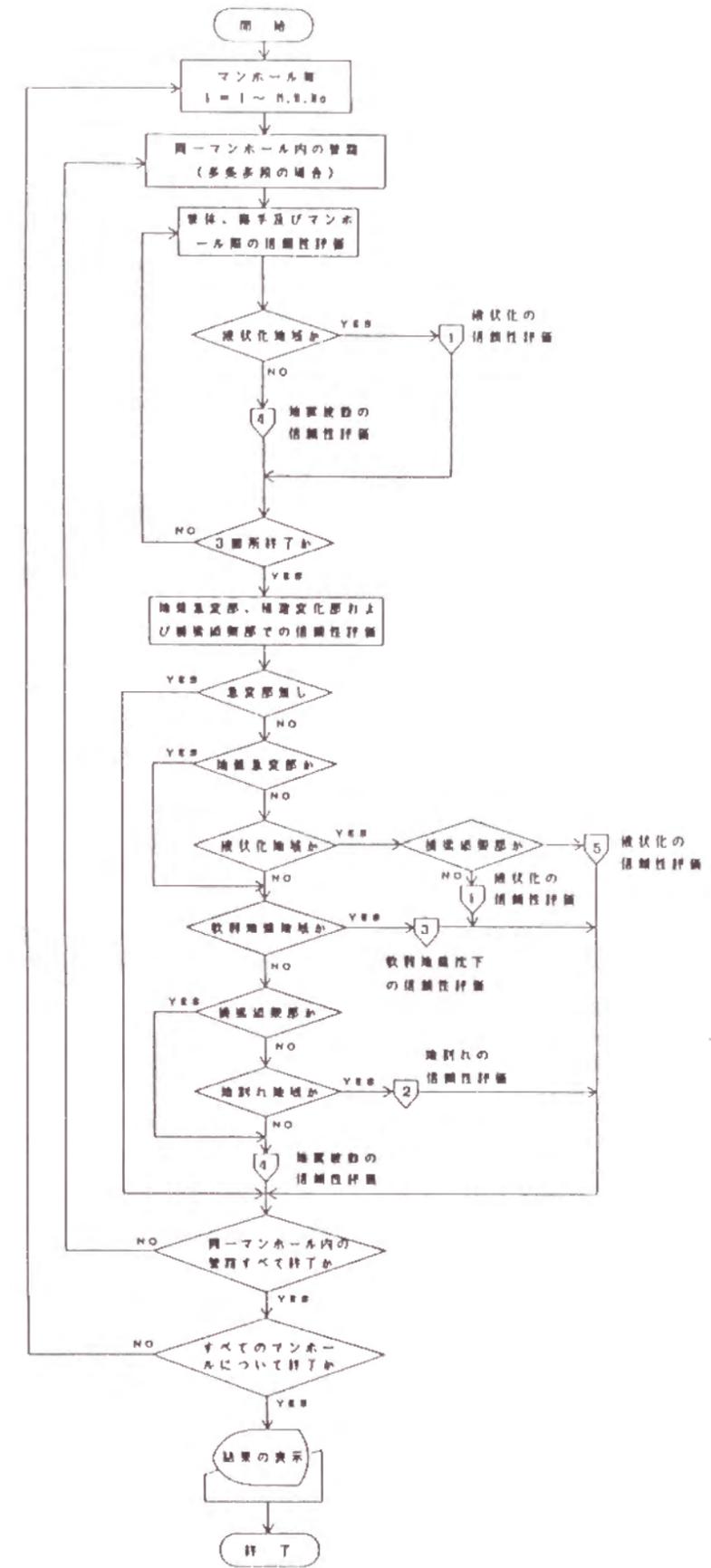


図8-27 管路設備に対する信頼性予測フロー

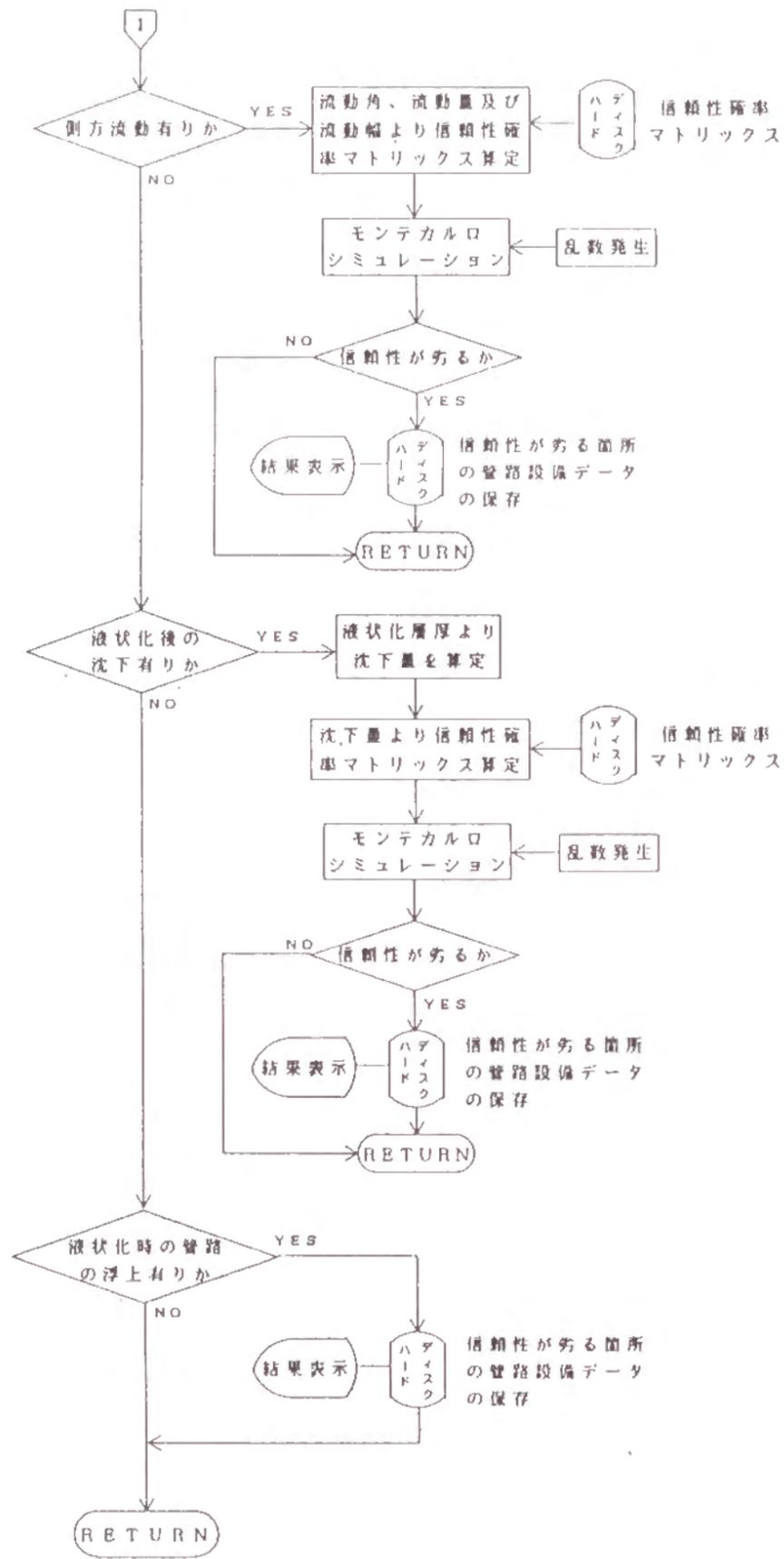


図 8-28 液状化の予測フロー

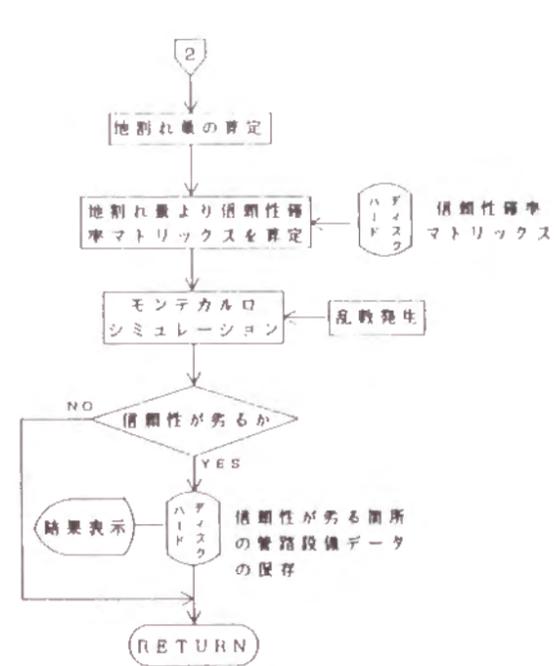


図 8-29 地割れの予測フロー

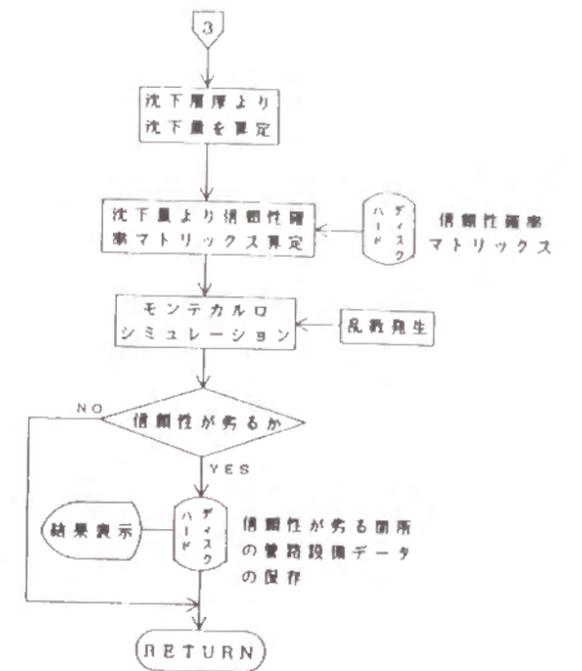


図 8-30 軟弱地盤沈下の予測フロー

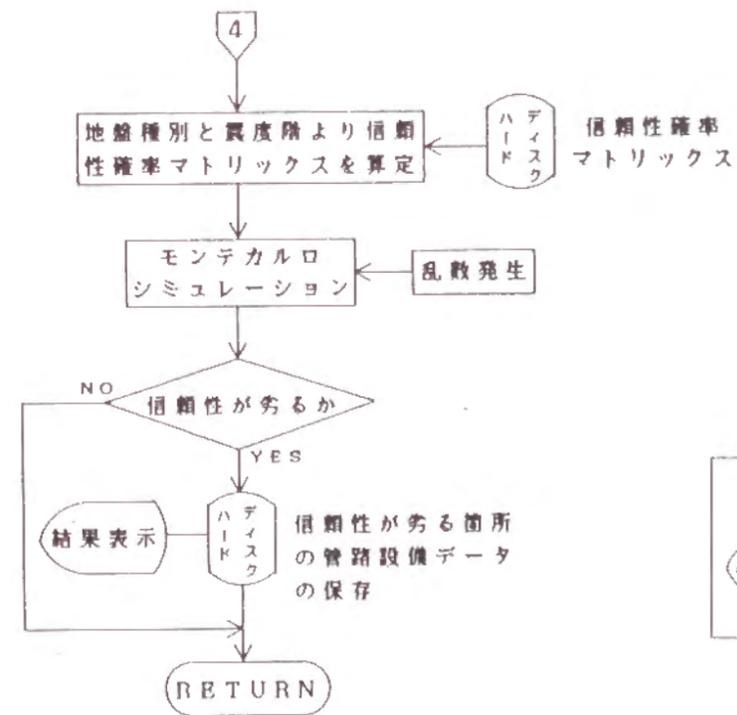


図 8-31 波動の予測フロー

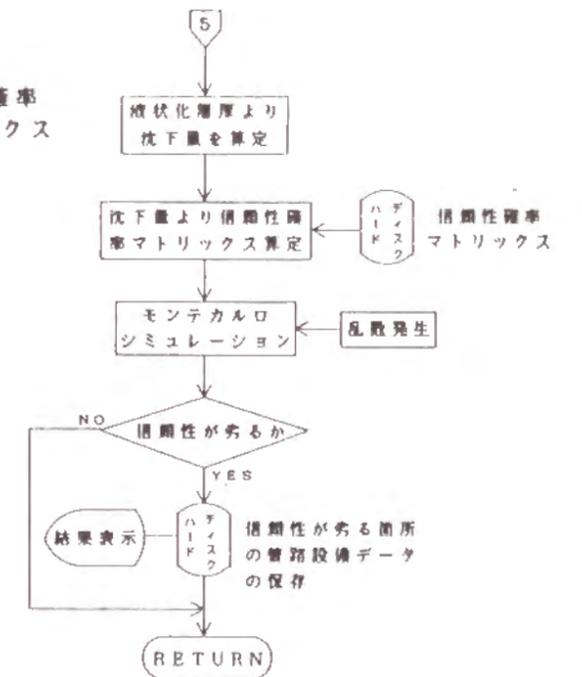


図 8-32 橋梁添架部における液状化予測フロー

(3) とう道設備に対する信頼性予測フロー

図8-33はとう道設備の信頼性予測フローを示したものである。対象地域におけるとう道設備データ（とう道種別、継手種別等のデータ）を読み込み、想定地震より算定される地震外力に対して信頼性予測を行う。このフローより明らかなように、とう道種別により信頼性予測フローを分類し、シールドとう道については地震波動に対する信頼性予測のみを行う。また、開削とう道については地盤急変部に設置されている場合に液状化に対する予測を行い、地盤急変部に設置されていない場合には軟弱地盤沈下および地震波動に対する信頼性予測を行う。なお、地震外力に対する予測フローのうち、液状化に対する予測フローが管路設備における場合と異なるため、図8-34にとう道設備の液状化に対する信頼性予測フローを示しておく。軟弱地盤沈下および地震波動に対する信頼性予測フローについては、フロー中の信頼性確率マトリックスが違うだけである。

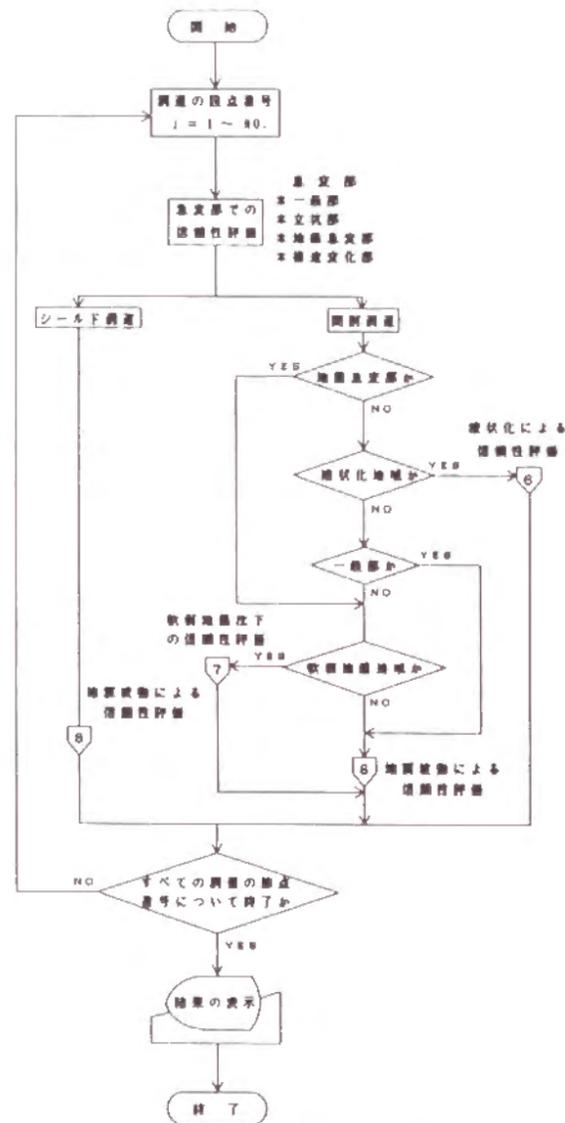


図8-33 とう道設備の信頼性予測フロー

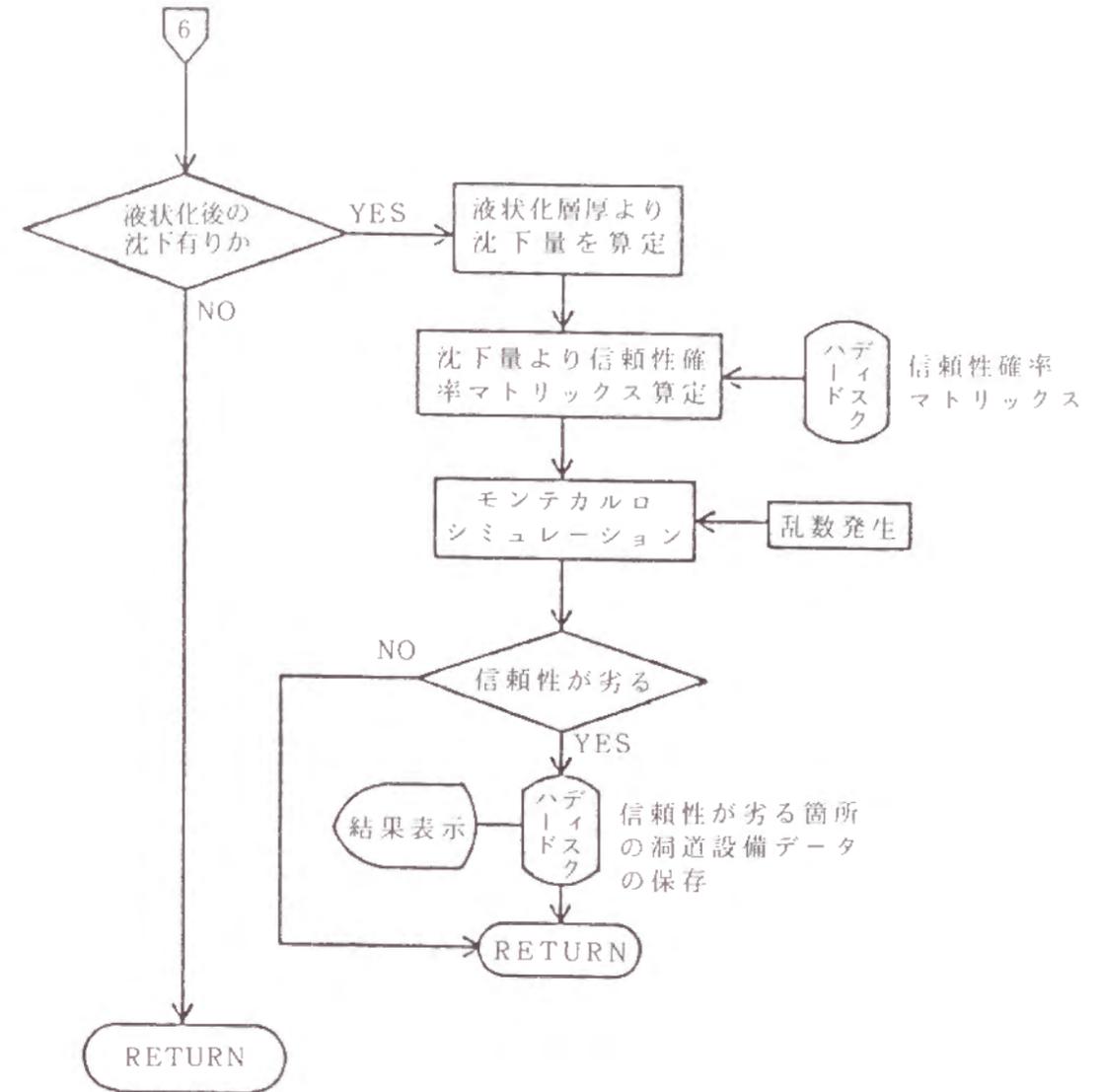


図8-34 液状化の予測フロー（とう道設備）

(4) ケーブルに対する信頼性予測フロー

図8-35はケーブルに対する信頼性予測フローを示したものである。この図から分かるように、ケーブルの信頼性予測は、管路設備の損傷箇所においてのみ行う。また、7章の7.5.3.においてケーブルの地震時信頼性を3つのランクに分けたように信頼性予測として3つの程度、すなわち、信頼性大、中、小で予測することができる。

管路設備に対する信頼性予測において得られた損傷箇所の管路設備データを読み込み、管体種別、管路損傷要因（液状化、軟弱地盤沈下、地震波動等）およびその管路に收容されているケーブルの種別から得られるケーブルの信頼性確率をもとにして信頼性予測を行う。

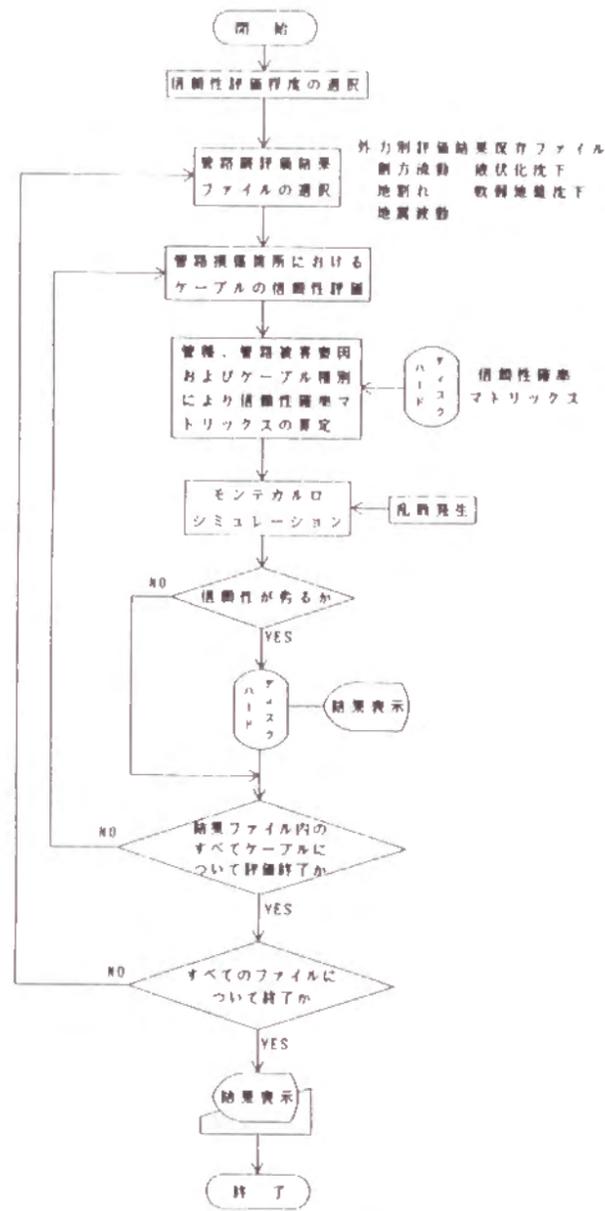


図 8-35 ケーブルの信頼性予測フロー

(5) 重要加入者ルートの連結性評価

上述の屋外通信設備の地震時信頼性予測フローを組み合わせることによって、加入者と電話局間の地震時連結性評価を行うことができる。図 8-36 は信頼性予測の対象地域内の重要加入者ルートの信頼性予測より、加入者ルート毎の連結性評価を行うフローを示したものである。ルートの連結性評価ステップは次のとおりである。

- ① 加入者ルートを含む予測地域に関する地形・地質情報を表示し、これをもとに想定地震から予測地域の震度階分布を求める。
- ② 加入者ルートの通信土木設備（管路設備、とう道設備）を表示し、設備毎に信頼性予測を行う。

- ③ ルート毎の管路設備損傷箇所についてケーブルの信頼性予測を行い、ルート毎に連結性の評価を行う。
- ④ ③を所定の回数だけシミュレーションを行う。
- ⑤ ルート毎に連結性評価結果を表示する。

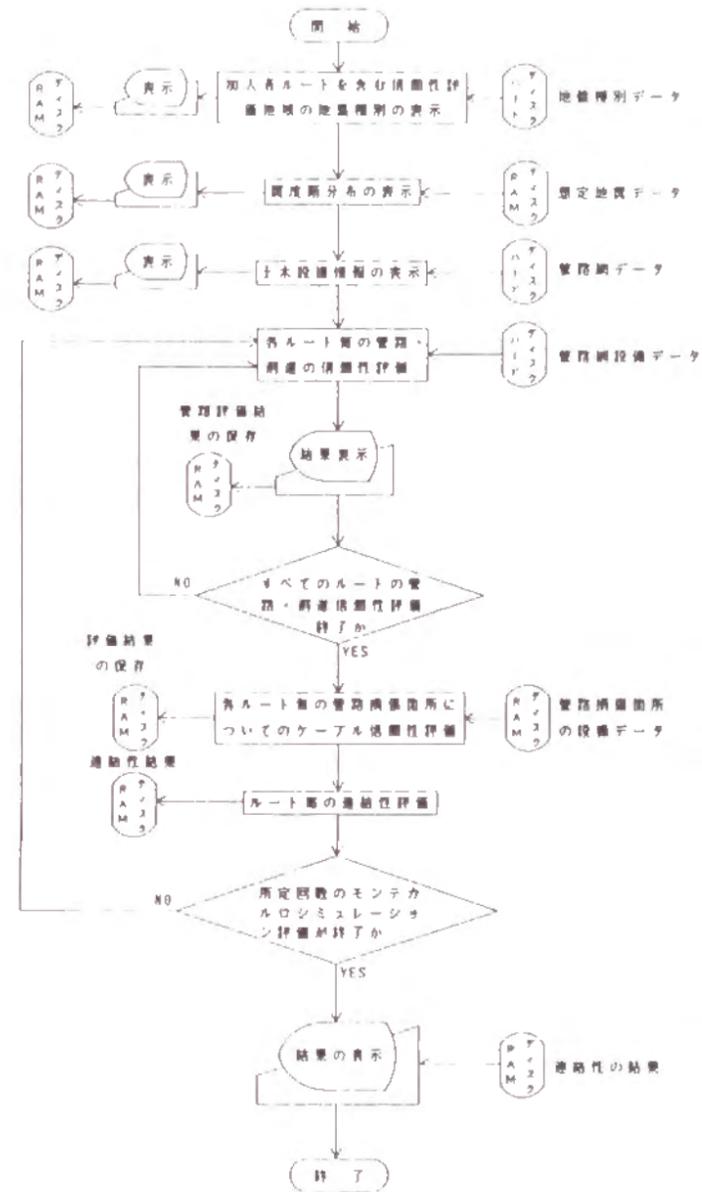


図 8-36 重要加入者ルートの連結性評価フロー

8.5 考察

本研究は、電気通信設備の中で屋外通信設備を取り上げて、地震時の信頼性評価を行う手法についての検討を行った。とくに、屋外通信設備の信頼性評価を行う際に必要となる管路・とう道設備の地震時信頼性確率の算定手法、ケーブル損傷実験からのケーブルの地震時信頼性確率の算定手法およびそれらの信頼性確率を用いた屋外通信設備の地

震時信頼性予測プログラムの詳細な説明を行った。以下に、各通信設備の地震時信頼性確率について得られた結果を示しておく。

- ① 地震波動および液状化時浮上に対する信頼性確率は一般的に極めて大きく、その他の地震時外力に対しては、外力の人力レベルがある値を越えると信頼性確率が減少する。とくに、液状化時鉛直変位と水平変位に対しては信頼性確率は小さくなる。
- ② 管体部と継手部では信頼性確率が異なるが、一般に、管体分ではコンクリート管とアスベスト管の信頼性確率が小さく、継手部ではねじ継手と印ろう継手の信頼性確率が小さい。
- ③ 構造物際管路部においては一般管路部より概して信頼性確率が小さい。
- ④ 多条多段配置の管路が軸直角方向への地盤変状を受ける場合、上下段管の信頼性確率は中段管のそれに比べてやや小さい。
- ⑤ 開削およびシールドとう道ともいづれも地震外力に対しても信頼性確率は非常に大きく、管路と比較してその耐震性は高い。
- ⑥ 一般的には、硬質ビニール管内にケーブルが収容されている場合、管体の信頼性確率は低いが、ケーブルの信頼性確率は高くなる。
- ⑦ 沈下・側方流動（液状化時水平変位）時にケーブルの信頼性確率は低くなる。

今後は、本研究において提案した地震時信頼性評価法および信頼性予測プログラムを用いて大都市およびその周辺地域における屋外通信設備の信頼性評価を行うとともに、それらの屋外通信設備の補強および復旧対策に関する研究が必要となるであろう。

- 1) 中野雅弘：Improving Underground Telecommunication Facilities Reliability During Earthquakes NTT-JTR (Japan Telecommunication Review), P193-199, 1986.7
- 2) 亀田弘行：近代都市の耐震対策、土木学会誌、P26-28, 1989年6月
- 3) 中野雅弘・藤橋一彦・服部浩明：米国の電気通信を中心とするライフラインの耐震技術の動向、NTT-外国通信技術、P24-31, 1987年2月
- 4) 能島揚呂・亀田弘行：ライフライン系における地震防災システムの基本構造に関する考察、京都大学防災研究所年報 第32号、B-2, P89-109, 平成元年4月
- 5) 日本電信電話公社保全局災害対策室監修：災害対策必携、昭和60年3月
- 6) 日本電信電話公社電気通信技術委員会：屋外施設の耐震性の検討、昭和58月12月
- 7) 亀田弘行：上水道管路網の信頼度解析モデル、仙台市上水道システムの被害と機能水準自然災害科学総合研究班、大地震時における都市生活機能の被害予測とその保全システムに関する研究、研究代表者 志賀敏男、1984年3月
- 8) 田村重四郎・川上英二：モンテカルロ法による地中埋設管システムの耐震性の評価方法土木学会論文報告、第311号、1981
- 9) 2)に同じ
- 10) 4)に同じ
- 11) 亀田弘行：ライフライン系 上水道システムの事例、土木学会誌、P24-29, 1986年4月
- 12) H. Kameda・H. Goto・T. Kasuga：System Reliability and Serviceability of Water Supply Pipeline under Seismic Environment, 8WCEE, July, 1984
- 13) H. Kameda・M. Sugito・H. Kanda：Long-term Effect of Earthquake Damage on Water Supply Pipeline, 9WCEE, VII-5~VII-10, 1988 Aug.
- 14) 亀田弘行・神田 仁・杉戸真太：震害要因とその経年的影響に基づく上水道の耐震健全度評価、土木学会構造工学論文集、Vol.36A, P813-825, 1991年3月
- 15) 篠塚正宜・小池 武：埋設ライフラインシステムの連結性能に関する地震危険度解析、土木学会論文報告、第31号、1981年10月
- 16) 高田至郎・上林星弘：パソコングラフィックによる地中ライフライン網の地震防災計画土木学会第40回年次学術講演会概要集、1-425 PP849-850, 昭和60年10月
- 17) 中野雅弘、服部浩明、高田至郎：電気通信屋外設備の地震時被害予測手法、土木学会第42回年次学術講演会概要集、1-535, P1104-1105, 1987.9
- 18) 高田至郎：水道協会誌、547号、1980
- 19) 電気事業連合会：変電設備耐震対策特別委員会報告、昭和54年7月

- 20) 日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針、昭和57年
- 21) 田邊揮司郎・高田至郎・片桐 信：管路－マンホール系の液状化時挙動実験および安全性の検討、土木学会第41回年次学術講演会概要集、pp1043-1044、昭和61年10月
- 22) 高田至郎：パソコンによる地中ライフライン管路の地震被害予測、地震時におけるライフライン系を含む都市機能の防災と復旧過程に関する研究、代表者：山田善一、文部省の科研費、自然災害総合研究No-5802002、S. 62.3
- 23) 中野雅弘・服部浩明・鈴木崇伸：局外通信設備の信頼性向上を図る地震時信頼性評価技術、NTT施設、Vol.40, No.8, P55-58, 1988.8
- 24) 中野雅弘・高田至郎・三輪充彦・藤橋一彦：Earthquake Damages and Damage Prediction Method of Underground Telecommunications Conduits、ライフライン地震工学シンポジウム、P77-91, Princeton, NJ, 1987
- 25) 中野雅弘・藤橋一彦：多様化する管路設備の耐震性評価技術、施設、1986.8
- 26) 佐武正雄ら：都市供給施設における震害の防止－軽減並びに復旧対策に関する研究、昭和62年度文部省科研費重点領域研究、1988.3
- 27) ㈱三菱総合研究所：東京都総務局委託・東京における地震被害の想定に関する調査研究 供給処理施設分科会報告書、平成2年3月
- 28) 高田至郎・中野雅弘・高谷富也・服部浩明・鈴木崇伸：地下埋設通信設備の地震時信頼性評価法、建設工学研究所「研究報告」第30号、P25-47, 1988.11

本論文は、地下埋設構造物の1つである屋外通信設備について、地震時におけるその挙動を解明し、合理的な耐震対策工法の確立及び、定量的な地震時信頼性評価手法を提案することを目的としている。そのため、既往の主要な地震被害結果を分析し、地震時挙動観測結果について考察を加えるとともに、地盤変状の中で液状化現象をとらえ、その再現実験を行ない、結果を分析し、望ましい耐震対策工法の提案を行なった。さらに、地盤変状について、そのメカニズムの解明、変状量の定量化により、地下構造物の耐震性を定量的に表わす損傷確率の算定及び損傷確率を用いた屋外通信設備の地震時信頼性評価手法の紹介、及び適用例について述べてきた。各章における研究成果については、それぞれ各章の中で列記したとおりであるが、ここでは、各章における研究概要と主な結論をまとめて以下に記す。

第1章では、ライフライン施設として地下埋設設備の1つである屋外通信設備の位置付、役割及び特徴を述べ、地震時に、地下埋設設備に大きな被害をもたらす地盤変状の解明の重要性を指摘することにより本論文の目的を明確にし、さらに各章の内容の概要を述べた。

第2章では、まず、通信土木設備の概要について説明し、その構造、大きさ、材質の特徴などを明らかにした。さらに、既往の主な地震被害調査結果を基に、その特徴を明らかにするとともに、被害の原因を検討した。その結果、被害の特徴として地震動そのものにより構造物に力や変位が加わり被害が生ずるものは、設備の設置環境にあまり左右されないが、液状化又は地盤の崩壊などの変状によるものは大きく影響され、特に液状化地盤や盛土区間では多くの被害が発生していることが明らかになった。また、近年特に、地盤の液状化による管路・マンホールの被害が注目されている。

まず1964年新潟地震では、地盤の液状化により地下管路の折損、屈曲または継手の破損等により通信ケーブルが切断または浸水し、さらにマンホール内で通信ケーブルの接続点に亀裂を生じ浸水したりしたため、通信障害を起こしたことが明らかにされた。また、マンホールの被害では、ほとんど管路取付口が破損しているのが特徴である。

1968年十勝沖地震では、マイクロルートの故障により、盛岡以北の電話・テレビジョン中継線が約2時間にわたって不通となる被害が特徴的であり、それらの被害のなかで地下ケーブルの損傷は軟弱地盤か盛土部分で発生しており、被害を受けたのが大容量の同軸ケーブルであったため通信サービスへの影響が大きかった。

1978年宮城県沖地震では、地下設備の内、同軸ケーブルが損傷を受け、多くは橋台際で発生し、中心導体の変形によるコアショートであった。地下管路では、盛土区間の橋梁や暗渠前後での折損被害が明らかになった。

1982年浦河沖地震では、管路のねじ継手部で一方の管が抜け出し、さらにそれが衝突し元の継手部へくい込みケーブルに損傷を与えた被害例が大きな特徴であり、地震力の管路への

伝達機構を明らかにして補強対策を検討する必要性が明らかになった。またマンホールダクト口にダクトスリーブを設置することにより地震力を軽減し得ることが明らかになった。橋梁添架管路では、伸縮継手の導入により充分対処できることが明らかになり、また橋台際の道路取付部には、地震による地盤沈下に追従するための離脱防止継手により対処する必要性が判明した。さらに、とう道と局舎の取付部では、地盤沈下の程度によっては伸縮継手の構造等を見直す必要性が明らかになった。

1983年日本海中部地震では、(1)他のライフライン施設と同様に、地盤の液状化が発生した箇所、マンホールの浮上・傾斜、地下管路の損傷等顕著な被害が確認され、収容ケーブルへの直接損傷も発生したこと、(2)地盤の液状化判定方法として道路橋示方書に示されている方法は、ほぼ実際の現象に対応していること、(3)地下水位の高さがマンホールの浮上に大きな有意性をもっていること、(4)地下管路の被害では、額縁損傷はダクトスリーブにより軽減することが可能であること、(5)塗覆装鋼管のねじ継手及び従来の伸縮継手は耐震上弱点となる恐れがあること等のことが明らかになった。

1984年長野県西部地震においては、大規模な山腹斜面の崩壊が発生し、屋外通信設備の被害は斜面崩壊による電柱・地下管路の流失等が主なものであり、それ以外の箇所の被害は軽微であった。その中で、地下管路では旧型タイプの伸縮継手及びねじ継手の被害が発生し、それら継手に対する効果的な耐震対策を構じる必要があることが明らかとなった。また、地下管路の占用位置は、山側等に占用することが有効であり、設計上十分考慮する必要性が明らかとなった。

第3章では、屋外通信設備種別ごとに実地盤での地震時挙動を把握するために行なった地震時挙動の現地観測結果を分析し、一部解析結果との比較を試みた。まず、地下管路については、筑波研究学園都市において行なわれた比較的加速度レベルの大きな3例の地震観測結果について検討した。その結果、管路中間部に生じるひずみの推定式を求めるとともに、表層地盤の振動特性によって地震動が増幅される地震に比べて、直下型地震では、高振動が卓越するため基層と表層の挙動に差が少なく、表層地盤の振動特性が現れにくいことが明らかとなった。また、観測された基盤加速度を入力波として、多質点系バネマスモデルによる動的解析法を行った結果、管路に生じるひずみの解析値は、概ね観測結果と合うことも判明した。

とう道については、シールドとう道と開さくとう道の2ヶ所で実施した。まず、シールドとう道の観測結果については、(1)とう道の軸方向ひずみは、とう道の構造条件及び地盤条件により有意な差があり、特に地盤急変部(軟 ↔ 硬)では大きなひずみが生じる、(2)とう道の断面方向ひずみは、水平面に対して0°の位置と90°の位置における波形の位相は逆転し、また45°の位置に生じているひずみが大きな値を示している。また、とう道軸方向と同様に、構造条件及び地盤条件による違いが見られることなどが判明した。

また、開さくとう道については、基盤及び表層の加速度波形とも記録の後半部から周期6～7秒の長周期成分をもつ波が観測されており、長周期成分の卓越する部分に大きなひずみが生じて、その内、曲げひずみよりも軸ひずみが卓越していることがわかった。また、とう道断面方向のひずみは軸方向と比べてきわめて小さいこともわかった。

つぎに、地震時挙動の現地観測結果をふまえ、とう道軸方向については、多質点系バネマスモデル、とう道断面方向については有限要素モデルによる動的解析手法の適用性を検証した。その結果、とう道軸方向については、開さく、シールドとう道とも、軸ひずみは観測値と解析値は良く一致しており、また曲げひずみについても概ね一致している。また、若干一致していない部分については、ひずみ計の感度のわずかな違い等が影響しているものと考えられる。また、動的解析法より応答変位法によるものの方が、一般に大きめの値を与える傾向にあること、シールドとう道では、立坑との接続部はヒンジとみなして解析すると良い結果を示すことが明らかになった。とう道断面方向では、シールドとう道について時刻歴応答を比較した結果、位相については、比較的良く一致しており、また、ひずみの最大値についても、観測値と解析値を比較するとよく合うことが判明した。この結果、多質点系バネマスモデル、有限要素モデルによる動的解析法はとう道の耐震設計法として用いることが可能であると考えられる。しかし、今後とも現地観測を継続して、データの蓄積を行ない、特にひずみレベルが大きくなった場合の地盤ばね定数の低減方法、地盤の減衰定数の割増方法等を検討し、解析精度の向上を図っていく必要がある。

つぎに、橋梁添架管路については、記録の後半部分に長周期成分を持つ地震時の観測結果では、管路のひずみが後半増幅されていること、また、橋桁の変位は長周期成分波に対して共振現象を起こし、大きくなっていることが明らかになった。さいごに、多数の通信ケーブルを収容するとう道から、利用者用のケーブルを引き出すのに用いるとう道管路分岐管では、振幅の大きな主要動時に、分岐管の上部と下部に発生するひずみはかなり異なっており、シールドトンネルとの衝突の影響が考えられること、また最大ひずみの大きさは、概ね合っていることも判明した。今後、これら設備の現地観測を継続してデータの蓄積を行い、理論解析と照合を行いながらより精度の高い耐震設計法の確立を目指す必要がある。

第4章では、屋外通信設備の内、過去の地震時の液状化現象により被害を受けている電柱について振動台を用いた模型再現実験を行ない、液状化時の挙動について結果の分析を行なうとともに、考察を加えた。その結果、(1)電柱根入れ部の過剰間隙水圧比の最大値は周辺地盤と同様、対策なし、根かせ、砕石なし、砕石網あり、の順に小さくなり、砕石網ありがよい防止効果を有すること、(2)沈下量は、砕石網ありの電柱が最も小さく、対策なしの再現実験結果を換算すると日本海中部地震での沈下量にほぼ相当していること等が判明した。しかし、本実験では、地震波が鉛直下方から入射する場合を想定したものであり、表面波が入射する場合は扱っていないこと、また、通信ケーブルの拘束効果による影響を充分反映してい

ないことなど、今後に残された課題がいくつかあることが判明した。

第5章では、第4章と同様の模型再現実験によりマンホールの液状化時の挙動についてその特性を把握するとともに、各種対策を施した場合の効果について検討を行なった。その結果、(1)微小入力時のマンホール-地盤系はマンホール部の方が地盤部より応答倍率が小さく、マンホールは周辺地盤の動きに支配され、マンホールの振動はあまり卓越しないこと、(2)再現実験による相対沈下量は、ほぼ実物に換算して妥当であること、(3)各種対策による周辺地盤の最大応答変位は、碎石のみ、地下水位低下GL-30cm、碎石・矢板併用、地下水位低下GL-50cmの順に小さくなり、特に、碎石層の過剰間隙水圧の上昇を消散させる効果が大きく、また、矢板の剛性による制振効果も期待できること等がわかった。マンホールの浮上量も周辺地盤の最大応答変位の大きさとほぼ同じ順であり、また、マンホールが浮き上る時、マンホール底板周辺から、砂が回り込むことが確認された。また、液状化程度を表わす過剰間隙水圧比 U/σ'_v を用いて浮上現象を考察すると、対策を施さない場合のマンホールは U/σ'_v が約0.3近傍でマンホールは浮上を開始し、その後 U/σ'_v が約0.7になるまで浮上せず、 U/σ'_v が約0.7になると、約5cm浮上する。また、碎石や碎石・矢板併用による対策を用いると U/σ'_v は大きく上昇しない。

しかし、本論文では、マンホールが浮上するとき、マンホール底部近傍の三角柱形状の地盤がマンホール底部に流入することを確認した。特に、マンホール底板の下に流入する砂の量は、周辺地盤の液状化に伴う強度低下と地盤内の応力の不平衡の程度に左右されると考えられるが、この点については、さらに検討が必要である。また、均質な地盤中で、マンホールは真上に浮上せず、傾斜しながら浮上する現象も興味のあるものである。

第6章では、第2章での過去の地震被害例の原因の分析結果及び第3章での現地観測結果、さらに、第4章-第5章での地盤変状(液状化)再現実験の結果等を考察して、屋外通信設備の地盤変状対策について検討した。その結果、新設の場合には、管路では耐震継手の採用、マンホール・とう道については矢板・碎石による埋戻しによる工法、電柱については網と併用した碎石による埋戻しによる工法が最適であることが明らかとなった。また、既設の対策としては、管路の場合には、耐震継手への取り替え、又は一定間隔で碎石、砂袋の埋戻しにより固定する案、マンホールおよびとう道に対しては、碎石による置換、矢板打設や地盤固化による地盤変状および浮上り防止を図る案などが適用可能と判断された。

第7章では、地盤変状について既往の地震被害例よりそのメカニズムを明らかにし、その変状量を定量的に予測する方法を紹介した。また、地盤変状時の屋外通信設備の挙動を明らかにするとともに、地盤変状を外力として構造物に与え、構造物の耐震性を定量的に把握するための「損傷確率」について検討を行なった。そのため、まず、既往の地震による地盤変状を分類し、その結果、①ゆるい砂地盤における液状化に起因した地盤変状、②軟弱粘性土地盤における地盤変状、③人工造成地盤盛上における地盤変状、④橋台背面等の沈下、に大

別されることが明らかになった。

その中で、①の現象により被害の大きかった1983年日本海中部地震による八郎潟干拓堤防のうち、西部承水路堤に埋設されていたマンホールの液状化による地盤変状現象について考察を行った。そのため、マンホール埋設位置の地表から10m前後までの深さの土質調査を行い、道路橋示方書の方法により液状化解析を行なった結果、浮上り量が大きいマンホールの箇所では、液状化が2-4mの厚さで発生したことが推定された。さらに、浮上り量と液状化層厚及び P_L 値との関係を見るとかなり相関があることが判った。また、液状化安全率との相関もかなりあることも判った。

つぎに、地盤変状量の予測手法については、水平方向及び鉛直方向の永久変位の推定には、浜田らの推定式が使えることを説明し、軟弱粘性土地盤の沈下量については、新潟、日高地方西部、浦河沖地震の3地震のデータから、気象庁震度階と沈下率の関係を明らかにした。

つぎに、屋外通信設備を構造、材質ごとに分類し、設備ごとに解析モデルの設定を行い、地震外力として地震波動、地盤変状を考え、それぞれに対する解析モデルを検討した。そして地盤変状量に応じた最大発生応力と継手回転角を求め、それらとそれぞれ構造物の設備耐力を比較することにより損傷確率を求めた。

その結果、管路については①波動入力・液状化時浮上に対する損傷確率は小さいが、液状化時鉛直変位・水平変位に対して損傷確率は大きくなる。②管体部と継手部では損傷確率が異なるが、一般に、管体部ではコンクリート管、アスベスト管の損傷確率が高く、継手部ではねじ・印ろうの損傷確率が高い。また、構造物際管路部では一般管路部より損傷確率が高い。またとう道については、開削およびシールドとう道ともいずれの地震外力に対しても損傷確率は非常に小さく、管路と比較して、その耐震性が高いことが分かった。

さらにケーブルについては、①マンホール内ケーブルの接続点の地震時機能低下は小さい、②過去の地震時におけるケーブル損傷を調査した結果、地盤変状により軸方向に継手が引き抜け、さらに直交方向に継手部で相対変位が生じ、その後、再び軸方向に圧縮力が作用してケーブルが損傷を受ける、③上述②のケーブル破損メカニズムをシミュレート出来る実験装置を用いて、鋼管または塩化ビニル管内に收容されたメタル・同軸・光ケーブルの損傷実験を実施し、地震外力に対するケーブルの損傷確率の算定等を行った。その結果、一般的には硬質ビニル管内にケーブルが收容される場合はケーブルの損傷確率は小さいこと、口径の大きいケーブル程、損傷確率は小さいこと、沈下・側方流動時にケーブル損傷確率は高くなることなどが知られた。

第8章では、ライフライン耐震対策の現状について考察し、屋外通信設備をネットワークとしてとらえ、通信網としての信頼性を評価するために開発した手法の概念と、適用例について述べた。まず、1984年日本海中部地震で被害を受けた秋田県能代市に適用し、実際の被害状況と対比した結果、①地盤の液状化が発生した市街地西部では、被害が集中しており、

地盤状態が良い中心部では被害が少なくなっている、②南部の被害は、主に地割れなどの地盤変状により発生しているなどが明らかとなり、実被害とシュミレーション結果は概ね一致していることが判った。

つぎに、上記シュミレーション手法を改良し、パソコンを用いた対話形式の入出力が可能で、マッピング表示可能な地震時信頼性評価手法(TEL-SAPP)のシステムの概要、入力データの作成方法、信頼度算出方法及び結果の出力等について説明するとともに、評価結果の反映方法についても述べている。さいごに、本評価手法(TEL-SAPP)のプログラムの内容について詳細に説明した。

今後は、本研究において紹介した地震時信頼性評価手法を用いて、屋外通信設備の信頼性評価を行うとともに、屋外通信設備の補強対策及び復旧対策について、ソフト・ハードの両面から研究を行う必要がある。

以上、本論文における研究内容の主な結論を列記した。地下埋設設備としての屋外通信設備は他ライフライン施設とは異なり、通信ケーブル収容設備であること、設備の大半を占める管路は、異種材料を含んだ多条多段の布設形態であること、マンホール取付部や管路継手部が特殊構造であることなど異なる点が多い。これらの特徴を有する屋外通信設備に対して既往の地震被害結果について分析し、その原因の中でも、地盤変状、特に液状化に重点をおいて、その挙動の解明、合理的な耐震対策工法の確立、定量的な地震時信頼性評価手法の検討を進めてきた。しかし、液状化現象等に代表される地盤変状については、ようやくそのメカニズムの一端が明らかになったところであり、充分耐震対策が検討されているとは言い難い。今後とも、これらの分野について各方面で研究が進められ、その成果を充分屋外通信設備をはじめとする地下埋設設備の耐震対策に反映する必要がある。

最後に、筆者は1972年に当時の日本電信電話公社に入社し、日本電信電話株式会社(NTT)も含めて一貫して屋外通信設備の研究・技術開発及び設計・建設等の業務に従事してきたが、本論文はその中での業務において、その都度検討してきた内容についてまとめたものである。取り扱った内容は、今後とも様々な角度から検討が進められより一層の進展が期待される分野であり、それらの成果を踏まえつつ、本論文の内容がライフライン施設の地下埋設設備の耐震設計及び耐震対策の確立に一助となれば、何よりの喜びとするところである。

謝 辞

本論文を結ぶにあたり、御厚情溢れる論文執筆の機会を与えて下さった京都大学工学部天野光三教授、及び終始懇切な御指導と御鞭撻を戴いた京都大学工学部山田善一教授に心から感謝致します。また、本論文の研究内容について、有益な御指導と御審査を戴いた京都大学防災研究所土岐憲三教授、亀田弘行教授には深く感謝の意を表します。さらに、本論文の内容について、数々の御指導、御教示を戴いた神戸大学工学部高田至郎助教授に厚く御礼を申し上げます。

本研究は、筆者が日本電信電話公社から日本電信電話株式会社(NTT)にわたって行った研究の成果をまとめたものであり、終始研究業務に際し側面から暖かい御指導を戴いた東京大学地震研究所伯野元彦所長、また研究交流を通じて御教示、御鞭撻を下された建設省土本研究所岩崎敏男所長、同所佐々木康部長、同所同部川島一彦室長に厚く御礼申し上げます。また、第7章の1部は日本電信電話株式会社委託の研究委員会の活動により行われたものであり、快よく委員長を引受けて下さり御指導、御示唆を戴いた東京大学久保慶三郎名誉教授をはじめとして、東京大学生産技術研究所片山恒雄教授、東海大学海洋学部浜田正則教授、九州工業大学工学部安田進助教授に深く感謝します。

さらに、日本電信電話公社当時、本研究を遂行する機会を与えて戴いた及川陽氏(協和電設(株)常務)、森本三雄氏(昭和電気建設(株)社長)に謝意を表するとともに、日本電信電話株式会社で御指導、御鞭撻を戴いた柴田明廣氏(日本コムシス(株)土木本部長)、三輪充彦氏(通信土木コンサルタント(株)計測部長)に感謝し、また、現在も御指導戴いている筑波フィールド技術開発センタ小幡弘喜所長、同センタ豊川一男部長に御礼を申し上げます。また、側面から御助言を戴いたNTT御影営業所山本博所長に感謝致します。なおさらに、第4章及び第5章の液状化実験に協力して戴いた(株)奥村組筑波技術研究所吉川正昭主任に感謝するとともに、終始暖かい助言と励ましをくれた住友金属工業(株)の飯田毅氏、山口大学工学部古川浩平教授、鹿児島大学工学部河野健二助教授に謝意を表します。

さいごに、日本電信電話公社建設技術開発室及び日本電信電話株式会社筑波フィールド技術開発センタ在職中に多大な協力を戴いた関係者の方々に深く感謝します。

(1990年10月、著者)