

地中埋設された既設電気通信基盤設備への
耐震性向上施策に関する研究

2017年3月

山崎 泰司

地中埋設された既設電気通信基盤設備への
耐震性向上施策に関する研究

山崎 泰司

システム情報工学研究科

筑波大学

2017年3月

目次

要旨	-----	1
第1章 序論	-----	11
1.1 はじめに		11
1.2 電気通信サービスと電気通信基盤設備の概要		12
1.2.1 とう道設備	13	
1.2.2 管路設備	17	
1.3 これまでの耐震対策の概要		18
1.3.1 とう道設備	20	
1.3.2 管路設備	22	
1.4 本論文の目的と構成		26
1.5 参考文献		27
第2章 過去被災を踏まえた本研究における課題設定	-----	29
2.1 とう道設備における被災状況と課題		29
2.1.1 とう道設備における被災状況	29	
(1) 兵庫県南部地震における被災状況	29	
(2) 新潟県中越地震における被災状況	31	
(3) 新潟県中越沖地震における被災状況	31	
(4) 東北地方太平洋沖地震における被災状況	31	
2.1.2 とう道設備における課題	34	
2.2 管路設備における被災状況と課題		35
2.2.1 管路設備における被災状況	35	
(1) 兵庫県南部地震における被災状況	35	
(2) 新潟県中越地震における被災状況	36	
(3) 新潟県中越沖地震における被災状況	36	
(4) 東北地方太平洋沖地震における被災状況	36	
1) 津波エリアにおける被災状況	38	
2) 液状化エリアにおける被災状況	38	
3) 強震動エリアにおける被災状況	41	
4) 管路設備における現行規格と旧規格を比較した被災状況分析	42	
5) 被災傾向の分析	43	
2.2.2 管路設備における課題	47	
2.3 管路設備損傷後の光ケーブル被災メカニズム		49

2.4	とう道設備, 管路設備における課題設定	55
2.5	本章の結論	56
2.6	参考文献	57
第3章	シールドとう道立坑接続部における突き出し現象の 簡易判定手法に関する提案	----- 59
3.1	シールドとう道立坑接続部における地盤の相対変位の算出	59
3.1.1	地盤の相対変位式	59
3.1.2	縦断方向の地層が急変する地盤モデルにおける2次元FEM地震応答解析	62
	(1) 2次元FEM地震応答解析のモデル	62
	(2) 2次元FEM地震応答解析の入力地震波	67
	(3) 2次元FEM地震応答解析の傾向分析結果	69
3.1.3	地盤の相対変位式における諸数値の設定	90
	(1) 動的影響係数 K	90
	(2) とう道の埋設深さ低減係数 $f(z/H)$	90
	(3) レベル2地震動による地表面応答速度 V	92
	(4) レベル2地震動による地盤の剛性低下の影響	92
3.2	シールドとう道立坑接続部の相対変位の算出	93
3.2.1	シールドとう道立坑接続部の相対変位 δ	93
3.2.2	とう道のすべり開始軸ひずみ	95
3.3	シールドとう道立坑接続部の突き出し現象に関する 簡易判定手法の提案	96
3.3.1	判定手順	96
3.3.2	シールドとう道突き出し対策の要否判定チャートの提案と検証	97
3.4	活用方法	99
3.5	本章の結論	100
3.6	参考文献	101
第4章	ケーブル收容管用ライニング管を適用した 既設通信管路の耐震性向上に関する提案	----- 103
4.1	ケーブル收容管用ライニング管の開発	105
4.2	二重管構造によるケーブル收容管用ライニング管 の非線形地震応答解析	107
4.2.1	非線形地震応答解析における諸数値設定	107
	(1) ねじ継手鋼管, ライニング管の管材特性	108
	(2) 地盤とねじ継手鋼管, ねじ継手鋼管とライニング管におけるばね特性	108

(3) ねじ継手鋼管, ライニング管の継手特性	110
(4) 非線形地震応答解析の入力地震波	112
4.2.2 非線形地震応答解析における鋼管, ライニング管の解析モデル	114
4.2.3 非線形地震応答解析結果と考察	115
4.3 ライニング管の管軸方向変形に関する検証実験	121
4.3.1 管軸方向変形に関する検証実験のモデル	121
4.3.2 検証実験結果と考察	125
4.4 管路設備損傷後の外力を想定した ケーブル防護機能に関する性能評価	131
4.4.1 繰り返し衝突に関するケーブル防護機能の評価	131
(1) 繰り返し衝突に関する評価モデルの設定	131
(2) 繰り返し衝突に関する評価結果と考察	132
4.4.2 不等沈下に関するケーブル防護機能の評価	134
(1) 不等沈下に関する評価モデルの設定と解析的検証	134
(2) 不等沈下に関する評価結果と考察	139
4.4.3 防護コンクリート破断に伴うせん断作用に関するケーブル防護機能の評価	140
(1) 防護コンクリート破断に伴うせん断力のモデル化	140
(2) ライニング管におけるせん断耐荷力の算出	143
(3) せん断作用に関する安全照査方法の提案	144
4.5 旧規格管路への耐震対策の提案	147
4.6 本章の結論	149
4.7 参考文献	150
第5章 結論 -----	151
5.1 本研究で得られた知見	151
5.2 今後の課題	153
5.3 参考文献	154
謝辞 -----	154
業績リスト-----	155
付録(1) 2次元FEM地震応答解析に用いた地盤モデル-----	157
付録(2) ケーブル収容管用ライニング管(PIT-78)の性能特性 -----	165

論文要旨

電気通信基盤設備は、一朝一夕に出来上がるものではなく、長い年月をかけて構築したものであり、その時々設計の考え方に準拠して行うものである。しかしながら、耐震設計の考え方は日々進化し、当時の設計が必ずしも現在の設計に過不足なく対応できているとは言えない。1995年の兵庫県南部地震、2004年の新潟中越地震、2007年の新潟中越沖地震を含め、2011年の東北地方太平洋沖地震、2016年の熊本地震まで最大震度階7クラスの地震をいくつか経験し、被災パターンやメカニズムについておよそ判明してきた。

本研究では、地中埋設された既設電気通信基盤設備を対象に、再構築するのではなく、比較的簡易で実現可能な方法を用いて、既設のとう道設備、管路設備について、耐震対策を推進する上で課題となっていた対策方法やその対策箇所選定について提案を行うものである。

まず、これまで経験してきた過去被災に関する考察を行い、とう道における課題、管路設備における課題についてまとめ、それぞれの課題に対する提案を行う。

とう道においては、シールド立坑接続部における突き出し現象の簡易判定手法に関する提案を行った。これにより、シールドとう道における耐震対策必要箇所の選定が容易になり、計画的な対策実施が可能となる。

管路設備においては、ケーブル収容管用ライニング管を適用した既設管路の耐震性向上に関する提案を行った。これまでケーブルを収容している管路設備の耐震性を向上させる方法はなかったが、耐震性能として管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないと定義することにより、ケーブル収容管用ライニング管を適用することで費用的にも現実的な耐震性向上対策を展開できる。

これらの提案により、耐震対策が進むことで通信ネットワークの信頼性向上に役立つものと期待している。

第1章では、通信ネットワークの社会的重要性を述べるとともに過去地震を教訓にこれまで実施してきた耐震対策を述べ、既設設備に対する耐震性向上施策の必要性を示す。

電気通信サービスは、固定電話はもちろん携帯電話、インターネットを通じて世界中の人々と繋がり、音声や情報を24時間絶え間なく提供し、安心、安全な社会の実現や社会経済の発展に無くてはならないライフラインとして発展してきた。しかしながら、地震など自然災害時に電気通信サービスが途切れた場合は、被災直後の安否確認や建物の被害状況などの把握が困難になる他、災害救助に必要な行政、防災機関等においても、初動に必要な情報伝達が遅れるなど生命、財産に関わる重大な危機を招く恐れもある。

電気通信サービスを提供するため、通信用ケーブルを全国に張り巡らしているが、この通信用ケーブルを車両等の通行による荷重や地震等の災害、公共工事等による人的災害から防護する設備が地

中に埋設された電気通信基盤設備である。電気通信基盤設備は、収容するケーブル条数により設備形態が異なる。作業者が入ることができるとう道設備は、約650kmあり、作業者が入ることができない管路設備は、延長約62万km、区間長約11万kmの設備量となる。

電気通信基盤設備は、自然災害等を契機に材質、継手構造、伸縮機能などの改善を図ってきた。1964年の新潟地震から1995年の兵庫県南部地震までは、地震動に加え、液状化現象に対する耐震対策を進めてきた。管路設備においては、管路とマンホールとの接続部の伸縮性を向上させるため、1974年にダクトソケット、1981年にダクトスリーブを導入するとともに、管路継手の伸縮性を向上させるため、1965年に伸縮継手、1985年に差込継手を導入するなど主に管軸方向での変位吸収性能を高めた。また、液状化や軟弱な地盤での不等沈下、盛土流動などの発生が想定される場合に適用する離脱防止継手を1983年に導入している。

管路設備の建設は、1965年から1985年頃にピークを迎えており、現用に供している多くの管路設備は現行規格ではない旧規格である。金属管に関しては、約9割が1985年以前に建設されており、ねじ継手ジュート巻鋼管やねじ継手塗覆装鋼管（以下、ねじ継手鋼管）が大半である。

なお、これまでの地震被災において、現行規格管路設備での被災は確認されていない。課題として、被災を受けやすい旧規格管路設備が多く存在していること、さらに、その旧規格管路にケーブルを収容しているにもかかわらず、現行規格と同程度以上の耐震性を付与する方法がないことを指摘する。

兵庫県南部地震以降、レベル2地震動が定義され、性能規定の考え方が主流となっている。想定する地震規模は、供用期間に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動となり、回復可能な損傷は許容するものの致命的な損傷は回避する設計となった。開削とう道では、可とう性ゴムジョイント（Mジョイント）を1996年に導入し、シールドとう道では、立坑接続部を対象に可とう性ゴムジョイント（Eジョイント）を2002年に導入している。

とう道の建設は、おもに1960年代から始まり1980年代にピークを迎え、その後は減少傾向にあり、現時点での建設は少ない。開削とう道においては、1995年までにおよそ建設が完了しており、シールドとう道においても、2000年までにおよそ建設を完了していることから、既設とう道設備ほぼ全てを対象とした耐震対策の検討が必要となる。開削とう道の対策については現時点でおおよそ実施済である。一方、シールドとう道については、FEM地震応答解析などの対策要否判定に多額の費用を要することから計画的な対策が進んでいないことを指摘する。

第2章では、過去被災の状況を踏まえ、とう道設備と管路設備に大別し、それぞれの課題を明らかにする。

とう道の被災の多くは、埋設深度の浅い開削とう道で発生した。東北地方太平洋沖地震時の内訳として、補修が必要な被災が21件、仮補修で対応可能な軽度の被災が32件であった。被災事例としては、コンクリートの継目における亀裂や剥離が多い。継目箇所に対しては、兵庫県南部地震後の1996年にMジョイントを導入しており、今回の調査点検において、Mジョイントにより漏水が防止された事例を確認しており、その効果を検証することができた。その

他には、経年劣化によるひび割れなどを補修した箇所が、今回の地震により再び不良となったケースも多く確認された。また、構造的な被害ではないが、停電により排水ポンプが停止し、とう道が水没したケースがあった。シールドとう道においても1件被災が確認されたが軽度な被災であった。また、山岳とう道においても3件被災が確認されており、2件が軽度の被災、1件が補修を要する被災であった。何れの被災もとう道の構造自体に影響を与えるようなものではなく、機能は維持し続けた。

開削とう道については、埋設深度が浅いこともあり、通信ビルとの接続部などにおいて段差など不等沈下により約1割の設備で被災している。兵庫県南部地震時にも同様の被災が確認されている。対策として、Mジョイントを導入しているが、東北地方太平洋沖地震前までに全ての要対策設備に展開するには至っていなかった。この経験から、今後想定される大地震に備えるべく要対策箇所にMジョイントの設置を行い、現時点でおおよそ設置を完了している。

一方、比較的深くに位置するシールドとう道では、兵庫県南部地震時において大きな被害は無く、一部のシールドとう道立坑接続部において、ひび割れ、漏水など構造物自体に影響を与えるものではなかったが、立坑内への突き出しなどの被災が見られた。また、東北地方太平洋沖地震時においては、シールドとう道の被害は、構造物としての機能を失うような大きな被害は無く、一部で漏水があったことが報告されている。ただし、この突き出し現象が、高水圧下で発生した場合、浸水により立坑が水没する可能性があり、通信サービスへの影響や復旧作業の大幅な遅れが懸念されることから、2002年にEジョイントを導入している。

しかし、Eジョイント設置にあたり、FEM解析などを個々の設備に実施し対策要否を判定することは費用と稼働を考えると現実的でないこと、Eジョイントの設置費用が高額で全ての立坑接続部を対象に設置することは現実的ではないこと、などから現時点に至るまでEジョイントの設置は遅々として進んでいないのが現状である。

全国に1,000箇所程度あるシールドとう道立坑接続部の対策要否を検討するに当たり、個別にFEM地震応答解析を行うことが最も精緻な判定ができると考えるが、高度な技術と多額の費用が必要となる。より経済的でより簡易な方法で対策要否の判定ができる手法が望まれている。この課題に対しての提案を第3章で述べる。

また、管路設備の被災については、これまで最大震度7の地震をいくつか経験し、既設管路の性能がおおよそ判明し、光ケーブルが損傷するパターンや損傷しやすい条件がわかってきている。1985年以前に構築された旧規格管路が被災しやすく、現行規格管路での被災は確認されていない。しかし、この旧規格管路を活用して通信サービスを提供しており、その設備量は鋼管で約9割を占めている。過去の被災状況から旧規格管路の被災しやすい箇所は、液状化地盤や軟弱地盤における永久変位、盛土造成における沈下、流動、崩壊、橋台背面やボックスカルバート周辺での不等沈下などである。また、光ケーブル損傷に至る要因もおおよそ分かってきている。既設管路が損傷した後、光ケーブルが被災するメカニズムを4パターンに分類する。

パターン1は、比較的軟弱な地盤での不等沈下、液状化による沈下や側方流動、盛土の流動や崩壊などによりマンホール間の区間長が長くなる場合や、ダクト部から管路がマンホール

側に突き出す場合において、マンホール内に固定している光ケーブルに引張作用が生じる作用形態である。このような場合には、引張力あるいは許容を超える屈曲角により光ケーブルが損傷もしくは伝送損失が増加する。

パターン2は、地震動によりマンホール間で管軸方向の引張、圧縮を受け、管路の継手部が損傷し、その後の繰り返し衝突により、管路の変形に伴い光ケーブルが損傷もしくは伝送損失が増加する作用形態である。

パターン3は、橋台背面やボックスカルバート周辺など人口造成された比較的軟弱な地盤での不等沈下、同様に液状化地盤で強固な構造物周辺に生じる不等沈下により、管路の継手部もしくは旧伸縮継手が損傷する。このような場合には、損傷した管路が地盤変状に追随し、光ケーブルが損傷もしくは許容を超えた屈曲状態になることで伝送損失が増加する。

パターン4は、橋台背面やボックスカルバート周辺など人口造成された比較的軟弱な地盤での不等沈下や液状化地盤で強固な構造物周辺におこる不等沈下により、防護コンクリート区間で防護コンクリートが破損し、鉛直方向に沈下する作用形態である。このような場合には、光ケーブルにせん断作用が生じ、損傷もしくは伝送損失が増加する。

旧規格管路に收容されている光ケーブルを防護するために、新たに現行規格の管路を敷設し、ケーブルを收容替えることで耐震性を向上させることは、膨大な既存設備量から考えると現実的ではなく、光ケーブルを收容した状態で旧規格管路の耐震性能を向上させる方法が求められているが、このような対策方法はこれまでなかった。また、2010年にケーブルを收容した状態で管路を再生させるケーブル收容管用ライニング管を開発しているが、耐震対策としての効用について解明には至っていない。地震時に既設管路が損傷しても光ケーブルを防護し通信途絶させない対策が可能になれば、減災効果を可能とする新しい設計、対策の展開を図ることができる。ケーブルを收容した状態でケーブル收容管用ライニング管を適用し二重管構造とする方法を示すとともに、その耐震性を評価し、その有用性についての提案を第4章で述べる。

第3章では、ある程度構造が規格化されているシールドとう道を対象に、トンネル軸方向の地盤ひずみによる立坑接続部の突き出しに対する対策要否判定に検討対象を絞り、簡易な判定方法で対策要否の判定を可能とする手法を提案する。本検討では、立坑間の縦断方向の地層に対して、土質が急変する地盤モデルと基盤面の深さが急変し軟弱水平層が連続する地盤モデルにより、大都市直下での大規模な地殻内地震を想定した2次元FEM地震応答解析で求めた係数を用いて簡易判定手法を求める。さらに対策要否判定チャートの提案と過去被災事例を検証することで、その妥当性を確認する。

2次元FEM地震応答解析の傾向分析結果から、1) 軟弱な地盤において、固有周期 T_G は大きくなり地盤変位も大きくなる、2) 地盤が急変する場所において、固有周期差 ΔT_G は大きくなり、地盤の相対変位も大きくなる、3) 地盤のひずみと固有周期差に相関がある、ことなどを確認した。

軟弱地盤や地盤急変部の影響を加味した簡易判定手法を提案するにあたり、シールドとう道立坑接続部における地盤の相対変位を求めた上、地盤とシールドとう道のすべりを考慮した立

坑接続部の相対変位を求める手順で行った。

地盤の相対変位は、多自由度系に一定の慣性力を作用させると1次モードが近似的に計算でき、その変位量は固有周期に関連した量となり、道路橋の固有周期 T_G の算定に応用されている。単純な地盤モデルの単純な地盤変形に対する式では、実際の高次モードや100m以上離れた地点の地盤振動の影響、固有周期差 ΔT_G の精度や時間的な変化などばらつく要因があるため、そのような諸々の動的影響を考慮する動的影響係数 K と、表層地盤の上部と下部では地盤変位振幅に伴って相対変位も小さくなると考えられるため、とう道の埋設深さによる低減係数 $f(z/H)$ を考慮し、地盤の相対変位の算出式を導く。基盤面の急変部や軟弱な水平成層を有するためトンネル軸方向の相対変位差が大きく生じると想定される「虎の門～銀座～辰巳」の約7kmを対象とした2次元FEM地震応答解析からの知見により、動的影響係数 K 、とう道の埋設深さによる低減係数 $f(z/H)$ 、地表面応答速度 V を設定した。

シールドとう道立坑接続部の相対変位は、立坑際に一定以上の軸力が作用するときすべりを生じる条件から突き出し量の計算式として導く。とう道立坑口に発生する軸力に抵抗するのは、立坑口のコンクリートのせん断抗力である。コンクリートのせん断強度以下では軸力は弾性的に変化し、せん断強度以上では一定の抵抗ですべりが生じる。NTTにおけるシールドとう道は、外径に応じてセグメントも規格化されていることから、とう道立坑口におけるすべり開始軸ひずみが決まり、突き出し量を求めることができる。

次に、地盤の固有周期 T_G と固有周期差 ΔT_G によるシールドとう道突出対策の要否判定チャートを作成する。なお、立坑口の許容変位の目安は、とう道側の付着が切れて滑り始めることを考慮し、0.1mmで算出する。さらに、兵庫県南部地震と東北地方太平洋沖地震の被災状況にて検証したところ、被災事例を反映できていることを確認した。

個々の設備に対し、高度で高価な2次元FEM地震応答解析等を実施することは現実的でなく、軟弱地盤や地盤急変部の影響を加味した簡易判定手法は、スクリーニングとしても実用的と考える。ただし、この簡易判定手法は、2次元FEM地震応答解析を不要とするものではなく、複雑な地層や地形により地盤の固有周期の変化が複雑な場合や設備の重要度などから、必要に応じ2次元FEM地震応答解析等を実施することが望ましいと考える。これまで対策の要否判定が不明確なため対策が進まなかったが、簡易判定手法により、シールドとう道立坑口の要対策箇所を選定が可能となった。東京都内に実在するシールドとう道立坑を対象に試算すると、地下水位及び立坑口の土質の判定から約40%が、地盤種別の判定から約50%が対策不要となり、簡易判定手法による判定が必要な対象箇所をおよそ10%まで絞り込むことができた。さらに、簡易判定手法を実施したところ6%の設備に対策が必要との判定結果を得ることができ、対策箇所を絞り込むスクリーニング効果が確認できた。

簡易判定手法を活用することで、対策箇所の絞り込みや優先順位付けが容易になり、計画的に対策を実施できることから、通信ネットワークの信頼性向上に貢献するものである。

第4章では、これまで管路そのものの被害を軽減できる管路の開発、設計に重点を置いてきたが、これまで最大震度階7の地震をいくつか経験し、既設管路の性能がおおよそ判明し、光ケ

ケーブルが被災するメカニズムや条件がわかってきていることから、要求する耐震性能として、管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないことと新たに定義する。その上で、ケーブル収容管用ライニング管を対象に、地震時における力学的挙動を解析的、実験的に明らかにする。その結果、管路設備が損傷しても、ケーブル収容管用ライニング管が光ケーブルを防護する効果が期待できることを示す。

ケーブルを収容した状態でケーブル収容管用ライニング管を適用し二重管構造とする方法を示すとともに、その効果を確認するため、先行研究で得られたデータに対して分析を加え、非線形地震応答解析と検証実験の詳細を示し、考察を加える。

非線形地震応答解析については、先行研究では、地震外力は、管軸方向に伝搬する波長を地下管路の区間長を参考に99m、地盤ひずみを最大1.0%（変位振幅158mm）の疎密波とし、1/4波長ずつ位相をずらした4パターンを設定している。地盤ひずみ1.0%までを想定した場合、疎密波の位相によって異なるものの、鋼管は、地盤ひずみが0.4%より大きくなると応答値が限界値を超えて損傷する可能性があるが、ケーブル収容管用ライニング管は、いずれのパターンでも応答値は、評価基準値以下で損傷には至らないという結果となっている。先行研究は、4パターンの1例を示したものであり、本研究では、全てのパターンの詳細を示し、考察を加える。ケーブル収容管用ライニング管の応答値は小さく、その理由としては、1) 拘束力ばね特性が小さく、既設管の変位が伝達されにくい、2) 短い間隔での継手の変位を吸収する、などが挙げられる。先行研究に分析を加えた結果、全てのパターンでライニング管は、各継手が理想的に伸縮し、変位を吸収していることを確認した。

検証実験についても、先行研究で示されたデータに分析を加え、その詳細を示し、考察を加える。先行研究では、地上で一軸荷重という条件で行うため、拘束条件等を考慮した解析を行い、比較検討している。ねじ継手と旧伸縮継手を対象に、引張方向と圧縮方向における挙動を計測し、実験値と解析値が比較的良好な対応を示したとしている。先行研究は、検証実験結果の1例を示すものであり、本研究では、全ての検証実験モデルとその検証結果を示し、考察を加えた。

発生した管体ひずみは、評価基準値1.9%を大きく下回り、短尺で設置される各継手の変位を吸収し、管体ひずみの発生を抑制していること、地盤ひずみ1.0%の強制変位に対し、鋼管が損傷してもライニング管は損傷することなく各継手の変位を吸収していることを確認した。

さらに、要求する耐震性能として、管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないことと新たに定義し、管路が損傷した後のケーブル損傷メカニズムを考慮した性能評価を行い、その効用を確認する。具体的には、光ケーブルが損傷するメカニズムを考慮し、1) 既設管路継手が押し込み、引き抜きにより繰返し衝突する場合、2) 液状化地盤、軟弱地盤での不等沈下や盛土の側方流動など永久変位を受ける場合、3) 防護コンクリート破断に伴うせん断作用を受ける場合を想定し、既設管継手が地震時に損傷した後、ケーブル収容管用ライニング管は損傷せず、連続性やケーブル収容空間を保持し、ケーブルを防護することができるかを確認する。

性能評価結果として、1) 繰返し衝突によるケーブル損傷を低減できること、2) 不等沈下時の

地盤追従性が高いこと、3) 防護コンクリートが破壊し、せん断力が作用した場合でもケーブル損傷を低減できること、を確認した。ただし、この性能評価は拘束条件のない地上で行っており、実際の埋設環境とは異なる。軸方向変位であれば、継手外径見合いで地盤拘束力が低下することが、沈下を伴う場合は地盤拘束力が低下することが考えられるが、今後の被災事例に注視し検証を重ねる必要がある。

繰り返し衝突に関する評価では、屈曲角なしの場合と側方流動等により屈曲角を伴う場合の2ケースを想定し、継手が50mm押し込まれる圧縮を想定して行った。評価結果として、ケーブル収容管用ライニング管が無い場合の鋼管は、継手部でねじが管内部に捲れるように損傷し、収容されているケーブルを損傷する可能性があることが確認できた。一方、ケーブル収容管用ライニング管が有る場合は、ライニング管の表面に傷は付くがケーブル損傷は無く、光ケーブルを防護する効果が期待できることを確認した。

不等沈下に関する評価では、地震動等で既設管の継手が損傷し、地盤変状により引張、曲げが作用するような状況を想定し、ケーブル収容管用ライニング管が離脱防止継手の限界値以上の性能があるか否かを確認した。離脱防止継手の限界値は、引き抜き量95mm、曲げ角2.5°である。評価結果として、最大20cm引張り、15°まで曲げたが、接続部においてライニング管の破損はなく、既設管路継手損傷後の地盤変状に対して、現行対策である離脱防止継手以上の十分な追従性を有していることを確認した。

防護コンクリート破断に伴うせん断作用に関する評価では、東北地方太平洋沖地震での被災事例に基づき、ケーブルに作用するせん断力の算定式を導く。さらに、ケーブル収容管用ライニング管のせん断耐荷力を実験により求めた。実験は、管路が継手部で破損し鉛直方向に変位しようとする状況下でケーブル収容管用ライニング管にせん断力が作用した場合、ケーブル収容管用ライニング管は徐々に変形する。その際、光ケーブル収容孔の内径が光ケーブル外径より大きい状況では光ケーブルに外圧は作用していないので通信途絶は回避できているとする。これまで小口径の管路設備については、断面方向の検討を省略してきたが、せん断作用について検討の必要性、さらに、ケーブル収容管用ライニング管のせん断耐荷力を明確し、上載荷重に耐えうる必要数を設計することで安全照査が可能であることを提案する。

以上より、ケーブル収容管用ライニング管を旧規格管路に適用することで、たとえ既設管路が損傷しても光ケーブルを防護できることを確認した。大規模土砂崩壊など著しい地盤変状などを除き、過去被災で経験した被災現象に関しては十分対応可能であると考え。ケーブル収容管用ライニング管を、光ケーブルを収容している旧規格管路に適用することで、耐震対策が可能となり、ネットワークのさらなる信頼性向上が期待される。

第5章では、本研究で得られた知見をとりまとめるとともに、今後の課題について述べる。

本研究を通じて得られた知見等について、以下に記述する。

(1) とう道設備

- 1) 開削とう道においては、通信ビルとの接続部、地盤急変部や土質急変部で、不等沈下、液状化による沈下、流動などによる継目部の損傷が発生しており、1996年に可とう性ゴムジョイント（Mジョイント）が導入され、現時点でおよそ設置を完了している。
- 2) シールドとう道においては、1995年の兵庫県南部地震時にシールドとう道が最大2cm立坑側に突き出す現象が確認されたため、2002年に可とう性ゴムジョイント（Eジョイント）が導入されている。しかし、対策要否の判定方法が個々の設備に対する動的解析に基づくため、費用面、技術面で現実的でなく対策は進んでいない。費用面、技術面において負担の少ない簡易判定手法が望まれている。
- 3) 2次元FEM地震応答解析の結果から、a) 軟弱な地盤において、固有周期は大きくなり地盤変位も大きくなること、b) 地盤が急変する場所において、固有周期差 ΔT_G は大きくなり、地盤の相対変位も大きくなること、c) 地盤のひずみと固有周期差に相関があること、などを確認した。さらに、解析結果を分析し、地盤の相対変位式における諸数値として、動的影響係数 K 、とう道の埋設深さ低減係数 $f(z/H)$ 、地表面応答速度 V の設定を行った。
- 4) 軟弱地盤や地盤急変部の影響を加味した簡易判定手法を提案するとともに、兵庫県南部地震及び東北地方太平洋沖地震における被災状況の検証を行い、判定式の妥当性を確認した。
- 5) 東京に実在する設備を対象に簡易判定手法を用いることで、シールドとう道立坑接続部における突き出し現象への対策が必要と考えられる設備対象を、およそ1割までに絞り込むことが可能であることを確認した。

(2) 管路設備

- 1) 1985年以降の現行規格においては、大規模な土砂崩壊、地割れ、大規模な液状化による側方流動など大規模な地盤変位を除けば、現行規格管路での被災事例は確認されておらず、現時点で現行規格を見直す必要性はないと考えられる。
- 2) 強震動エリアにおいて、橋台背面など不等沈下が生じる箇所の被災率が高くなる。
- 3) 弱体管や老朽管など旧規格の中でも特に古い規格の管路設備は被災率が高い。また、ケーブルを収容していない弱体管や老朽管に適用する空き管用ライニング管による耐震性向上を確認した。ライニングを実施することで、ケーブルを防護できる可能性を確認した。
- 4) 管路設備の被災率は、計測震度が6弱から6強へ大きくなるほど、また、計測震度増分が0.8から1.0へ大きくなるほど被災率が高くなる。
- 5) ケーブルを収容した状態で通信サービスを提供している既設の旧規格管路が多く存在する中、現行規格に移行するには多大な費用が必要であり進んでいない。費用面の負担が少なく、既設管路の耐震性向上が図られる対策が望まれている。
- 6) 非線形地震応答解析において、先行研究で示されたデータを活用し、分析を加えた結果、全

てのパターンで既設管路は評価基準値を超えるものの、ケーブル收容管用ライニング管は評価基準値以下となった。ライニング管の各継手が理想的に伸縮し、変位を吸収していることが確認できた。

- 7) 軸方向変形に関する検証実験において、先行研究で示されたデータを活用し、分析を加えた結果、全てのケースで計測ひずみは評価基準値に対し極小であり、地盤ひずみ 1.0%相当の強制変位に対し、ケーブル收容管用ライニング管は損傷することなく、各継手が理想的に伸縮し、変位を吸収していることが確認できた。
- 8) 既設管路の継手損傷後の外力を想定し、繰り返し衝突、不等沈下時の地盤追従性、防護コンクリート破断に伴うせん断作用の各現象に関する性能評価を行い、ケーブル收容管用ライニング管の光ケーブル防護機能を確認した。
- 9) これまで小口径 75mm の管路については、断面方向の検討を省略してきたが、ケーブル收容管用ライニング管のせん断耐荷力を明確し、上載荷重に耐えうるライニング管の必要数を設計することで安全照査が可能であることを提案した。
- 10) 土砂崩壊などの大規模な地盤変状を除き、ケーブル收容管用ライニング管を適用することで既設管路の耐震性向上を図ることが可能となり、費用面からの負担も少なく実施できることから、通信ネットワークの信頼性向上への貢献に期待できる。

第1章 序論

1.1 はじめに

上下水道、電気、ガス、通信など各ライフライン設備は、人々の日常生活に無くてはならない重要な設備という共通点はあるものの、それぞれの提供するサービスの違いにより、その設備に対する要求性能は異なる。例えば、ガス管が破損しガス漏洩が発生した場合、サービス提供に支障が生じることのみならず、人命に影響しかねない大事故が想定されるためガス管そのものの耐震性を向上させる必要がある。一方、通信においては、地震により設備の一部が破損しても通信ケーブルが損傷せず使用可能であれば、サービス提供し続けることが可能となる。このため、各ライフライン事業は、それぞれの耐震性能基準を規定し、設備の建設から維持管理に至る各サービス事業を営んでいる。

さらに、電気通信サービスにおける海外動向として、ロンドン、パリ、ベルリン、ニューヨークなど海外の主要都市においては、ケーブルそのものを直接地中に埋設する直接埋設方式が主流であるが、日本の場合は、地中に埋設した管路にケーブルを収容する管路方式が主流となっている。管路方式は、直接埋設方式と比較し、需要が変化するたびに道路を掘削する必要がなく、需要の変化に柔軟に対応可能であることからコスト面で優れているためである。このため、近年では海外においても管路方式の採用が増加している。しかし、電気通信サービスにおける管路方式は日本特有の設備形態とも言え、この点を踏まえて、国内電気通信事業者は技術開発を進め、適切な維持管理を行う必要がある。

電気通信サービスは、日本全国津々浦々に提供されており、固定電話はもちろん携帯電話、インターネットを通じて世界中の人々と繋がり、音声や情報を24時間絶え間なく提供し、安心・安全な社会の実現や社会経済の発展に無くてはならないライフラインとして発展してきた。しかしながら、地震など自然災害時に電気通信サービスが途切れた場合は、被災直後の安否確認や建物などの被害状況などの把握が困難になる他、災害救助に必要な行政・防災機関等においても初動に必要な情報伝達が遅れるなど生命・財産に関わる重大な危機を招く恐れもある。

日本電信電話株式会社（以下、NTT）では、災害時の通信確保に向け、1) 重要通信の確保、2) 電気通信サービスの早期復旧、3) ネットワークの信頼性の確保、の3本柱を基本方針として取り組んでいる¹⁾。重要通信の確保とは、警察や消防などの緊急通信や行政機関などの重要通信を確保するとともに、音声やインターネットなどを活用した安否確認等の連絡手段の提供をいう。電気通信サービスの早期復旧とは、被災により通信が孤立したエリアに対し、衛星装置、無線装置、電源装置など災害対策機器を早期に配備するとともに、復旧に必要な資材調達ルートの確保をいう。ネットワークの信頼性の確保とは、24時間365日のネットワーク監視・制御を行うとともに、地震など自然災害に強い設備を作るとともに、通信ルートを複数ルート化することで信頼性を向上させることをいう。

2011年3月11日、我が国の観測史上最大となるM9.0の東北地方太平洋沖地震が発生し、巨

大な津波が押し寄せ、約2万人の死者・行方不明者を生じる未曾有の大災害となった。上下水道、電力、ガス、通信などライフライン設備においても、本震と津波、頻発する余震、液状化による設備被害が甚大であった。NTTにおいても、津波、地震動及び路面変状、液状化などによる設備被災に加え、広域かつ長時間にわたり停電が発生したことや燃料調達が困難な状況に陥ったことにより、大容量バッテリーや自家発電機燃料が枯渇しサービス停止に陥るなど過去に例のない被害となった^{2),3)}。これまでも、水害、風害、火災、地震などの被災事例を教訓に防災対策を導入し、被災時の社会的混乱を最小限にする取り組みを年々強化してきたが^{5),6),7)}、東北地方太平洋沖地震で新たな教訓を得ることとなった。

本研究では、地中に埋設された電気通信基盤設備を対象に、新たに再構築するのではなく既設の設備を有効に活用しながら、大地震に対する耐震性能を向上させるための施策について提案を行うものである。

1.2 電気通信サービスと電気通信基盤設備の概要

電気通信サービスは、固定通信と移動通信に大別される。固定通信とは、メタルまたは光ケーブル等の有線を宅内まで引き込みサービスを提供する形態をいい、移動通信とは、携帯電話、携帯端末などの移動体通信を使った無線でサービスを提供する形態をいう。本研究では、地中に埋設された既設電気通信基盤設備を対象とすることから、主に固定通信に着目し検討を行っている。図 1.1 に固定通信サービスにおける電気通信基盤設備の概要を示す。

通信サービスを提供するための通信用ケーブルは、通信用ビルから顧客まで1本のケーブルで繋がっている。一般的に、顧客宅から電柱に添って架空ケーブルにて集線され、ある程度の量になると管路、マンホール、とう道などの地下設備に収容されている地下ケーブルを使って通信用ビルに接続しサービスを提供している。集線されたケーブル1式を1条とカウントする。この地下ケーブルを車両等の通行による荷重や地震等の災害、公共工事等による人的災害から防護する設備が電気通信基盤設備である^{4),5)}。電気通信基盤設備は、収容する地下ケーブルの量によって設備形態が異なり、収容するケーブル量の多い設備から、とう道、中口径管路、管路と称している。とう道は、作業者が中に入ることができる口径2mから5mのトンネルであり、設備量は約650kmである。中口径管路は、口径250mmから500mmの推進管の中に75mm管を10条から30条程度収容している。管路は、主に口径75mm管にケーブルを1条から3条収容しており、その管路を多条多段に地表面下1mから2mに埋設している。設備量は延長約62万km、区間長約11万kmである。また、ケーブルを接続したり分岐したりするための空間を確保するため、人が入孔して作業できるマンホールを設けている。

管路設備は、主に地下空間を占有するものであるが、河川を横断する箇所などでは、道路橋等に添架する場合があります。地上に露出している管路を橋梁添架管路という。道路橋等に添架できない場合には、事業者が独自に橋を構築しており専用橋と言う。

その他、電線共同溝など公共設備や電力等他企業間での共有設備などにケーブルを収容し電気

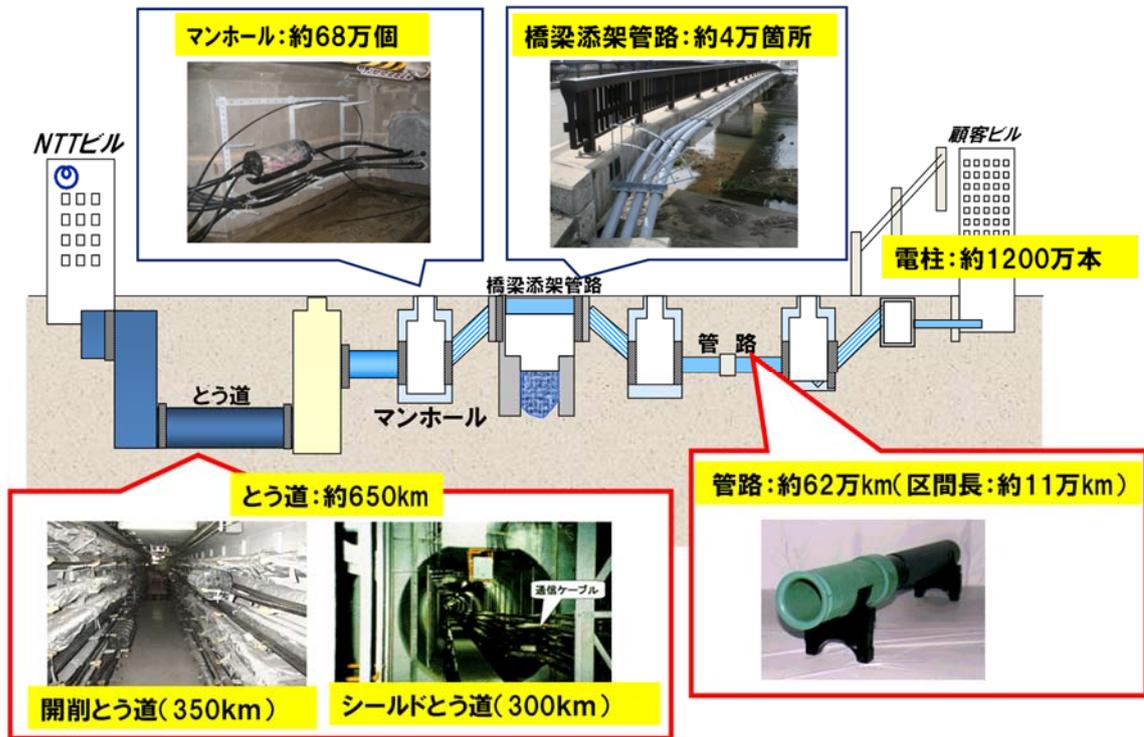


図 1.1 電気通信基盤設備の概要

通信サービスを提供する場合もある。

なお、本研究は、地中に埋設された電気通信基盤設備とすることから、地上に設置される設備を除く NTT が単独で所有するとう道設備、管路設備に研究対象を絞ることとする。

1.2.1 とう道設備

とう道の構築は、東京 23 区内、名古屋市、大阪市内など都市部を中心に主要 NTT ビル間を結ぶ重要幹線ルートとして整備が進められてきた。とう道の計画は、通信の重要性、ケーブルの敷設・保守上の作業性、管路方式と比較した構築コストなど加味して行い、数十年にわたる調整と多大な設備投資により構築したものである。とう道の構築方法は、開削式と非開削式に分けられ、開削式を開削とう道、非開削式を主にシールドとう道と呼ぶ。なお、非開削式には、シールド工法他、推進工法や山岳工法も含まれるが、とう道は主に都市部に構築されることからシールド工法が一般的である。工法選定にあたっては、道路構造、交通状況、周辺環境等を考慮し、施工性・経済性・補助工法の有無等を総合的に検討し選定している⁹⁾。

開削とう道は、土留めを行い路面から掘削し、掘削構内に矩形のとう道を構築した後、その周辺を埋戻して構築する。なお、調査・設計・施工については、トンネル標準示方書開削工法・同解説¹⁰⁾などに準ずることとしている。内法寸法は、ケーブル収容空間、建設・保守における作

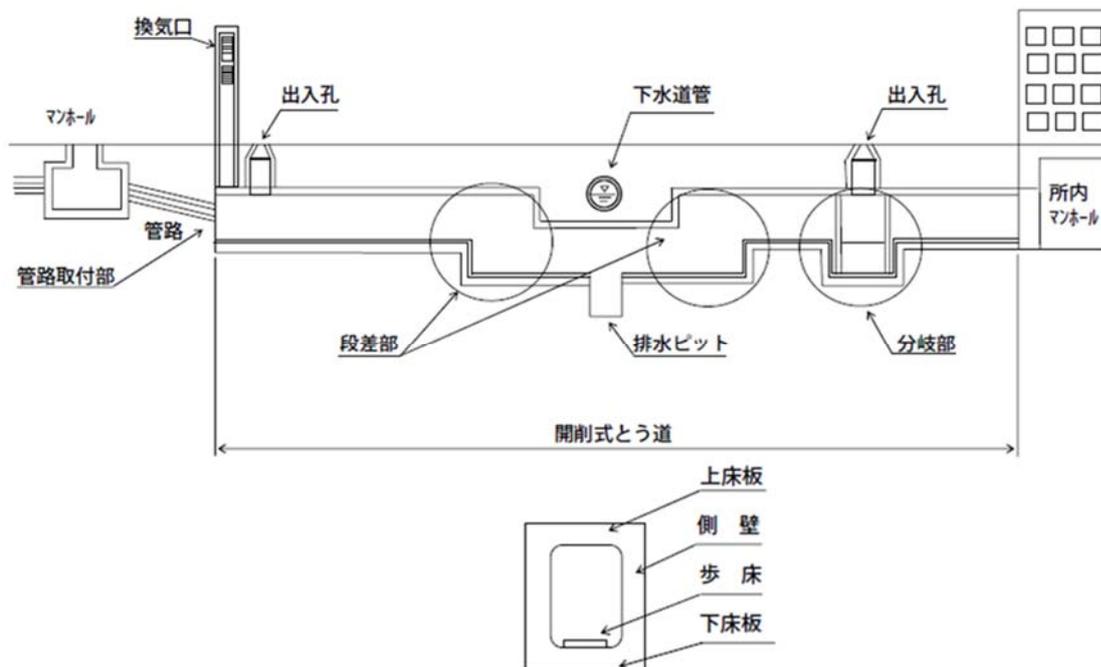


図 1.2 開削とう道の概要(上:軸方向,下:断面方向)⁹⁾

表 1.1 開削とう道矩形断面の内法寸法

呼称	内法寸法	
	幅(mm)	高さ(mm)
小断面	1,650	2,100
1号	1,850	2,200
2号	2,050	2,300

業スペースなど加味して決定することとし、矩形断面を標準とする。図 1.2 に開削とう道の概要を、表 1.1 に開削とう道矩形断面の内法寸法を示す。矩形とう道 2 号でおよそ 120 条のケーブルを収容することとしているが、これを超える場合は個別に断面寸法を決定する。

シールドとう道は、周辺の土圧・水圧に対し切羽の安定を図りながら、内側にセグメントを組立て、シールドを推進させることで地山を保持しトンネルを構築する。なお、調査・設計・施工については、トンネル標準示方書シールド工法・同解説¹¹⁾などに準ずることとしている。使用するセグメントは、主にスチール製である。内法寸法は、ケーブル収容空間、建設・保守における作業スペースなど加味して決定することとし、円形断面を標準とする。図 1.3 にシールドとう道の概要を、表 1.2 に円形断面の内法寸法を示す。円形とう道 2 号でおよそ 120 条のケーブルを収容することとしているが、これを超える場合は個別に断面寸法を決定する。

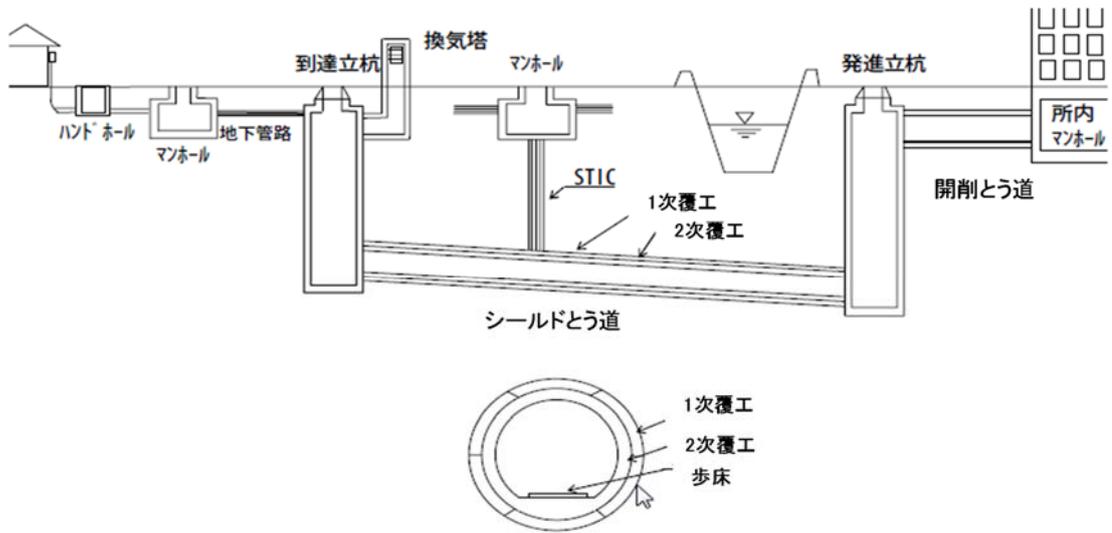


図 1.3 シールドとう道の概要(上:軸方向, 下:断面方向)⁹⁾

表 1.2 シールドとう道円形断面の内法寸法

呼称	内法寸法(mm)
小断面	2,200
1号	2,550
2号	2,950
3号*	3,950
4号*	4,400
5号*	5,000

*: 現在は規格化されていないが、過去に規格化され現存している

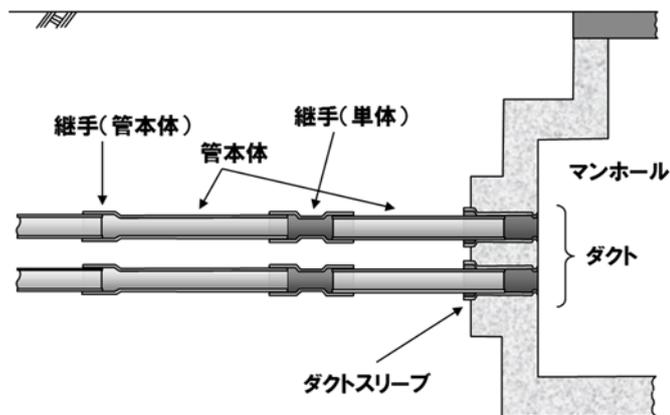


図 1.4 管路の構成⁹⁾

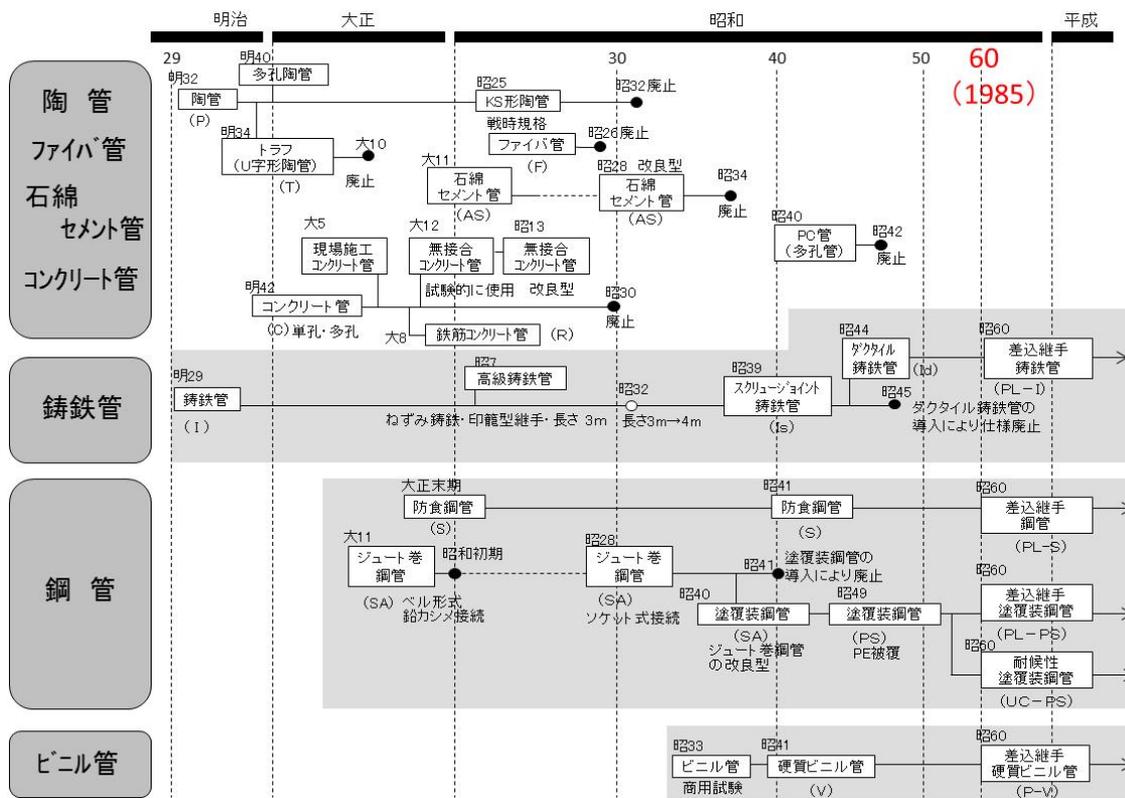


図 1.5 管路仕様の変遷⁵⁾

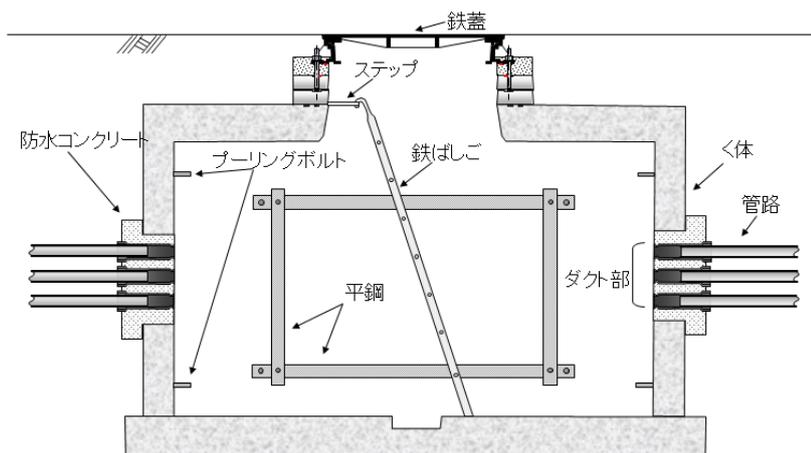


図 1.6 マンホールの構成⁹⁾

表 1.3 マンホールの内法寸法

呼称		内法寸法		
形状	号数	長さ(mm)	幅(mm)	高さ(mm)
直線形	3号	2,300	1,300	1,500
	4号	3,000	1,400	1,700
	5号	3,200	1,400	2,100
	6号	4,000	1,500	2,200
	7号	5,000	1,700	2,600
	8号	6,000	1,700	3,000
分岐 L形	3号	2,500	1,600	1,500
	4号	3,400	1,700	1,700
	5号	3,600	1,700	2,100
	6号	4,000	1,800	2,200
	7号	6,200	2,600	2,600
	8号	6,200	2,600	3,000
分岐 T形	3号	2,500	1,900	1,800
	4号	3,400	2,000	1,800
	5号	3,600	2,000	2,300
	6号	4,500	2,100	2,400
分岐 十字形	3号	2,500	1,900	1,800
	4号	3,400	2,000	2,100
	5号	3,600	2,000	2,600
	6号	4,500	2,100	2,600

1.2.2 管路設備

管路は、呼び径 75mm の管を多条多段に積んで地表面下 1m から 2m 程度に埋設している。管種は、硬質ビニル管、鋼管、鋳鉄管があり、液状化の危険度や電磁誘導対策の要否など埋設環境により選択し構築している。従来は、管路 1 条にケーブル 1 条を収容していたが、光ケーブルなど細径化が進展し、現在では管路 1 条に複数条のケーブルを収容する場合もある。管路は、規格化された構造要素を組み合わせて構成しており、管路の構成を図 1.4 に示す。現行規格では、マンホールとの取付部にダクトスリーブを設置し、管路と管路の接続部は差込継手としている。ダクトスリーブの引き抜き許容量は 190mm、差込継手の引き抜き許容量は 12mm である。区間長 100m における鋼管の場合、マンホール際にダクトスリーブが合計 2 箇所、管路長 5.5m 毎に差込継手が設置されることから差込継手 18 個となり、区間当たりおよそ 600mm の引き抜き許容量となる。

また、地盤変状等への対応として伸縮継手や離脱防止継手が使用されている。伸縮継手は、差込継手では地震や温度変化による変位量が吸収できない場合に使用されている。離脱防止継手は、伸縮機能に加え抜け出し防止機能を備えており、地盤の大きな変位が想定される箇所に使用されている。伸縮継手の引き抜き許容量は145mm、離脱防止継手の引き抜き許容量は100mmである。

管路の歴史は古く、1896年に現在の東京銭瓶町（現在の大手町）電話局から浪花局までの約2kmに铸铁管による管路が建設されたのが始まりとされている⁵⁾。その後、**図 1.5**に示すとおり管路建設需要の拡大に伴い管路仕様に変遷している⁵⁾。

マンホールは、ケーブルやケーブル接続点を収容し、その建設・保守作業時に人が入孔する空間を確保するために設置されており、主として躯体、首部、鉄蓋から構成される。躯体部分のケーブル取付部にはケーブルダクト部が形成された額縁、外側には周辺からの入水を防止するための防水コンクリートと変位を吸収するためのダクトスリーブ、ケーブル敷設時などの作業に必要な反力を請け負うためのプーリングボルト、収容したケーブルを支持するための支持金物を設置する平鋼、入孔作業に使用する鉄梯子などで構成されている。**図 1.6**にマンホールの構成を示す。

マンホールの容量や形状は、収容するケーブルの条数および分岐方向により決定するため、直線形と分岐形（L形、T形、十字形）があり、規格化されている⁹⁾。規格に適合しない場合は、個別に形状・構造を設計することとしている。**表 1.3**にマンホールの内法寸法を示す。

マンホールの首部は、路面に設置される鉄蓋と躯体とを結ぶ入出孔であり、道路工事等で舗装厚が変化した場合の蓋高調整に簡易に対応できるように、高さ50、70mmのコンクリートブロック製品を組み合わせる積み上げる構造としている。

1.3 これまでの耐震対策の概要

電気通信基盤設備は、自然災害等を契機に材質、継手構造、伸縮機能などの改善を図っている^{7),9),14)}。1964年の新潟地震から1995年の兵庫県南部地震までの耐震対策の変遷を**図 1.7**に、兵庫県南部地震から2011年の東北地方太平洋沖地震までの耐震対策の変遷を**図 1.8**に示す。

新潟地震以降、地震動に加え、液状化現象に対する耐震対策を進めてきた。管路設備においては、管路とマンホールとの接続部の伸縮性を向上させるため、1974年にダクトソケット、1981年にダクトスリーブを導入するとともに、管路継手の伸縮性を向上させるため、1965年に伸縮継手、1985年に差込継手を導入するなど主に管軸方向での変位吸収性能を高めている。

また、液状化や軟弱な地盤での不等沈下、盛土流動などの発生が想定される場合に適用する離脱防止継手を1983年に導入している。さらに、マンホールの液状化による浮上防止として、過剰間隙水圧を抑制するグラベルドレーンを1987年に導入している。

兵庫県南部地震以降、レベル2地震が定義され、性能規定の考え方が主流となっている。想定する地震規模は、共用期間に発生する確率は低いが大強度を有する地震動となり、回復可能な程度の損傷は許容するものの致命的な損傷は回避する設計となった。開削とう道では、可とう性ゴムジョイントを1996年に導入し、シールドとう道では、立坑接続部を対象に可とう性

大規模地震	64 新潟 68 十勝沖	78 宮城県沖	82 浦賀沖 83 日本海中部	93 釧路沖 93 北海道南西沖 94 北海道東方沖 95 兵庫県南部
ハード対策	<65> 塗覆装鋼管+伸縮継手 (伸縮機能)	<74> ダクトソケット+伸縮継手 (ダクト面保護)	<81> ダクトスリーブ (伸縮性能向上) <83> 橋梁用伸縮継手 離脱防止継手 (液状化地盤、特殊区間対策)	<85> 差込継手 (破断変位量・回転量向上) <87> グラベルドレーン (液状化対策)

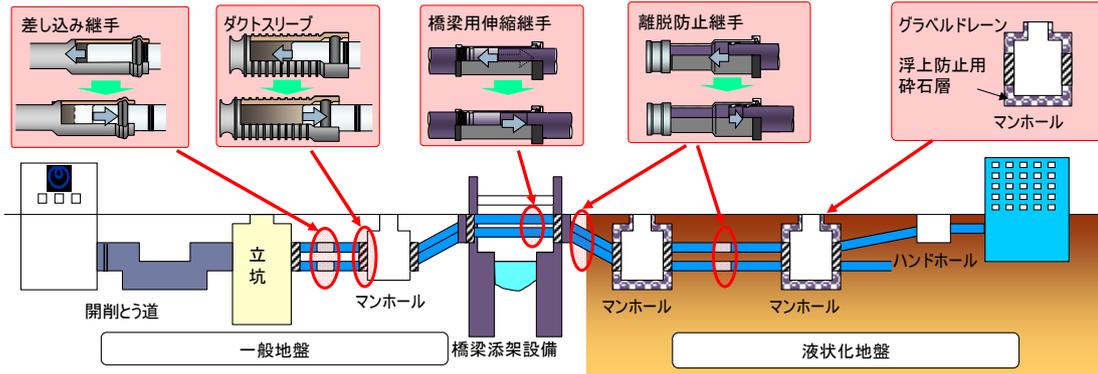


図 1.7 兵庫県南部地震までの耐震対策の変遷

大規模地震	95 兵庫県南部	00 鳥取県西部 01 芸予	03 十勝沖 04 新潟県中越 05 福岡県西方沖	07 能登半島沖 08 岩手・宮城内陸	11 東北地方太平洋沖
ハード対策	<96> ビルアクセス管路フレキシブル化 ダクト部スチールファイバコンクリート 開削とう道フレキシブル化	(不等沈下対策) (ダクト周辺剥離対策) (変位追従・防水)	<02> シールド立坑接続フレキシブル化	(接続部の変位追従・防水)	<06> 専用橋の耐震対策 (落橋防止)
ソフト対策		<00> ■耐震性評価シミュレーション1 (シミュレーション効率化)	<02> ■レベル2地震に対する耐震性解析評価 (レベル2地震動評価)	<06> ■耐震性評価シミュレーション2 (ケーブルレベル評価)	<09> ■耐震性評価シミュレーション3 (公開情報活用)

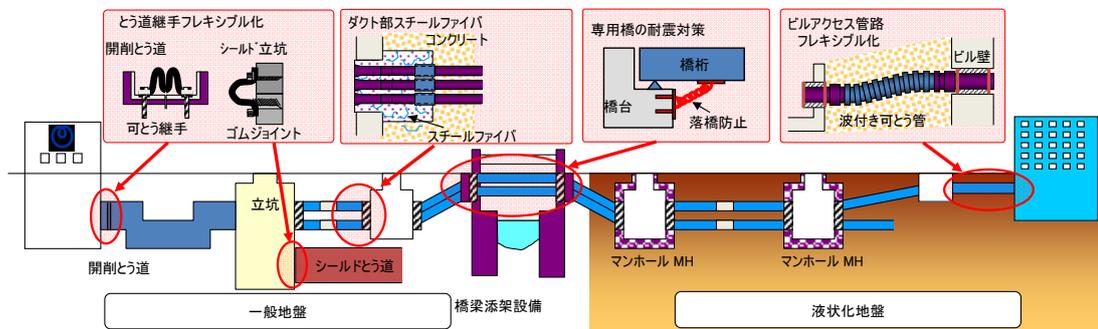


図 1.8 東北地方太平洋沖地震までの耐震対策の変遷

ゴムジョイントを2002年に導入している。また、マンホールの管路取り付け口であるダクト部のモルタルが剥離落下したことからスチールファイバコンクリートに仕様を変更するとともに、ビル取付部での不等沈下対策として地盤変状に追従可能な波付き可とう管を1996年に導入している。さらに、専用橋の落橋防止対策を2006年に導入している。

1.3.1 とう道設備

図 1.1 に示したように、とう道設備は、構築方法の違いにより開削とう道とシールドとう道の2種類がある。現時点の設備量は、開削とう道が約350km、シールドとう道が約300kmである。

図 1.9 にとう道における耐震対策適用例を、図 1.10 にとう道の耐震対策を示す。

1995年の兵庫県南部地震時、比較的地表近くにある開削とう道については、通信ビルや立坑の取付部において継目部の損傷や地盤の液状化によるとう道の浮き上がり現象が発生したため、1996年に可とう性ゴムジョイント（以下、Mジョイント）を導入している⁷⁾。

一方、比較的深くに位置するシールドとう道では、兵庫県南部地震時において大きな被害は無く、一部のシールドとう道立坑接続部において、ひび割れ、漏水、立坑内への突き出しなど軽微な被災が見られたことが報告されている^{6),7),8)}。また、東北地方太平洋沖地震においてシールドとう道の被害は、構造物としての機能を失うような大きな被害は無く、一部で漏水があったことが報告されている^{13),19)}。ただし、立坑内への突き出しが、高水圧下でこのような被災が発生した場合、浸水により立坑が水没する可能性があり、通信サービスへの影響や復旧作業の大幅な遅れが懸念されることから、2002年にシールドとう道立坑接続部に可とう性ゴムジョイント（以下、Eジョイント）を導入している。なお、地盤急変部や立坑接続部を対象に耐震補強鉄筋を入れることにより一次覆工の剛性を向上する設計となっているが、シールドとう道立坑接続部での地震による突き出し等への影響については、設計上考慮されていなかった。図 1.11 にその概要を示す。

とう道の年度別建設量を図 1.12 に示す。とう道の建設は、おもに1960年代から始まり1980年代にピークを迎え、その後は減少傾向にあり、現時点での建設は少ない。開削とう道においては、1995年までにおよそ建設が完了しており、既設設備ほぼ全てを対象としたMジョイントの検討が必要となる。一方、シールドとう道においても、2000年までにおよそ建設を完了しており、既設設備ほぼ全てを対象としたEジョイントの検討が必要である。

今後、大地震の発生が危惧される中、ネットワーク上の重要設備であるとう道の信頼性確保は重要な課題であり、限られた予算の中で効果的な対策を実施するためには、危険度に応じ適切な優先順位付けを行い、計画的に耐震対策を実施する必要がある。

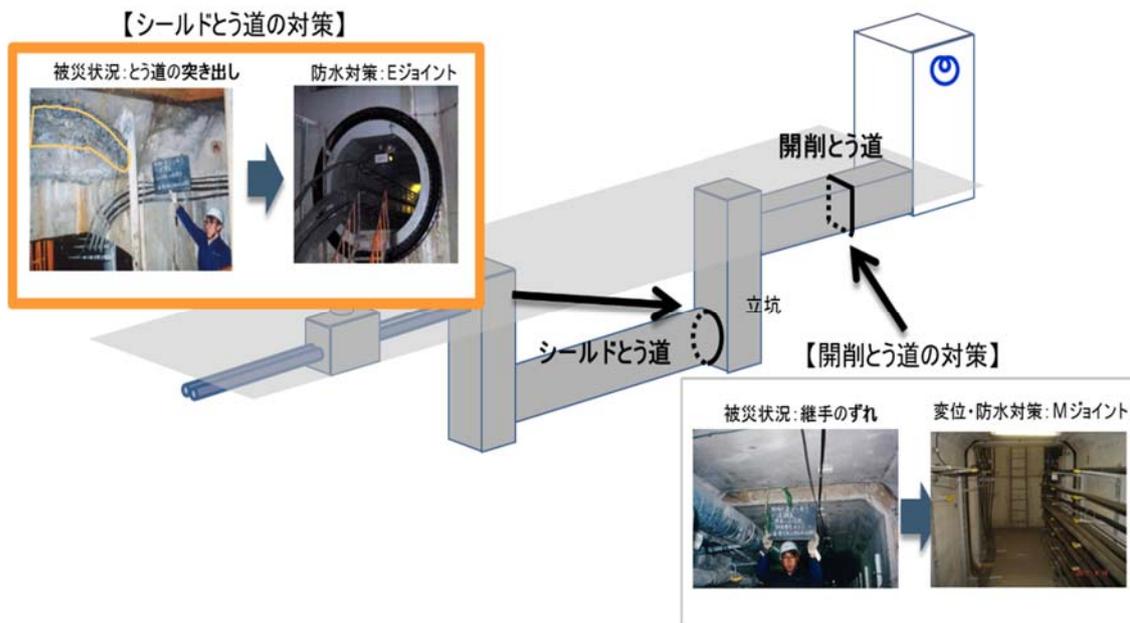


図 1.9 とう道における耐震対策適用例

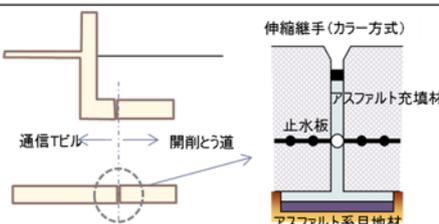
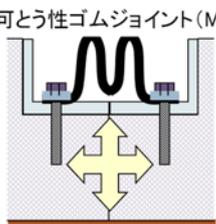
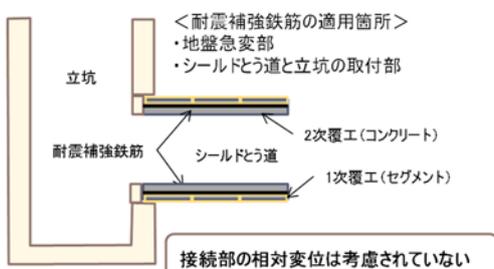
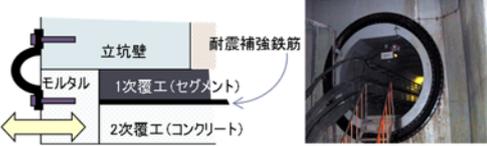
	兵庫県南部地震以前	現在の対策
開削とう道	 <p>伸縮継手(カラー方式) アスファルト充填材 止水板 アスファルト系目地材</p> <p>通信ビル ← 開削とう道</p> <p><適用領域> ・通信ビルの開削とう道接続部 ・断面変化部 ・土質変化部 ・不等沈下の恐れがある箇所</p>	 <p>可とう性ゴムジョイント(Mジョイント)</p> <p>従来の適用領域のうち、以下を優先して対策実施 ・液状化地域 ・立坑、局舎等との接続部</p> <ul style="list-style-type: none"> ・全周囲200mmの変位に追従可 ・耐水圧：0.1MPa
シールドとう道	 <p>1次覆工の剛性向上を目的として、耐震補強鉄筋を挿入</p> <p><耐震補強鉄筋の適用箇所> ・地盤急変部 ・シールドとう道と立坑の取付部</p> <p>立坑 耐震補強鉄筋 シールドとう道 2次覆工(コンクリート) 1次覆工(セグメント)</p> <p>接続部の相対変位は考慮されていない</p>	 <p>可とう性ゴムジョイント(Eジョイント)</p> <p>立坑壁 モルタル 1次覆工(セグメント) 2次覆工(コンクリート) 耐震補強鉄筋</p> <ul style="list-style-type: none"> ・軸方向100mmの変位に追従 ・耐水圧：0.3MPa 

図 1.10 とう道設備の耐震対策

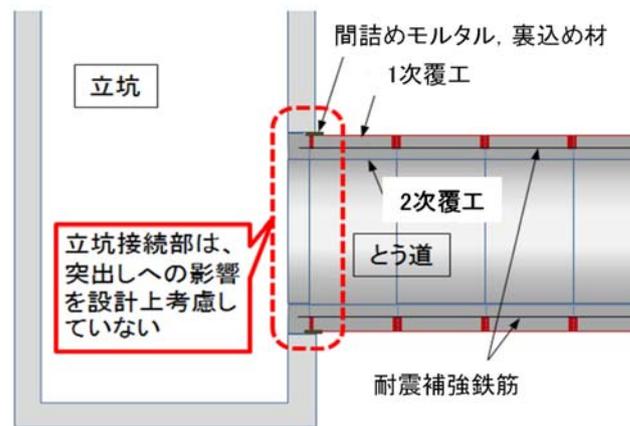


図 1.11 シールドとう道立坑接続部の設計

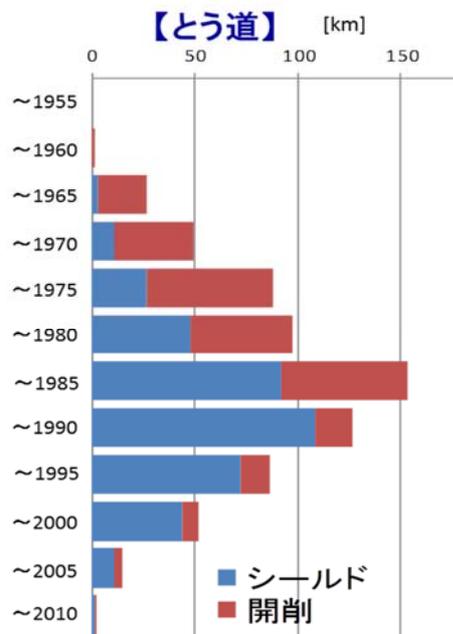


図 1.12 とう道の年度別建設量

1.3.2 管路設備

現行規格に至る地下管路設備仕様の変遷を図 1.13 に示す。1985 年前後に制定された現行規格では、金属管としてダクタイル鋳鉄管、塗覆装鋼管の 2 種類と、硬質ビニル管の併せて 3 種類を使用しており、差込み継手の特徴としている^{7),9),14)}。差込み継手は、従来のねじ継手や接着継手と異なり、差込み長分の伸縮が許容されることから柔軟な構造となっている。また、マンホールとの接続部についても、ダクトスリーブを使用することで、従来のソケットや伸縮継手より伸縮長を長く設定しており、ひずみの集中を解放し地盤変位に追随しやすい。これらの規格化された

構造要素を組合せることで地震などによる地盤変位を吸収する設計としており、その主な組合せを表 1.4 に示す。なお、ダクトスリーブについては、管種に係らず全てのマンホール際に設置する。

金属管の内、ダクタイル鋳鉄管は、主に誘導対策に使われることから、その適用箇所は限定的であるため一般的に塗覆装鋼管が使われている。しかしながら、これらの適用は、新設する場合に有効な組合せであり、およそ 1985 年以降に構築された設備に適用されたものである。

図 1.14 に管路、マンホールの各設備の建設年度別の建設量を示す。管路設備の建設は、1965 年から 1985 年頃にピークを迎えており、現用に供している多くの設備は現行規格ではない旧規格である。金属管に関しては、約 9 割が 1985 年以前に建設されており、図 1.13 に示した建設年度からねじ継手ジュート巻鋼管、ねじ継手塗覆装鋼管（総称して以下、ねじ継手鋼管）が大半であることが分かる。1965 年から 1973 年の間は、マンホール取付部はモルタル成形のみであり、ダクトにおける伸縮機能はなく、第一接続点に旧伸縮継手が設置されている。1974 年から 1980 年の間は、マンホール接続部に現行規格のダクトスリーブより伸縮しろの短いダクトソケットを設置し、第一接続点に旧伸縮継手を設置している。1981 年以降 1985 年に差込み継手が導入される間のねじ継手鋼管には、マンホール接続点にダクトスリーブが設置された。

一方、管路設備容量は、光サービスの拡充に伴う光ケーブルとメタルケーブルの重畳期を迎え、逼迫しつつある。そのため、1 条の管路へのケーブル多条布設が恒常的に実施される様になっている。しかも、多条布設予定管路の事前点検では、約 6 割の管路が錆・腐食により不良と診断されている。そのため、道路の掘削による増管、他ルートへの迂回、一部開削による補修などの対応を行っている。しかし開削工事はコストや工期がかかるといった点や、交通渋滞や騒音、掘削残土の発生など環境面での課題が多く、対策が求められている。通信ケーブルは通信ビルと顧客宅を 1 対 1 で結ぶ必要があるため、切り替え時にサービス中断の必要があるなど、他ライフラインに比べて他ルートへの迂回がしにくい特徴がある。そのため、使用中の管路設備については新しいものと取り替えることは困難であり、古い設備についてはメンテナンスをしながら長期間使用するケースが多くなっている。

そこで、ケーブルを収容している管路において、錆・腐食による不良状態をライニングにより補修する技術（以下、ケーブル収容管用ライニング管）を山崎ら¹⁵⁾は開発し、2010 年に導入した。ケーブル収容管用ライニング管は、樹脂製で腐食することがないため半永続化、メンテナンスフリー化が期待される。なお、ケーブルを収容していない空き管路を更改する技術¹⁶⁾（以下、空き管用ライニング管）については導入済みである。

しかし、ケーブルを収容している状態で、旧規格管路の大部分を占めるねじ継手鋼管の耐震性を向上させる方法はこれまでなかった。

既設管路をライニングすると、地震に対してケーブルを保護でき耐震性が向上することが期待される。田中ら^{17),18)}は、ライニングされた管路の耐震性評価方法を提案し、ケーブルを収容していない空き管用ライニング管を対象とした地震時の挙動及びケーブル防護効果について解析と検証実験により確認している。

年度	1896	1923	1955	1965	1975	1985	1989	2004	2007	2011	2016																																																
大規模地震発生状況		● 関東大震災		● 新潟地震	● 十勝沖地震	● 宮城県沖地震	● 日本海中部地震	● 釧路沖地震	● 北海道南部地震	● 兵庫県南部地震	● 新潟県中越沖地震	● 新潟県越前沖地震	● 東北地方太平洋沖地震	● 熊本地震																																													
地下管路	<p>SA管(ジュート巻鋼管)</p> <table border="1"> <tr> <td>(管継手)</td> <td>鉛コーキング</td> <td>平行ねじ</td> <td>テーパねじ</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>(MH取付部)</td> <td colspan="2">モルタル成形のみ</td> <td>ジュート伸縮</td> <td>SA伸縮</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p>PS管(塗覆装鋼管)</p> <table border="1"> <tr> <td>(管継手)</td> <td>テーパねじ</td> <td></td> <td>差込継手</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>(MH取付部)</td> <td>モルタル+SA伸縮</td> <td>ソケット+伸縮</td> <td colspan="2">ダクトスリーブ</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p>1953 1963 1958 1965 1965 1985 1974 1981</p>												(管継手)	鉛コーキング	平行ねじ	テーパねじ									(MH取付部)	モルタル成形のみ		ジュート伸縮	SA伸縮							(管継手)	テーパねじ		差込継手									(MH取付部)	モルタル+SA伸縮	ソケット+伸縮	ダクトスリーブ								
	(管継手)	鉛コーキング	平行ねじ	テーパねじ																																																							
	(MH取付部)	モルタル成形のみ		ジュート伸縮	SA伸縮																																																						
	(管継手)	テーパねじ		差込継手																																																							
	(MH取付部)	モルタル+SA伸縮	ソケット+伸縮	ダクトスリーブ																																																							
<p>铸铁管</p> <table border="1"> <tr> <td>(管本体)</td> <td>ねずみ铸铁</td> <td></td> <td>ダクタイル铸铁</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>(管継手)</td> <td>印ろう型継手</td> <td>スクリュー型継手</td> <td>ねじ継手</td> <td>差込継手</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>(MH取付部)</td> <td colspan="2">モルタル成形のみ</td> <td>ソケット+伸縮</td> <td colspan="2">ダクトスリーブ</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p>1896 1964 1969 1985 1974 1981</p>												(管本体)	ねずみ铸铁		ダクタイル铸铁									(管継手)	印ろう型継手	スクリュー型継手	ねじ継手	差込継手								(MH取付部)	モルタル成形のみ		ソケット+伸縮	ダクトスリーブ																			
(管本体)	ねずみ铸铁		ダクタイル铸铁																																																								
(管継手)	印ろう型継手	スクリュー型継手	ねじ継手	差込継手																																																							
(MH取付部)	モルタル成形のみ		ソケット+伸縮	ダクトスリーブ																																																							
<p>V管(ビニル管)</p> <table border="1"> <tr> <td>(管継手)</td> <td>接着継手</td> <td></td> <td>差込継手</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>(MH取付部)</td> <td></td> <td>ダクトソケット</td> <td colspan="2">ダクトスリーブ</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table> <p>1966 1985</p>												(管継手)	接着継手		差込継手									(MH取付部)		ダクトソケット	ダクトスリーブ																																
(管継手)	接着継手		差込継手																																																								
(MH取付部)		ダクトソケット	ダクトスリーブ																																																								
区特異	<p>1983</p> <table border="1"> <tr> <td>モルタル成形のみ</td> <td>改良型伸縮継手、離脱防止継手</td> </tr> </table>										モルタル成形のみ	改良型伸縮継手、離脱防止継手																																															
モルタル成形のみ	改良型伸縮継手、離脱防止継手																																																										

図 1.13 地下管路とマンホール取付部における設備仕様の変遷

表 1.4 現行規格における管種, 継手の主な組み合わせ

対象箇所	管種	継手種類	
盛土崩壊が想定される区間	鋼管	2本(11m)以下ごとに離脱防止継手を設置	
液状化が想定される区間	鋼管	マンホールからの第一接続点に離脱防止継手を設置, マンホール周辺にはグラベルドレーン	
軟弱地盤による 不等沈下が想定 される区間	構造物上越し部	鋼管	
		硬質ビニル管	上越しする構造物の両端から第一接続点に離脱防止継手を設置 上越しする構造物の両端から短尺化(2.75m以下)した差込継手硬質ビニル管を連続して設置
	橋台背面部	鋼管	橋台背面から第一接続点に離脱防止継手を設置
	地盤急変部	鋼管	地盤急変部の軟弱地盤側における第一接続点に離脱防止継手を設置
	硬質ビニル管	地盤急変部の軟弱地盤側における第一接続点から短尺化(2.75m以下)した差込継手硬質ビニル管を連続して設置	

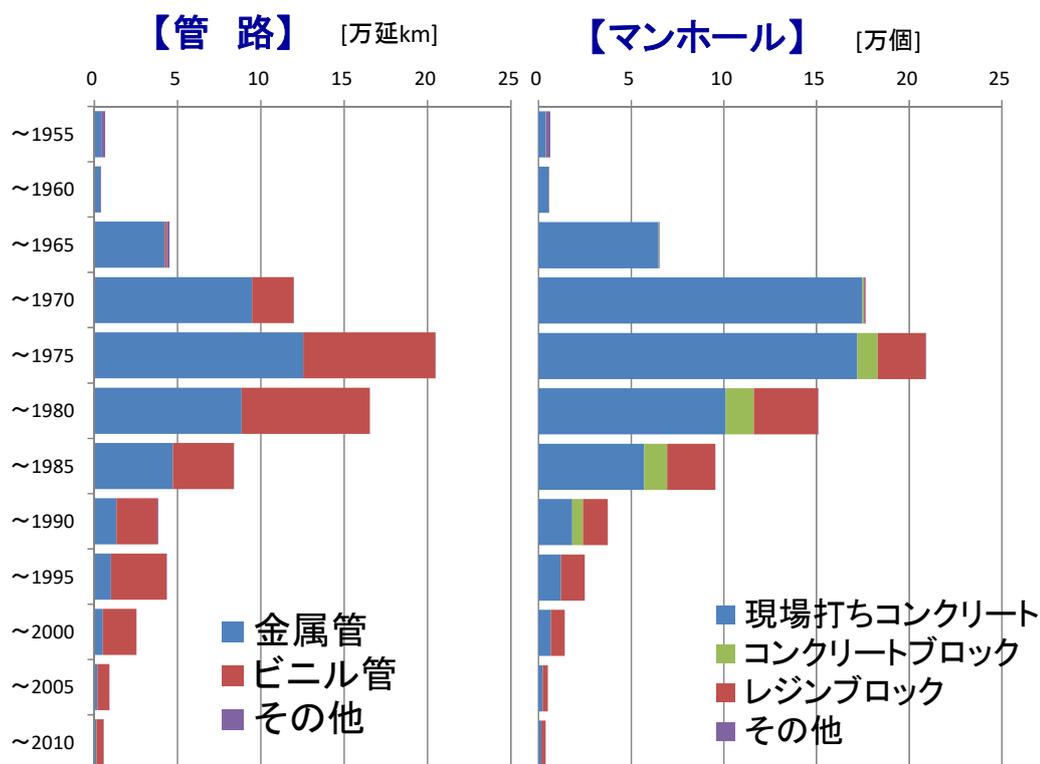


図 1.14 建設年度別の建設量

このような検討を行っていた最中の 2011 年 3 月 11 日 東北地方太平洋沖地震が発生した。山崎ら¹³⁾が行った被災調査では、液状化地盤や軟弱地盤、人工造成地、橋台背面、地下水路の上越し部等において被害が多く、これらは、既往地震で確認されてきた被災パターンとほぼ同様の現象であったことを報告している。現行規格が導入された後に構築された設備には、被害は確認されていない。現行規格の導入以前の既設設備が多く存在していること、及び、ケーブルを収容している旧規格管路に対し、現行規格管路と同程度以上の耐震性を付与する方法がないことなどの課題が顕在化した。

このような背景を踏まえ、本研究では、光ケーブルを収容している既設管路設備の耐震性向上を検討する上で、要求性能として、管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないことと新たに定義する。その上で、ケーブル収容管用ライニング管を対象に、地震時における力学的挙動を解析的、実験的に明らかにし、管路設備が損傷してもケーブル収容管用ライニング管が光ケーブルを防護する効果を発揮できることを示す。

先述したように、旧規格管路の大部分を占め、現用ケーブルを収容しサービス提供しているねじ継手鋼管に対し、ケーブル収容管用ライニングを適用することで耐震性能の向上が図れれば、通信ネットワークの信頼性向上に役立つものと期待できる。

1.4 本論文の目的と構成

本論文は、電気通信基盤設備のうち地中に埋設された設備を対象に、新たに再構築するのではなく既設の設備を有効に活用しながら、大地震に対する耐震性能を向上させるための施策について提案を行うものである。図 1.15 に本論文の構成を示す。

第 1 章では、通信ネットワークの社会的重要性を述べるとともに過去地震を教訓にこれまで実施してきた耐震対策を述べ、既設設備に対する耐震性向上施策の必要性を示す。

第 2 章では、東北地方太平洋沖地震など過去の被災状況を踏まえ、とう道設備と管路設備に大別し、それぞれの課題を明らかにする。開削とう道においては、耐震対策が進んでいるものの、シールドとう道においては、耐震対策が進んでいない。原因の一つが要対策箇所を選定が簡易に行えないことである。2002 年にシールドとう道立坑接続部に E ジョイントを導入しているものの対策は進んでいない。全国に 1,000 箇所程度あるシールドとう道立坑接続部の対策要否を検討するに当たり、個別に FEM 解析を行うことが最も精緻な判定ができると考えるが、高度な技術と多額の費用が必要となる。この課題に関する提案を第 3 章で述べる。また、管路設備においては、現行規格での耐震性能は確認されているが、大量に現存する旧規格管路に対しケーブルを収容したまま耐震性を向上させる方法がない。ケーブル収容用ライニング管を適用することで地震時に旧規格管路が損傷しても、ライニング管が光ケーブルを防護し、通信を途絶させない対策(二重管構造)が可能になれば、減災効果を可能とする新しい耐震設計・対策の展開を図ることができ、通信ネットワークの大幅な信頼性向上を図ることができる。しかしながら、このケーブル収容管用ライニング管を適用することで、どの程度の耐震性向上が図れるか解明されていない。この課題に関する提案を第 4 章で述べる。

第 3 章では、シールドとう道立坑接続部における突き出し現象の簡易判定手法の提案を行う。レベル 2 地震動を想定し、地盤の相対変位を求める。虎ノ門～銀座～辰巳の 7km のルートを対象とした 2 次元 FEM 地震応答解析結果から傾向分析を行い、地盤の相対変位式を導出する。次に立坑接続部における相対変位を求め、閾値を設定することで判定が可能となる簡易判定手法を提案する。また、兵庫県南部地震、東北地方太平洋沖地震における被災調査結果による検証を行うことで提案手法の妥当性を確認する。さらに、活用方法を示すと同時に、対策箇所をおよそ約 1 割まで絞り込むことが可能となることで、経済的・効率的な対策実施が可能となることを示す。

第 4 章では、これまで管路そのものの被害を軽減できる管路の開発・設計に重点を置いてきたが、これまで最大震度階 7 の地震をいくつか経験し、既設管路の性能がおおよそ判明し、光ケーブルが被災するメカニズムや条件がわかってきている。本研究では、耐震的な要求性能として、管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないことと新たに定義し、ケーブル収容管用ライニング管を対象に、地震時における力学的挙動を解析的、実験的に明らかにする。その結果、管路設備が損傷しても、ケーブル収容管用ライニング管が光ケーブルを防護する効果が期待できることを示す。

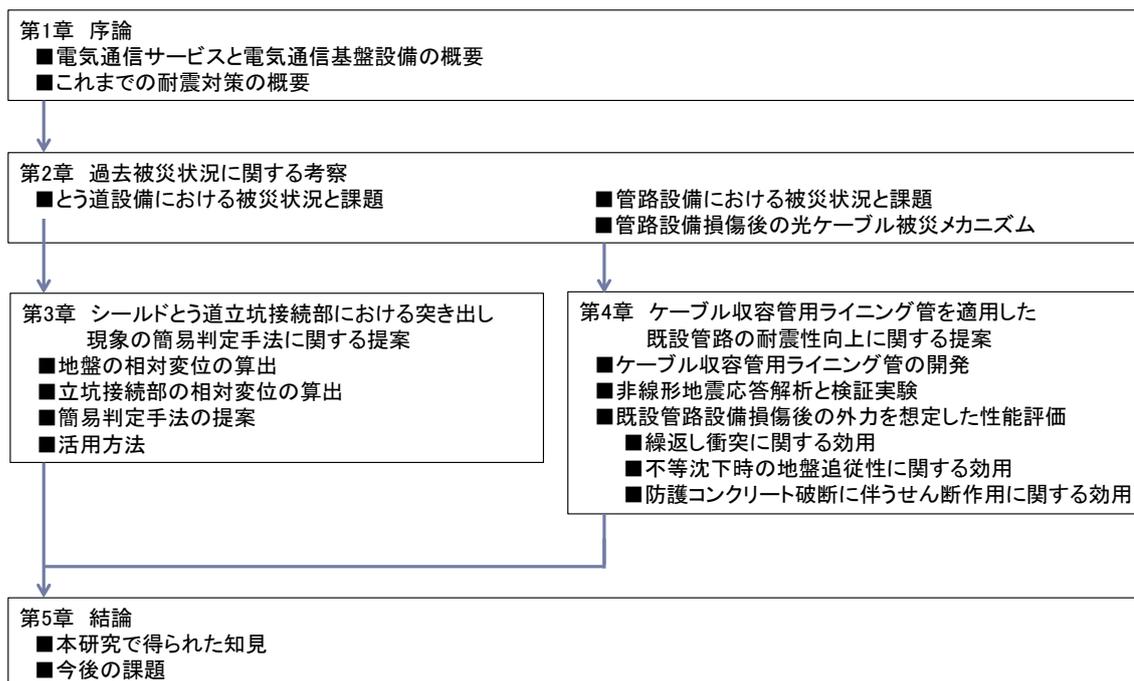


図 1.15 本論文の構成

まず、光ケーブル防護性能を有することについて、先行研究で示された地震応答解析並びに管軸方向変形に関する検証実験結果のデータに分析を追加し、考察を行う。

さらに、光ケーブル損傷のメカニズム毎に、既設管路の継手損傷後の地震外力を想定した性能評価を行い、1) 繰返し衝突によるケーブル損傷を低減できること、2) 不等沈下時の地盤追従性が高いこと、3) 防護コンクリートが破壊し、せん断力が作用した場合でもケーブル損傷を低減できることをそれぞれ評価する。ケーブルを収容している旧規格管路に対し、ケーブル収容管用ライニング管を適用することで、経済的・効率的な耐震対策の実施が可能となることを提案する。

第5章では、本研究で得られた知見をとりまとめるとともに、今後の課題等について述べる。

1.5 参考文献

- 1) 日本電信電話株式会社，東日本電信電話株式会社，西日本電信電話株式会社，エヌ・ティ・ティ・コミュニケーションズ株式会社，株式会社NTTドコモ：防災業務計画，2014.
- 2) 東日本電信電話株式会社：東日本大震災における復旧活動の軌跡，2011.11.28.
- 3) 東日本電信電話株式会社：東日本大震災による被害の復旧状況及び今後の対応について，2011.4.27.
- 4) 情報通信技術研究会：新情報通信概論，(財)電気通信協会，2004.
- 5) 情報流通インフラ研究会：情報流通インフラを支える通信土木技術，(財)電気通信協会，2000.
- 6) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告，ライフライン施設の被害と復旧，第7章 通信施設，

pp.467-502, 1997.

- 7) 土木学会：都市ライフラインハンドブック，第IV編ライフラインの防災技術，6章 情報通信，pp.759-786，2010.
- 8) 鎌田敏正，中川裕司，鳥越寿彦，山口裕三：阪神・淡路大震災による通信用トンネルへの影響について，土木学会第50回年次学術講演会，I-481，pp.962-963，1995.
- 9) 土木学会：都市ライフラインハンドブック，第II編ライフライン施設の建設技術，6章 情報通信，pp.327-342，2010.
- 10) 土木学会：トンネル標準示方書開削工法・同解説，2006.
- 11) 土木学会：トンネル標準示方書シールド工法・同解説，2006.
- 12) 土木学会：都市ライフラインハンドブック，第I編ライフラインサービスの概要，6章 情報通信，pp.100-104，2010.
- 13) 山崎泰司，瀬川信博，石田直之，鈴木崇伸：東日本大震災における電気通信土木設備の被害状況に関する考察，日本地震工学会論文集，第12巻，第5号(特集号)，pp.55-68，2012.
- 14) 高田至郎：ライフライン地震工学，第13章 電気通信施設と地震防災，pp.234-236，1991.
- 15) 山崎泰司，是国亨，小高直樹，山下宏幸，稲村俊郎，山田佳彦，秋山武士：不良管路を再生する「ケーブル収容管補修技術」，NTT技術ジャーナル，Vol.22，No.12，pp.51-54，2010.
- 16) 山口茂，柴田健一郎，奥村賢志，森厚芳：管路設備の点検診断および補修再生技術，NTT技術ジャーナル，Vol.18，No.3，pp.47-50，2006.
- 17) 田中宏司，鈴木崇伸，片桐信，山崎泰司：通信管路設備の実被害分析によるライニング補強の耐震性に関する考察，土木学会第64回年次学術講演会，I-204，pp.407-408，2009.
- 18) 田中宏司，奥津大，山崎泰司，片桐信，鈴木崇伸，杉山俊幸：ライニング補強した通信管路の地震時ケーブル防護効果評価方法，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.68，No.4，pp.I_959-I_968，2012.
- 19) 土木学会，日本機械学会，日本原子力学会，日本建築学会，日本地震学会，日本地震工学会，地盤工学会，日本都市計画学会：東日本大震災合同調査報告，土木編 3 ライフライン施設の被害と復旧，第6章 通信施設，pp.310-319，2015.

第2章 過去被災を踏まえた本研究における課題設定

過去被災に関する考察では、主に2011年に発生した東北地方太平洋沖地震における被災調査を中心に、1995年の兵庫県南部地震、2004年の新潟中越地震、2007年の新潟中越沖地震を含め、これまでに経験した最大震度階7クラスの地震における被災事例から、とう道設備、管路設備など設備形態ごとの課題と本研究における提案事項について述べる。なお、2016年の熊本地震については現在調査中である。

特に、管路設備の被災状況については、近年経験した東北地方太平洋沖地震における被災状況の傾向分析を含め詳細に述べるとともに、光ケーブルが損傷に至るメカニズムのパターン化を図る。なお、パターン毎の対策検討については、第4章で述べる。

これまでの被災状況から、第1章で述べたような新たな耐震対策を導入しているが、その展開具合は区々であり、このことも踏まえた課題設定を行うこととする。さらに、本研究で想定する地震動について述べる。

2.1 とう道設備における被災状況と課題

2.1.1 とう道設備における被災状況

(1) 兵庫県南部地震における被災状況

開削とう道は、比較的地表面近くに構築されることから、開削とう道本体の継目部に損傷が認められることがある。兵庫県南部地震においても、接続部で損傷を確認しているが、構造物自体の強度低下を招くものではなく、ケーブルへの被害もなかった^{7),8)}。一方、シールドとう道は、兵庫県南部地震においてほとんど被害がなかったとしているが、シールドとう道立坑接続部において立坑側にシールドとう道が突き出す現象を初めて確認している^{6),8)}。

被災発生エリアは、神戸市三ノ宮地区であり、図2.1に概略の位置図を示す。21立坑と20立坑の区間長は384m、20立坑と20-1立坑の区間長は238m、20-1立坑と20-2立坑の区間長は119mである。シールドとう道立坑接続部の被災状況の調査結果を表2.1に示す。

調査対象となる立坑口を明確にするためシールドとう道の向かい側の立坑口を示すとともに突き出しの状況、調査対象立坑口周辺におけるシールドとう道突き出しに抵抗できる支障物の有無を示す。シールドとう道の突き出し以外の損傷としては、円周方向の亀裂、コンクリートの剥離又は浮き上がり、漏水が見られた。20立坑(21立坑向かい)及び20-1立坑(20-2立坑向かい)については、突き出しに抵抗する支障物がないことを確認した。その他の立坑接続部については、ハンチ等の突出現象を抑制する支障物を確認した。つまり軸方向変位と支障物の影響について、ある程度の強度を有する支障物がある場合は、立坑接続部において突き出しを抑制する効果があったものと考えられる。写真2.1に20立坑(21立坑向かい)接続部の被災写真を示す。シールドとう道の天上部側に赤点線部分で示す突き出しが見られた。



図 2.1 概略の位置図

表 2.1 シールドとう道立坑接続部の被災状況調査結果

調査対象立坑口	向かい側立坑口	状況	支障物の有無
20	21	20mm突き出し	無
	20-1	突き出しなし	有:ハンチ干渉
20-1	20	突き出しなし	有:側壁干渉
	20-2	15mm突き出し	無
20-2	20-1	10mm突き出し	無
21	20	突き出しなし	有:ハンチ干渉

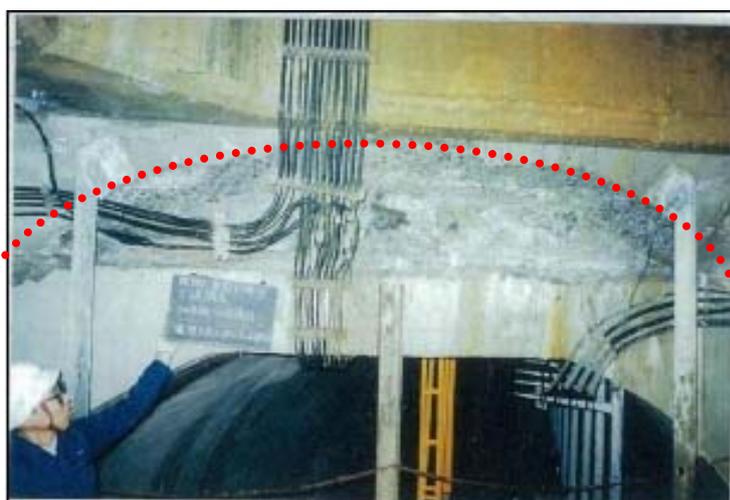


写真 2.1 20立坑(21立坑向かい)接続部被災写真

(2) 新潟県中越地震における被災状況

被災地域におけるとう道の設備量は少なく、とう道における通信に影響のある被災は確認されていない⁸⁾。

(3) 新潟県中越沖地震における被災状況

開削とう道において、一部被災が確認されている⁸⁾。被災状況としては、通信ビルと開削とう道との接続部において若干の土砂と水の流入が発生している。排水ポンプで対処可能であり、構造物自体の強度低下を招くものではなく、ケーブルへの被害もなかった。また、このような開削とう道の接続部における被災については、兵庫県南部地震においても確認されている。

(4) 東北地方太平洋沖地震における被災状況

東北地方太平洋沖地震時におけるとう道の点検は内部からの目視により行っている。目視点検の結果、被災モードと程度の観点から不良が確認された箇所を被災としている。しかしながら、クラックや剥離など地震によるものか判断が難しいため、経年劣化等による地震以外の要因で発生した不良も含まれている可能性がある。また、不良の中でも簡易な補修で対応可能なものを軽度の被災とし、本格的な補修が要されるものを要補修の被災として整理している。表 2.2 にとう道の被災状況を、写真 2.2 に主な被災事例状況写真を、図 2.2 に被災部位内訳を示す。なお、主な被災事例は、以下のとおりである。

- ① 継目部の被災・・・継目部のクラックによる漏水や剥離
- ② 補修跡の被災・・・補修した痕跡のある箇所におけるクラックや剥離
- ③ ダクト部の被災・・・とう道内の管路取付部におけるクラックや剥離
- ④ ポンプ・・・停電による排水ポンプの停止、およびそれに起因するとう道の冠水
- ⑤ その他・・・一般部のクラックや剥離

とう道の被災の多くは、埋設深度の浅い開削とう道で発生した。内訳として、補修が必要な被災が 21 件、仮補修で対応可能な軽度の被災が 32 件であった。被災事例としては、コンクリートの継目における亀裂や剥離が多い。継目箇所に対し、兵庫県南部地震後の 1996 年に M ジョイントを導入している。今回の点検において、写真 2.3 に示すように M ジョイントにより漏水を防止しており、その効果が確認された。その他には、経年劣化によるひび割れなどを補修した箇所が、今回の地震により再び不良となったケースも多く確認された。また、構造的な被害ではないが、停電により排水ポンプが停止し、とう道が水没したケースがあった。

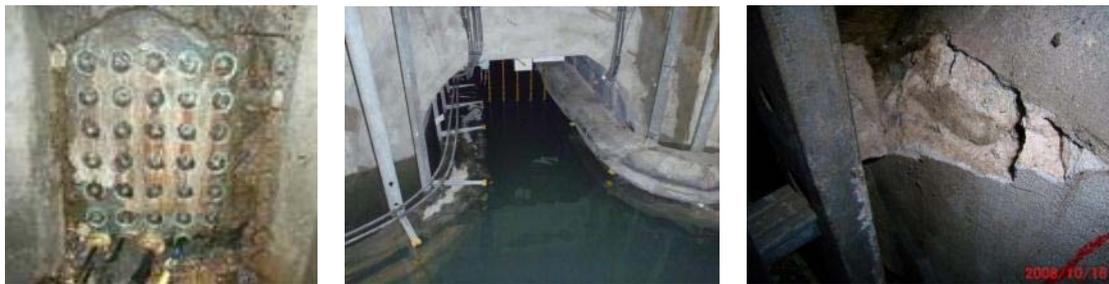
シールドとう道においても、写真 2.4 に示すように 1 件被災が確認されたが軽度な被災であった。また、写真 2.5 に示すように、山岳とう道においても 3 件被災が確認されており、2 件が軽度の被災、1 件が補修を要する被災であった。

何れの被災も、とう道の構造自体に影響を与えるようなものではなく、機能は維持し続けた。



①継目(左:漏水 右:剥離)

②補修跡の剥離



③ダクト剥離

④ポンプ停止による冠水

⑤剥離, クラック

写真 2.2 主な被災事例状況写真

表 2.2 とう道の被害状況(単位:箇所)

種別	項目	点検数	被災数	被害状況	
				軽度 ※1	要補修 ※2
開削とう道		667	53	32	21
シールドとう道		243	1	1	0
山岳とう道		9	3	2	1
計		919	57	35	22

※1 少量の漏水またはひび割れ

※2 亀裂, 段差, 多量の漏水

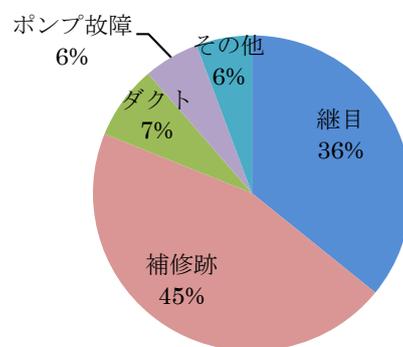
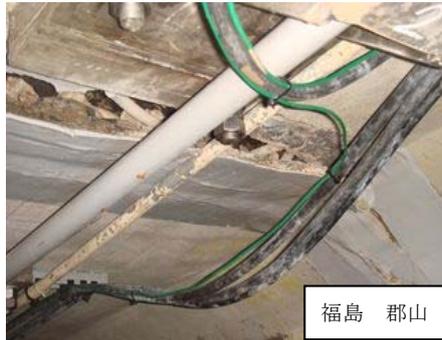


図 2.2 開削とう道の被災部位内訳



福島 郡山



福島 花園



神奈川 新川崎通り



千葉 舞浜

写真 2.3 開削とう道の被災
(左上下:剥離 右上:漏水 右下:M ジョイントにより漏水防止)



宮城 青葉



宮城 青葉

写真 2.4 シールドとう道の被災(左:クラック 右:一部剥離)



宮城 新寺



宮城 青葉

写真 2.5 山岳とう道の被災(左:漏水 右:クラック)

2.1.2 とう道設備における課題

開削とう道については、埋設深度が浅いこともあり、通信ビルとの接続部などにおいて、ずれや不等沈下により約1割の設備で被災している。兵庫県南部地震時にも同様の被災が確認されている。対策として、兵庫県南部地震後の1996年にMジョイントを導入しているが、東北地方太平洋沖地震前までに全ての要対策設備に展開するには至っていなかった。この経験から、今後予想される大地震に備えるべく、要対策箇所にMジョイントの設置を行い、現時点でおおよそ設置を完了している。

一方、シールドとう道については、東北地方太平洋沖地震時において、山崎ら^{1),2)}の調査により構造物としての機能を失うような大きな被害は無く、一部で漏水があったことが報告されている。簡易な補修が可能な軽度の損傷に止まり、構造自体に影響を与えるものではなかった。

また、兵庫県南部地震時においても大きな被害は無く、一部のシールドとう道立坑接続部において、ひび割れ、漏水、立坑内への突き出しなど軽微な被災が見られた⁶⁾。ただし、高水圧下でこのような被災が発生した場合、浸水により立坑が水没する可能性があり、通信サービスへの影響や復旧作業の大幅な遅れが懸念されることから、2001年にシールドとう道立坑接続部にEジョイントを導入している。しかしながら、要対策設備の選定の考え方が不明確なこと、FEM解析などを個々の設備に実施し対策要否を判定することは費用と稼働を考えると現実的でないこと、Eジョイントの設置費が高額で全ての立坑接続部を対象に設置することは現実的ではないこと、などから現時点に至るまでEジョイントの設置は遅々として進んでいないのが現状である。

シールドとう道の縦断方向の耐震解析手法は、土木学会のシールドトンネルの耐震検討²⁰⁾に示されているように、地層条件の変化等を考慮する場合には、通常、2次元FEM地震応答解析モデルが使用される。しかし、全国に1,000箇所程度あるシールドとう道立坑接続部の対策要否を検討する上で、個別に2次元FEM地震応答解析を行うことは、最も精緻な判定ができると考えるが高度な技術と多額の費用が必要となる。

これまで、対策の必要箇所を現場実務者が簡易に判定する基準が無かったことや、十分な施工スペースがないと設置できないなど施工上の課題もあり、小泉ら²¹⁾の研究により、兵庫県南部地震の被害再分析ととう道立坑接続部の耐震対策適用可否の判定に関する研究が報告されている。また、鈴木²²⁾の研究により、応答変位法による地中構造物の軸変形解析に関する適用条件や課題が報告されている。しかし、これら既往の研究によっても、現場実務者が対策の必要箇所を簡易に判定できる手法の開発には至っていない。

とう道における課題についてまとめる。

開削とう道においては、要対策箇所が判定できており、対策方法としてのMジョイント設置をおおよそ完了していることから、活断層による著しい地割れ、液状化による大規模な側方流動など特別な埋設環境、経年劣化による耐力低下など個別検討すべき事象を除けば、現時点での課題は顕在化していない。

一方、シールドとう道においては、対策方法としてEジョイントを導入しているが、要対策

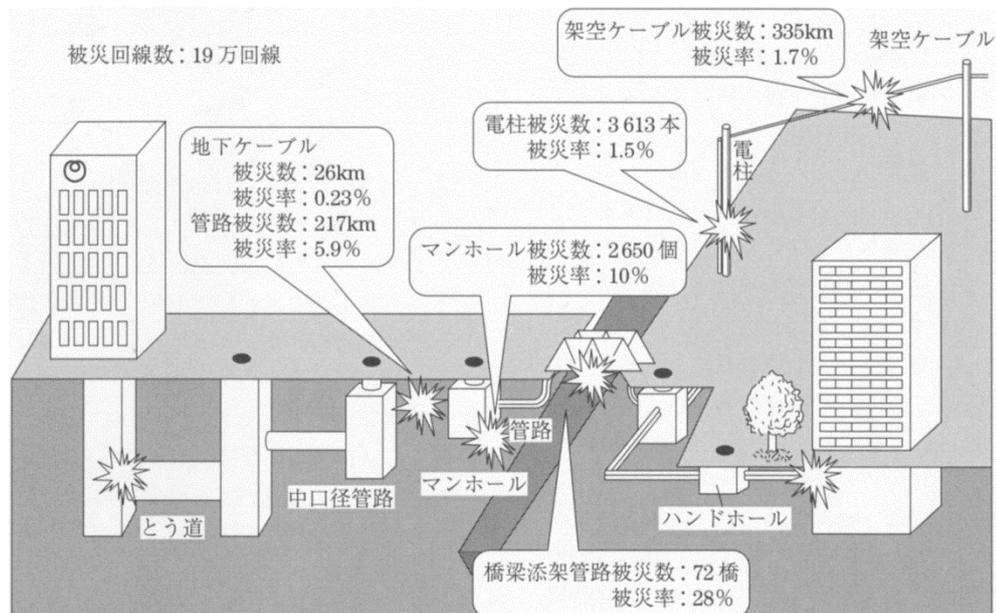


図 2.3 兵庫県南部地震における屋外施設の被災状況⁸⁾

設備の選定の考え方が不明確なことなどにより、耐震対策が進んでいない。FEM 解析など高度な解析を行うことで対策箇所を選定可能と考えられるが、全ての立坑接続部に高価な FEM 解析を実施することは現実的ではなく、簡易な要対策箇所の判定方法の提案が望まれている。簡易判定が可能となれば、要対策箇所の選定から実施計画まで計画的に進めることが可能となり、耐震対策の実施が現実的になる。そこで、シールドとう道立坑接続部における突出現象の簡易判定手法に関する提案を行うこととし、その内容について第 3 章で述べる^{17),19)}。

2.2 管路設備における被災状況と課題

2.2.1 管路設備における被災状況

(1) 兵庫県南部地震における被災状況

兵庫県南部地震時において、図 2.3 に示すように、管路の被災率は 5.9%、マンホールの被災率は 10%であった。被災状況は、管路においては、主に継手の離脱、折損であり、マンホールにおいては、マンホール首部ずれ、マンホールダクト部の破損が目立っている。

また、液状化地域での被災が顕著であり、非液状化地域の震度階 7 地域より液状化地域での被災率が高かったこと、古い規格の管路ほど被災しやすいこと、現行規格の管路において被害はほとんど見られていないこと、が報告されている^{7),8)}。

特に、ポートアイランドや海岸沿岸の埋め立て地域を中心に発生した大規模な液状化により、通信サービスに影響を与える被災が多く確認されている。併せて、マンホールとマンホール周辺

のとの間で段差が発生している箇所やマンホール内でのケーブルの移動も確認されている。

(2) 新潟県中越地震における被災状況

管路を占用する道路の崩壊区間を除き、通信に影響のある被害は確認されていない⁸⁾。

(3) 新潟県中越沖地震における被災状況

管路、地下ケーブルの一部損傷が確認されている⁸⁾。被災事例として、旧規格管路であるねじ継手鋼管の被災に伴う光ケーブルの被災が発生している。田中ら¹⁵⁾は被災状況を分析し、地震動により軸方向の圧縮、引張を受け、ねじ継手が損傷し、その後の繰り返し衝突により光ケーブルが損傷したとしている。さらに、路肩の崩壊など地盤変状が発生した場合に4°の屈曲角を伴いねじ継手部で繰り返し衝突が発生し光ケーブルが損傷したとしている。

(4) 東北地方太平洋沖地震における被災状況

山崎ら¹⁾は、東北地方太平洋沖地震における電気通信基盤設備の被災調査結果を報告している。以下、調査報告に基づいて述べる。

東北地方太平洋沖地震により被災したエリアは、岩手県、宮城県、福島県、茨城県、千葉県、東京都の1都5県に及んだ。特に、岩手県、宮城県、福島県、茨城県については、津波や地震動による被害が顕著であった。また、茨城県の利根川流域、千葉県及び東京都の海岸埋立地等については、液状化による被害が目立っている。

管路など目視点検できない地下設備の被災調査は、まず、踏査により路面の変状を確認し、変状が見られる箇所を対象に、導通性を確認する目的でマンドレル点検³⁾を実施し、不通過の場合は、パイプカメラによる内部調査³⁾により被災状況を確認する方法で行った。なお、マンドレルとは、直径73mm、長さ300mmの円筒状の通過点検定規である。目視ができない管路を対象に、要求される必要なケーブル布設空間が保持されているか確認するため、マンホール間でマンドレルの通過を確認する試験をマンドレル点検としている。マンドレル点検での不通過原因が、パイプカメラによる内部調査により錆などによる経年劣化が原因と明らかとなった場合は、被災のカウントから除外している。管路は、管路本体部と継手部により構成されており、本体部の主な被災現象としては、折損、扁平が多く、継手部の主な被災現象としては、屈曲、離脱、土砂流入が多い。図2.4に管路の主な被災現象を示す。

マンホールの点検は、通常、内部からの目視により実施される。被災モードと程度の観点から不良が確認された箇所を被災としてカウントしている。主な被災現象は、ダクト部の破損、首部コンクリートブロックのずれ、側壁などのひび割れである。図2.5にマンホールの主な被災現象を示す。

本研究では、これらの被災現象を被災として定義する。

なお、電気通信基盤設備の被災状況については、立ち入り禁止区域があるなどの理由により一部地域を除くものの、点検可能な地域についての点検は、ほぼ実施済みであり、この点検結果に

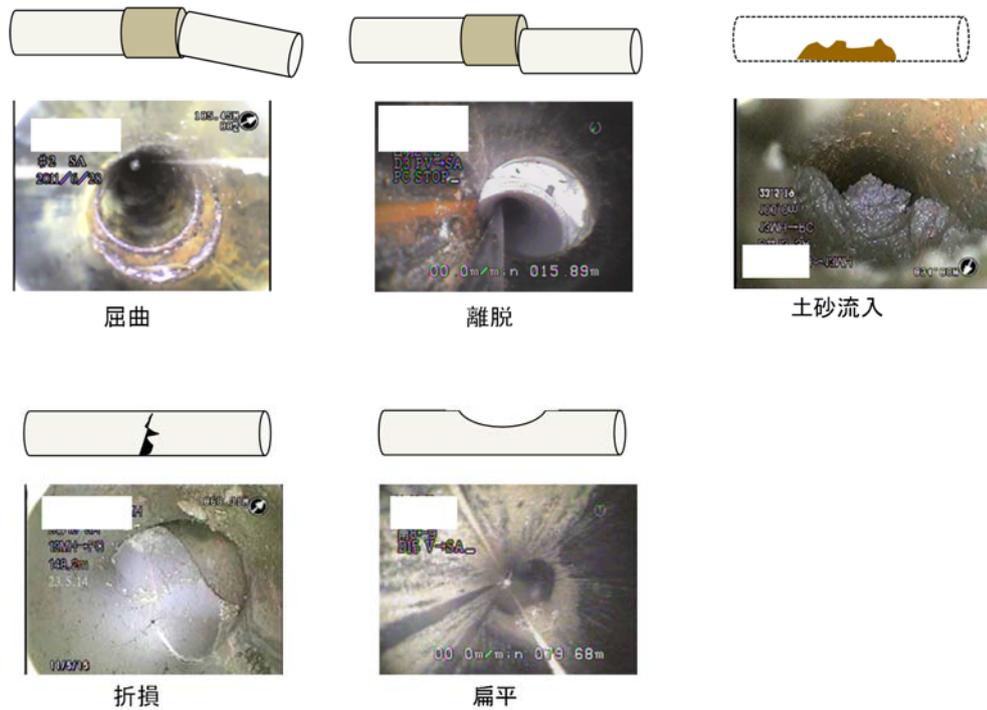


図 2.4 管路の主な被災現象



図 2.5 マンホールでの主な被災現象

基づき分析を行っている。分析は、被災要因毎に集計することとし、1) 津波エリアにおける被災、2) 液状化エリアにおける被災、3) 強震動エリアにおける被災、の3分類とした。以下、被災要因毎に被災状況を報告する。

ここで、設備数とは、点検を実施した収容ビルにおける全設備数とし、地下設備における点検数とは、路面変状が確認され実際に点検を行った設備数である。地上設備に関しては全設備の点検を実施している。被災数とは、点検を行い、被災が確認された設備数である。なお、管路の単位は、マンホール間の亘長で示している。また、津波エリアにおける被災については、国土地理院による2万5千分1浸水範囲概況図⁴⁾に示された浸水エリアに存在する設備を対象とし、液状化エリアにおける被災については、国土交通省関東地方整備局、公益社団法人地盤工学会による

東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明報告書（平成 23 年 8 月）⁵⁾に示された液状化エリアに存在する設備を対象とした。津波エリア，液状化エリアを除いた残りの全てのエリアを強震動エリアと定義している。

1) 津波エリアにおける被災状況

地中に埋設された電気通信基盤設備の津波による被災としては、洗掘によるマンホールや管路の流出、折損した事例も多く確認されている。一方、洗掘の痕跡は見られないが、何らかの理由によりマンホール鉄蓋が外れ、マンホール内部に土砂、漂流物などが流入している事例も一部で確認された。また、津波が引いた後、地表面に変化が見られない箇所でも被災が確認されている。この要因は、地震動による被災と想定されることから、被災数については、津波によるものと地震動によるものとに分計することとした。表 2.3 に津波エリアにおける被害状況を、写真 2.6 に津波による代表的な被災状況をそれぞれ示す。なお、福島県の立ち入り禁止区域などについては調査できていない。

津波による被災事象として、地下設備である管路、マンホールでは、洗掘に伴う流出、露出、折損、離脱がほとんどであり、津波エリアにおける被災率としては、3%程度であるが、地震動による被災を除けば、津波そのものによる被災率は1%程度であった。一方、地上設備である橋梁添架管路では、津波による橋梁の流出に伴う流出、折損の他に、漂流物による損傷などの被災事例が確認され、被災率は39%と高い。同じく地上設備である電柱を見ても、被災率は44%と被災率が高くなっている^{1),2)}。全体的な傾向として、津波エリアにおける被災状況は、地上設備に比べ地下設備の被災率は、1桁以上低いことが確認された。

2) 液状化エリアにおける被災状況

東北3県における液状化状況については、未だ不明な点も多いことから今後の研究動向を踏まえて研究範囲を広げることとし、ここでは、茨城県、千葉県、東京都を対象に液状化現象が確認されている地下設備の被災状況について述べる。表 2.4 に液状化エリアの被災状況を示し、写真 2.7 に液状化による代表的な被災状況を示す。

液状化による管路の被災事象としては、継手の折損、離脱、土砂流入がほとんどであり、被災率は4%程度であった。マンホールの被災事象としては、首部ずれ、ダクト口剥離、管路突き出し、側壁ひび割れが確認されているが、本体強度を失うような被災は確認されていない。被災率は、16%程度であった。計測震度は、東北に比べて低いものの、液状化エリアでの被災率は、高くなっている。計測震度の大小よりも、液状化現象の有無が被災率に影響を与えることが報告されており^{7),8)}、今回の被災状況からも同様の傾向が確認できる。

表 2.3 津波エリアにおける被災状況

対象設備		被災県	設備数	点検数	津波による 被災数 (被災率 %)	地震動による 被災数 (被災率 %)	被災率(%)
地下 設備	管路 (km)	岩手	82	29	2.6 (3.1)	1.9 (2.4)	5.5
		宮城	280	35	2.5 (0.87)	5.3 (1.9)	2.7
		福島	33	3.5	0 (0)	0.61 (1.9)	1.9
		茨城	37	2.4	0 (0)	0.79 (2.1)	2.1
		計	430	70	5.0 (1.2)	8.6 (1.9)	3.1
	マンホール (個)	岩手	560	220	4 (0.72)	24 (4.3)	5.0
		宮城	1,800	230	10 (0.55)	31 (1.7)	2.3
		福島	190	39	0 (0)	5 (2.7)	2.7
		茨城	230	26	0 (0)	3 (1.3)	1.3
		計	2,800	510	14 (0.50)	63 (2.3)	2.8



写真 2.6 津波による代表的な被災状況(洗掘された管路, マンホール)

表 2.4 液状化エリアにおける被災状況

対象設備	被災県	設備数	点検数	被災数	被災率(%)
管路 (km)	茨城	16	4.8	1.2	7.9
	千葉	190	32	6.6	3.5
	東京	20	4	0.3	1.4
	計	230	41	8.1	3.6
マンホール等 (個)	茨城	72	33	15	21
	千葉	920	360	140	15
	東京	390	250	110	28
	計	1400	640	260	19



(a)管路内へ土砂流入 (b)マンホールの首部ずれ (c)マンホールのダクト部損傷

写真 2.7 液状化による代表的な被災状況

表 2.5 強震動エリアにおける被害状況

対象設備	被災県	設備数	点検数	被災数	被災率(%)
管路 (km)	岩手	310	65	3.8	1.2
	宮城	1,400	68	10	0.7
	福島	1,300	68	8.5	0.7
	茨城	2,100	77	19	0.9
	計	5,100	280	41	0.8
マンホール (個)	岩手	1,800	430	24	1.3
	宮城	8,800	490	77	0.9
	福島	7,900	900	140	1.8
	茨城	12,000	740	110	1.0
	計	30,000	2,600	360	1.2



写真 2.8 地震動及び地盤変状による代表的な被災状況(管路の離脱)

表 2.6 強震動エリアにおける橋台背面での管路被害状況

対象設備	被災県	設備数	点検数	被災数	被災率(%)
管路 (km)	岩手	21	6	1.3	6.3
	宮城	70	13	4.7	6.8
	福島	62	12	3.5	5.6
	茨城	90	28	13	14
	計	240	60	22	9.2



(a)橋台背面の沈下(正面)



(b)同左(側面)

写真 2.9 橋台背面での代表的な被災状況

3) 強震動エリアにおける被災状況

津波エリア及び液状化エリアを除く強震動エリアにおいて、岩手県、宮城県、福島県、茨城県における地震動及び地盤変状による設備の被災状況について述べる。表 2.5 に強震動エリアにおける被災状況を示し、写真 2.8 に代表的な被災状況を示す。

管路の被災事象としては、継手の離脱、折損がほとんどであり、被災率は 1%程度であった。マンホールの被災事象としては、ダクト口剥離、管路突き出し、側壁ひび割れが確認されているが、液状化エリアで多く見られた首部ずれは少なく、本体強度を失うような被災も確認されていない。被災率は 1%程度であった。なお、地下設備に関して、津波エリアにおける地震動による被災率が、強震動エリアの被災率に比べて高い傾向にある。これは、津波エリアは震源に近いこともあり震度が大きかったこと、沿岸部であるため比較的軟弱な地盤であったこと、が要因として考えられる。

また、この被災では、広域で道路橋橋台背面における盛土沈下により、道路の段差が目立ったが、その道路下を占有している地下管路設備の被災状況に着目した。表 2.6 に橋台背面での管路被害状況を示し、写真 2.9 に橋台背面での代表的な被災状況を示す。

橋台背面から一定距離の区間には、管路周辺に防護コンクリートを打設しており、その区間は原形をとどめている場合が多く、防護コンクリート周囲の沈下が見られる。被災した事象の多くは、防護コンクリート際での盛土の沈下に伴う地盤の変位量が、管路の変位許容量を超え、継手

表 2.7 1985 年以降に構築された管路と 1985 年以前に構築された管路の被災率

管路設備	1985 年以降に構築された管路 の被災率	1985 年以前に構築された管路 の被災率
液状化エリア	0%	3.9%
橋台背面の区間	1.0% * ¹	9.8%

*¹: 詳細調査の結果、離脱防止継手が防護コンクリート際第 1 接続点に設置されていないことが判明

部での離脱が生じたと考えられる。現行規格では、伸縮機能、回転機能、離脱防止機能を具備した離脱防止継手を設置することとしているが、旧規格設備が多くを占めることから、被災率は、9%程度と高い結果となった。

4) 管路設備における現行規格と旧規格を比較した被災状況分析

管路設備については、図 1.13 示すとおり、1985 年に現行規格となる差込み継手を導入している。差込み継手は、地震時の震動や地盤変状に対して、伸縮機能と回転機能を備えた柔軟性を持つことを特徴としている。また、液状化エリアや橋台背面の盛土区間など大きな地盤変状が想定される箇所には、離脱防止継手を設置し、防護コンクリートやマンホールなど固定点際には、伸縮継手を設置する⁸⁾⁹⁾。表 2.7 に 1985 年以降に構築された管路と 1985 年以前に構築された管路の被災率を示す。なお、管路が構築された年の判断は、設備記録に記載されたデータを基に集計を行った。

1985 年以降に構築された管路の被災率は、1985 年以前に構築された管路と比較し低いことが確認できる。液状化エリア及び橋台背面など大きな地盤変状が発生する区間では、金属管及び離脱防止継手を使用することとしているため、現行規格の耐震対策が有効に機能したことが確認できた。なお、橋台背面の区間で 1985 年以降に構築された管路が 1 箇所被災したケースに関しては、その後の調査で離脱防止継手は設置されていたものの、防護コンクリート際にねじ継手が設置された状態で離脱防止継手を設置していたことが確認されている。このことから、規格とおりに構築されていた場合は、被災を免れていた可能性が高いと考える。

これらを踏まえ、現行規格については、大規模な土砂崩壊、活断層による地盤のずれなど大規模な地盤変状を除き、現時点で現行規格に問題は無いと考える。

今回の調査では、主に路面変状が確認されている箇所を対象に行っているが、地表面での変状が確認されていない箇所での被災状況を確認するため、強震動エリアにおける震度階 5 弱の比較的被災しにくいと考えられる地域を選びサンプル調査を行った。調査対象は、図 1.5 に示した旧規格管路の中でも、強度的に劣るとされる弱体、老朽管路、昭和 39 年以前の印籠継手鋳鉄管とした。

表 2.8 に路面変状が見られないエリアにおける旧規格管路の被災率を示す。地表面の変状が確認されないエリアでも、これらの設備は被災している可能性が高いことが改めて確認された。今

表 2.8 路面変状が見られない強震動エリア(震度5弱)における旧規格管路の被災率

管種	調査数(km)	被災数(km)	被災率(%)
弱体, 老朽管路	3.3	1.2	36
昭和 39 年以前の印籠継手鑄鉄管	5.3	0.4	7.5

後の点検調査方法に反映していく必要がある。

弱体, 老朽管路や 昭和 39 年以前の印籠継手鑄鉄管など強度が不足していたり, ケーブルの撤去, 布設時に障害があったりする場合は, 既設管路設備の内側に新たな樹脂管を形成する空き管用ライニング管を実施している³⁾。空き管用ライニング管は, 既設管路設備が無くても自立的強度を有し, シームレスな樹脂管であるため耐震性は高いとされている¹⁰⁾。

今回の調査で空き管用ライニング管を施工した管路 11km を点検したが, 被災した事例は確認されていない。一方, 同一区間, 同一管種で, 空き管用ライニング管が施工されていない管路が被災し, 空き管用ライニング管が施工されている管路が被災しなかった事例を初めて確認しており, 空き管用ライニング管が既設管路設備の耐震性向上に有用であることを検証する結果となった。

なお, 中口径管路については, 確認できる被災はなかった。

5) 被災傾向の分析

震度階や地盤のゆれやすさなどの指標と, 管路設備の被災率との関係を分析した結果について述べる。現段階では断定的な結論を出すには至らないが一定の傾向は確認されており, 今後発生し得る大規模地震に備えた効果的な設備整備への利用が期待される。

指標と基盤設備との関連付けには GIS 技術を用いた。指標は, 3 次メッシュ単位で提供されている場合が多く, 経度, 緯度に基づいて地域をほぼ同じ大きさの網の目(1km×1km)に分けたものであるため, 設備が存在する地点における正確な数値を表現したものではない。

震度階と地震動による管路設備の被災率の関係を明らかにするため, 液状化や津波による影響を除く意味で強震動エリアにおける被災率に着目し検討を行った。図 2.6 に気象庁提供の 3 次メッシュデータより作成した東北地方太平洋沖地震の本震における震度階分布図を示す。震度階ごとの管路設備の被災率を表 2.9, 図 2.7 に示す。

震度階の大きさは, 設備が受ける地震外力の大きさと密接に関係しているため管路, マンホールの全てにおいて, 震度階が大きくなるほど被災率も大きくなる傾向が見られた。これは, 過去の知見においても同様の傾向が確認されている。なお, 合計設備数に占める対象設備数が少ない項目の被災率は参考値とした(表 2.9 における網掛けの値, 図 2.7 におけるグラフの白抜きの値)。

地盤のゆれやすさと管路設備の被災率の関係について検証する。地表でのゆれの強さは, 表層地盤のやわらかさの程度によるという研究結果に基づき, 中央防災会議において整理された指標

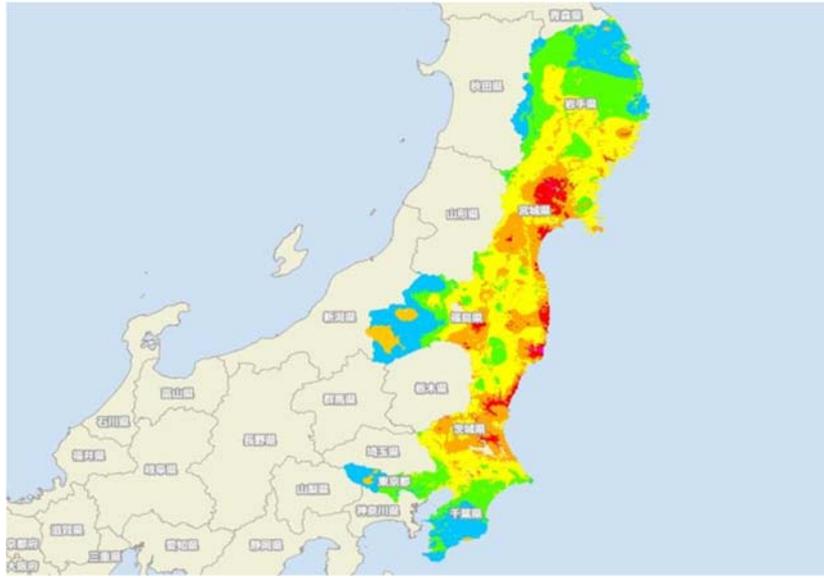


図 2.6 震度階分布(気象庁提供 3 次メッシュデータより作成)

表 2.9 震度階ごとの基盤設備被害状況

震度階		4 未満	4	5 弱	5 強	6 弱	6 強	7	合計
管路 (単位:スパン)	設備数	91	24	632	11730	32266	6798	601	52142
	被災数	0	0	0	43	124	72	5	244
	被災率(%)	0	0	0	0.4	0.4	1.1	0.8	0.5
マンホール (単位:個)	設備数	54	18	408	6676	18439	4147	417	30159
	被災数	0	0	2	45	168	122	21	358
	被災率(%)	0	0	0.5	0.7	0.9	2.9	5.0	1.2

■ : 合計設備数に占める対象設備の数が 1 割に満たないため参考値とする

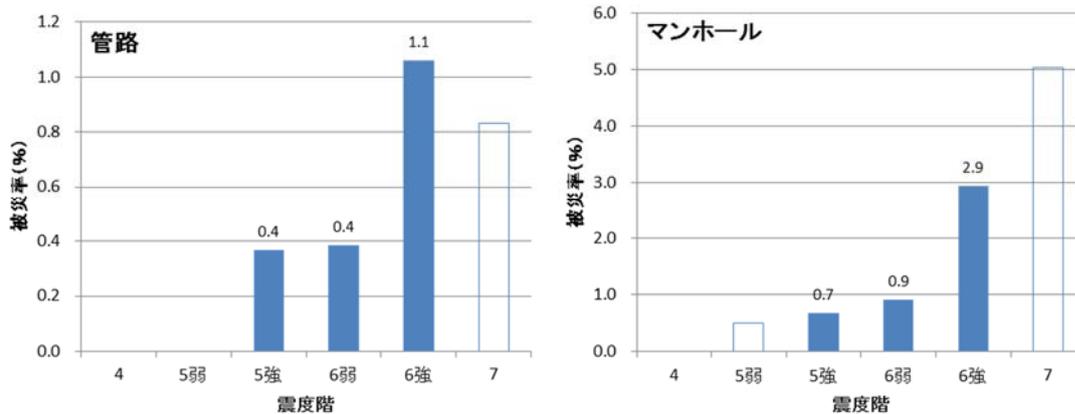


図 2.7 震度階ごとの被災率(左:管路, 右:マンホール)

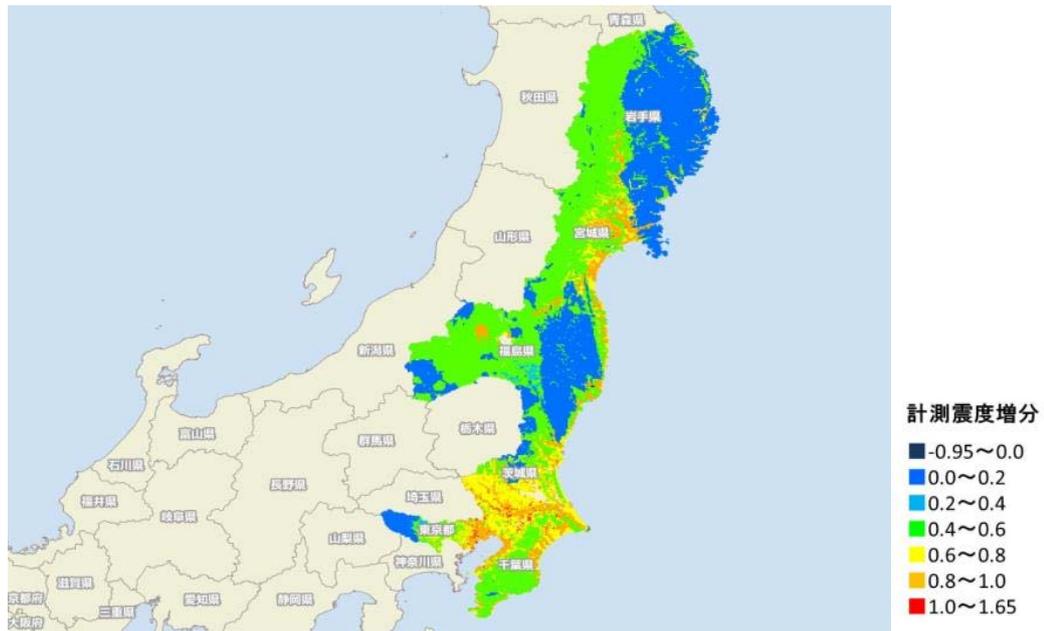


図 2.8 表層地盤のゆれやすさマップ²³⁾

表 2.10 計測震度増分ごとの基盤設備被害状況

		-0.95	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	不明	合計
		~ 0.0	~ 0.2	~ 0.4	~ 0.6	~ 0.8	~ 1.0	~ 1.65		
管路 (スパン)	設備数	248	3151	771	20983	16261	10484	152	92	52142
	被災数	3	18	3	70	64	85	0	1	244
	被災率(%)	1.2	0.6	0.4	0.3	0.4	0.8	0.0		0.5
マンホール (個)	設備数	169	1814	526	12123	8509	6858	106	54	30159
	被災数	15	27	13	113	66	124	0	0	358
	被災率(%)	8.9	1.5	2.5	0.9	0.8	1.8	0.0		1.2

※ ■ 合計設備数に占める対象設備の数が1割に満たないため参考値とする

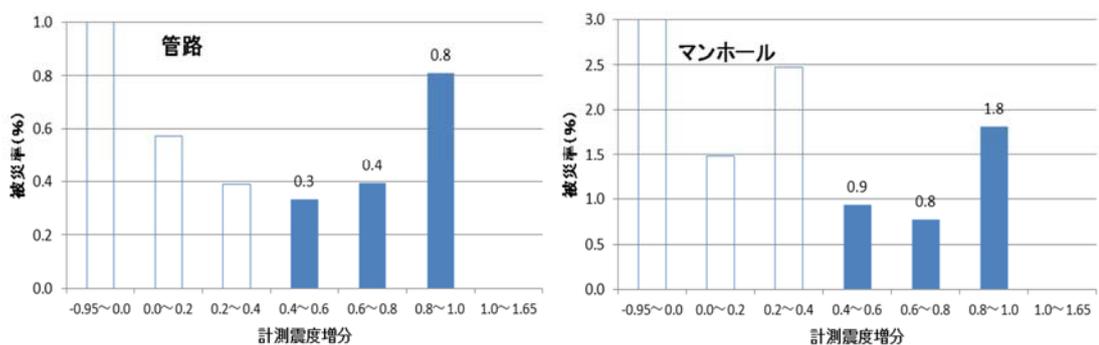


図 2.9 計測震度増分ごとの被災率(左:管路, 右:マンホール)

表 2.11 茨城県における計測震度増分ごとの管路被災率

計測震度増分		-0.95 ～ 0.0	0.0 ～ 0.2	0.2 ～ 0.4	0.4 ～ 0.6	0.6 ～ 0.8	0.8 ～ 1.0	1.0 ～ 1.65	不明	合計
管路 (スパン)	設備数	7	726	0	6698	11220	3613	152	92	52142
	被災数	3	2	0	30	37	45	0	1	244
	被災率(%)	0.0	0.3		0.4	0.3	1.2	0.0		0.5

※ ■合計設備数に占める対象設備の数が1割に満たないため参考値とする

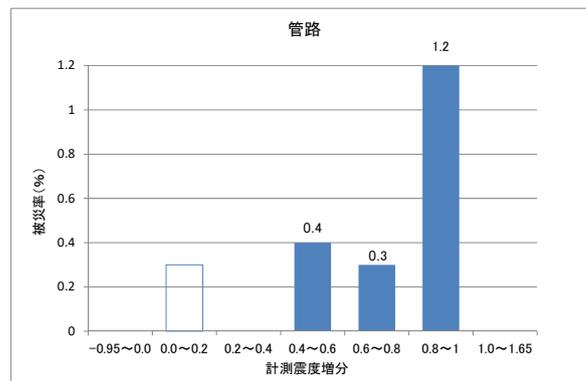


図 2.10 茨城県における計測震度増分ごとの管路被災率

が表層地盤のゆれやすさである。地表でのゆれが工学的基盤でのゆれに対して大きくなる割合を計測震度増分という指標で表したものであり、内閣府より公開されたデータを基に作成したゆれやすさマップ²³⁾を図 2.8 に示す。

さらに、被災が顕在化した岩手県、宮城県、福島県、茨城県の4県を合算した計測震度増分ごとの基盤設備被害状況を表 2.10、図 2.9 に示す。また、計測震度増分と被災の関係をより明確にする目的で、震源からの距離が遠く、計測震度増分の影響がより明確に現れると考えられる茨城県のみを対象とした計測震度増分ごとの管路被災率を表 2.11、図 2.10 に示す。

合計設備数に占める対象設備数が少ない項目の被災率(表 2.10、表 2.11 における網掛けの値、図 2.9、図 2.10 におけるグラフの白抜き値)を除けば、計測震度増分の値が大きい程、すなわち軟弱な地盤である程、管路設備の被災率が高くなっていることが分かる。茨城県のみでの分析結果からは、計測震度増分-0.95 から 0.4 にかけてのデータ数は少ないものの、計測震度増分 0.8 から 1.0 において 1.2%を示しており、管路被災率が高くなる傾向がより明確となっている。

過去の知見においても、軟弱地盤では被災率が高くなるという見解を基に様々な対策が考案されてきたが、その妥当性を裏付ける結果となった。今後、耐震対策を実施する上での優先順位付けに有効であると考えられる。

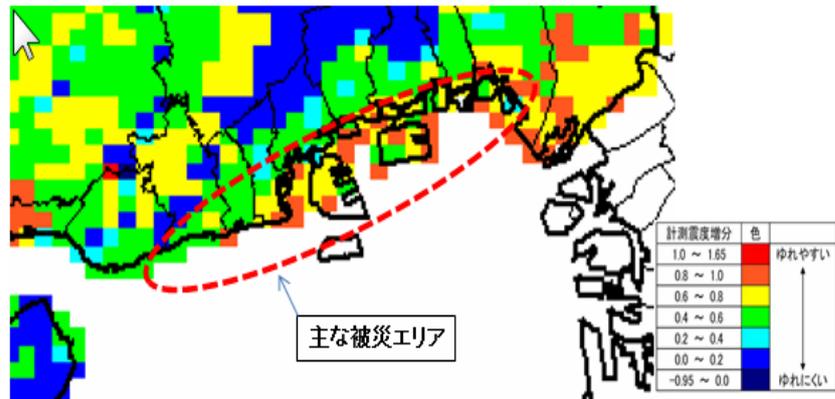


図 2.11 ゆれやすさマップ(兵庫県)²³⁾と兵庫県南部地震時の主な被災エリア

表 2.12 東北地方太平洋沖地震と兵庫県南部地震の被災率

対処設備	東北地方太平洋沖地震		兵庫県南部地震 ^{7),8)}	
	被災数	被災率	被災数	被災率
管路 (km)	12	2.0%	24	5.9%
マンホール(個)	176	4.9%	2,650	10%

2.2.2 管路設備における課題

大都市直下での大規模な地殻内地震であった兵庫県南部地震では、強い地震動が観測されている。特に神戸市、西宮市での被害が目立った。この限定されたエリアに着目すると、震度階は概ね6弱以上、ゆれやすさマップにおける計測震度増分の高いエリアとなっている。図 2.11 に兵庫県のゆれやすさマップ²³⁾に兵庫県南部地震時の主な被災エリアを示す。

概ね計測震度増分 0.8 以上の軟らかい地盤で被災が多く発生していると言える。一方で、今回の東北地方太平洋沖地震では、震源が海洋であり、地震動としては兵庫県南部地震ほどではないが、広範囲のエリアで影響を受けた。このため、被災率を単純に比較するのではなく、ある程度条件を揃えて比較することとした。そこで、東北地方太平洋沖地震の調査データから震度階 6 弱以上かつ計測震度増分が 0.8 以上の収容ビルと液状化エリアを対象に調査データを抽出し被災率を算出した。抽出した設備数は、管路設備で 600km、マンホール設備で 3,600 個程度となり、東北地方太平洋沖地震での全体設備数の約 1 割程度が対象となる。

表 2.12 に東北地方太平洋沖地震と兵庫県南部地震における各設備の被災率を示す。地下設備である管路、マンホールにおいては、東北地方太平洋沖地震と比べ、兵庫県南部地震での被災数、被災率の方がともに高い値を示している。原因として、地震動の違いが考えられる。参考として、東北地方太平洋沖地震発生当時に文献 24) に示されていた速度波形を図 2.12 に、速度応答スペク

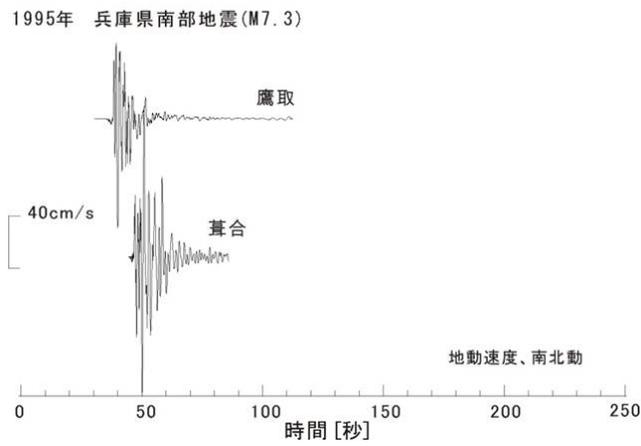
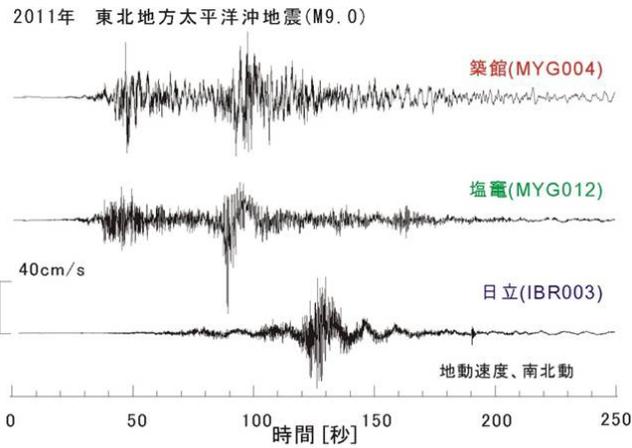


図 2.12 速度波形²⁴⁾

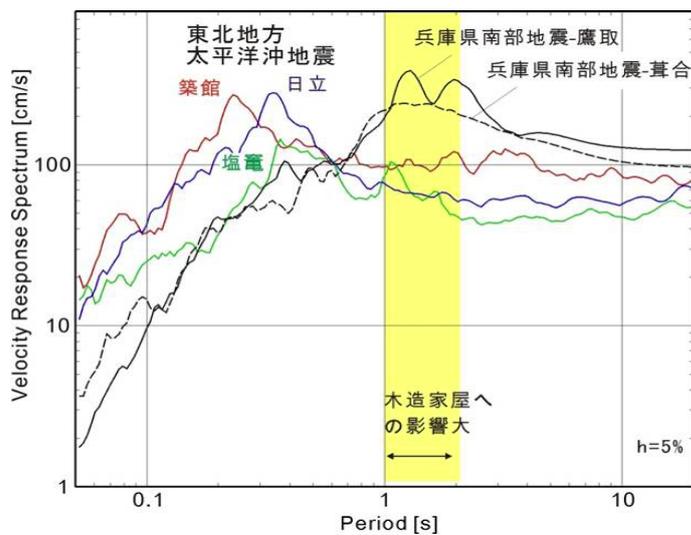


図 2.13 速度応答スペクトル²⁴⁾

トルを図 2.12 に示す。大都市直下での大規模な地殻内地震である兵庫県南部地震の際、強震動の影響を受けたエリアにおける速度振幅が 2 倍程度と非常に大きい値であったこと、卓越周期が 1.0~1.5 秒と長かったことなど、管路の振動特性との関係により被災率の違いとして現れたものと考えられるが、これらの指標と被災率の関係については、今後の研究課題と考える。また、比較的大きな横揺れが長時間に渡って続いたことにより、震源から遠く離れた浦安市等において液状化が発生したが、側方流動が多く見られたポートアイランドなどと比較し、マンホール間の相対的変位量が小さいことも被災率が低くなった要因と考える。なお、図 1.13 に示したとおり、1985 年以降が現行規格であり、兵庫県南部地震以降、現在に至るまで管路仕様に変更はない。

今後想定される大地震に備えた耐震対策を考える上で、津波被害を除き、地震動及び地盤変状、液状化については、現行規格の耐震対策が有効であると考えられる。兵庫県南部地震、東北地方太平洋沖地震においても、液状化地域ほど被害が多く発生すること、古い規格の設備ほど被害が多く発生すること、計測震度が大きいほど被害が多く発生すること、などが確認されている。

一方、設備の現況を見てみると、現行規格の耐震対策は、新設時に行うものであり既設設備には適用できず、ケーブルを収容した旧規格管路に対しての耐震対策が確立されていない。現行規格の管路を新設し、ケーブルを収容替える方法は、多大な費用を伴うことから現行規格への収容替えは進んでいない。

なお、マンホールについては、1996 年にダクト部をスチールファイバコンクリートに仕様を変更し順次更改中であること、路面荷重設計値の変更に伴い補強対策を実施中であること、首部ずれ、ダクト破損に対して補修が容易でありケーブル損傷に至る事例も少ないこと、などから管路に対する検討を優先して行うこととする。

山崎ら¹¹⁾は、建設後 30 年以上経過した管路設備に対し、光ケーブルとメタルケーブルの重畳期に伴う設備容量の不足、光ケーブル布設前点検で約 6 割が不良と診断される老朽化の進展などに対処するため、光ケーブルが収容されている状態で既設管路を再生するケーブル収容管用ライニング管(PIT-78)を 2010 年に開発した。ケーブル収容管用ライニング管は、自立強度を有するとともに非開削で施工でき、硬質塩化ビニル製で腐食することがなくメンテナンスフリー化が図れる技術である。この技術が、地震時に既設規格管路が損傷した後、光ケーブルの損傷を防護することができれば、経済的、実用的にも有用な耐震対策として展開できる。

2.3 管路設備損傷後の光ケーブル被災メカニズム

これまでの管路設備の耐震性に関する検討は、主に継手部における伸縮機能の向上や離脱防止機能、マンホール取付部における伸縮機能の向上であり、管路設備そのものが被災しにくくすることに重点が置かれ管路規格を変更してきた。高田ら^{12),13)}により通信管路の地震時挙動の解析方法が研究され、1995 年の兵庫県南部地震、2004 年の新潟中越地震、2007 年の新潟中越沖地震、2011 年の東北地方太平洋沖地震、2016 年の熊本地震まで最大震度階 7 クラスの地震を経験し、既設管路の性能がおよそ判明し、光ケーブルが損傷するメカニズムについてもそのパターンが明

らかになってきた。

図 2.14 に東北地方太平洋沖地震時の主な被災事例を示す。過去被災から管路が被災しやすい箇所は、液状化地盤や軟弱地盤における地盤変状、盛土造成における沈下、流動、崩壊、橋台背面やボックスカルバート周辺での不等沈下などである。

また、光ケーブル損傷に至る要因もおおよそ分かっている。過去被災から光ケーブルの損傷は、これまでおおよそ 4 つのパターンに分類できる。

パターン 1 は、比較的軟弱な地盤での不等沈下、液状化による沈下や側方流動、盛土の流動や崩壊などによりマンホール間の区間長が長くなる場合や、ダクト部から管路がマンホール側に突き出す場合において、マンホール内に固定している光ケーブルに引張作用が生じる作用形態である。このような場合には、引張力あるいは許容を超える屈曲状態により光ケーブルが損傷もしくは伝送損失が増加する。図 2.15 にマンホール内での引張、屈曲による被災メカニズムを示す。図中のケーブル接続点の左側の光ケーブルは通常の状態を示し、右側の光ケーブルは引っ張られることで屈曲角が生じている。なお、ねじ継手鋼管以前の規格においては、ダクトソケットや旧伸縮継手による伸縮機能がなく、モルタル成形のみであるため、印籠継手铸铁管など老朽管路においては、ダクト部での管路突き出しやモルタルの剥離、落下による被災も確認されている。

パターン 2 は、地震動によりマンホール間で管軸方向の引張、圧縮を受け、管路の継手部が損傷し、その後の繰り返し衝突により、管路の変形に伴い光ケーブルが損傷もしくは伝送損失が増加する作用形態である。盛土造成における沈下、流動、液状化地盤や軟弱地盤における永久変位などにより、軸方向に対し屈曲角度を伴い繰り返し衝突する場合もある。図 2.16 に地震動による繰り返し衝突に伴う被災メカニズムを示す。

パターン 3 は、橋台背面やボックスカルバート周辺など人口造成された比較的軟弱な地盤での不等沈下、同様に液状化地盤で強固な構造物周辺に生じる不等沈下により、管路の継手部もしくは旧伸縮継手が損傷する。このような場合には、損傷した管路が地盤変状に追随し、光ケーブルが損傷もしくは許容を超えた屈曲状態になることで伝送損失が増加する。図 2.17 に管路区間での不等沈下に伴う引張、屈曲による被災メカニズムを示す。

パターン 4 は、橋台背面やボックスカルバート周辺など人口造成された比較的軟弱な地盤での不等沈下や液状化地盤で強固な構造物周辺におこる不等沈下により、防護コンクリート区間内で防護コンクリートが破損し、鉛直方向に沈下する作用形態である。このような場合には、光ケーブルにせん断作用が生じ、損傷もしくは伝送損失が増加する。図 2.18 に防護コンクリート区間内でのせん断作用による破断、損失増加による被災メカニズムを示す。

表 2.13 に光ケーブルの損傷要因と既設設備への対策を示す。

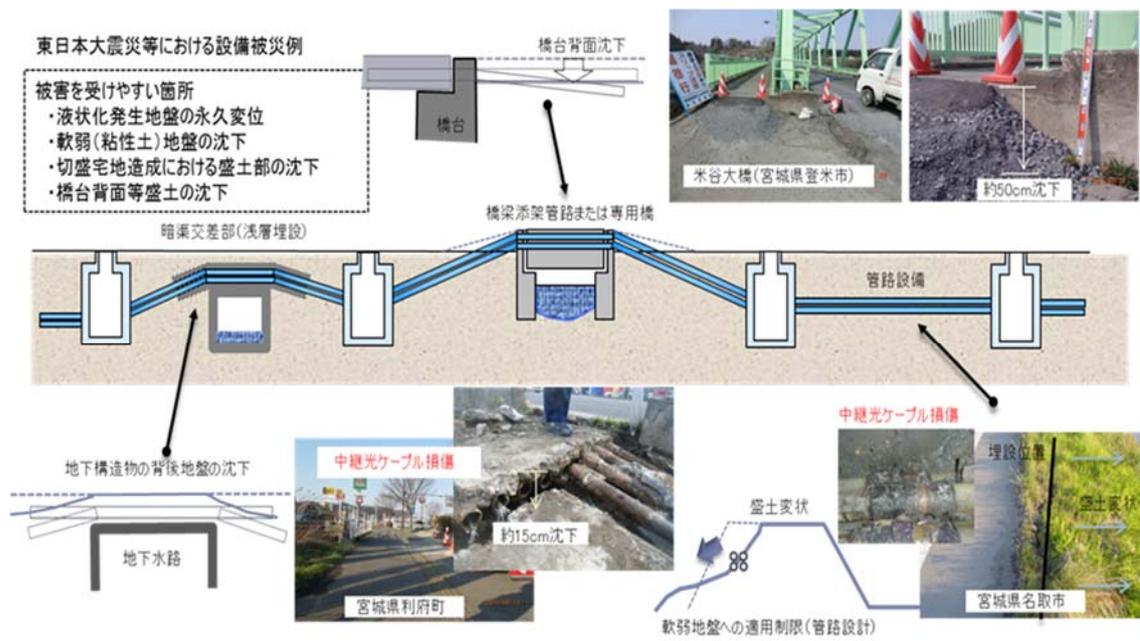


図 2.14 東北地方太平洋沖地震時の主な被災事例

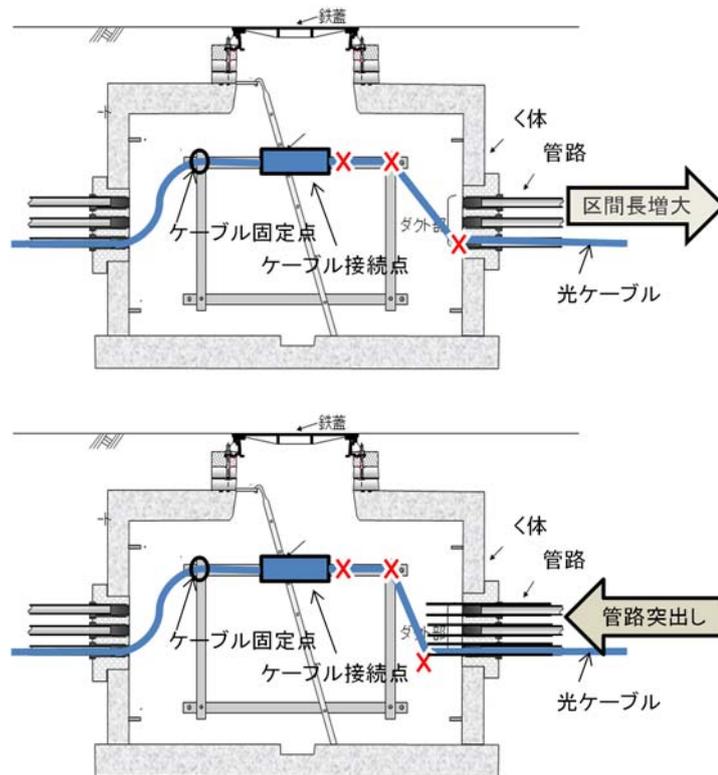


図 2.15 パターン 1: マンホール内での引張, 屈曲による被災メカニズム
(上: 区間長増大, 下: 管路突き出し)

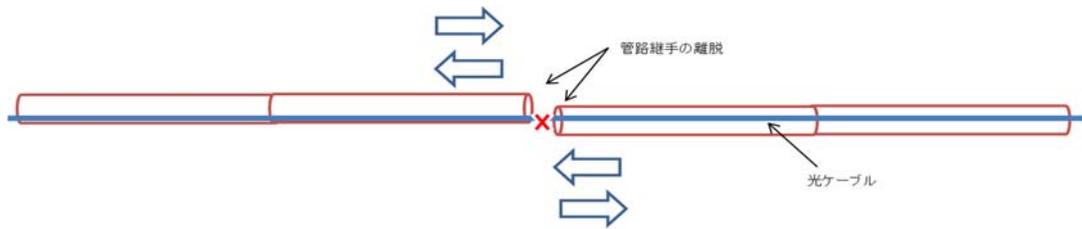


図 2.16 パターン 2:地震動による繰り返し衝突に伴う被災メカニズム

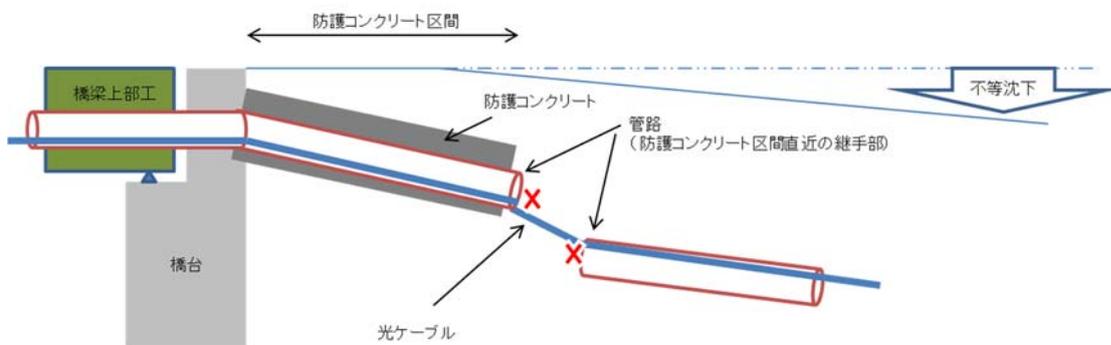


図 2.17 パターン 3:管路区間での不等沈下に伴う引張, 屈曲による被災メカニズム

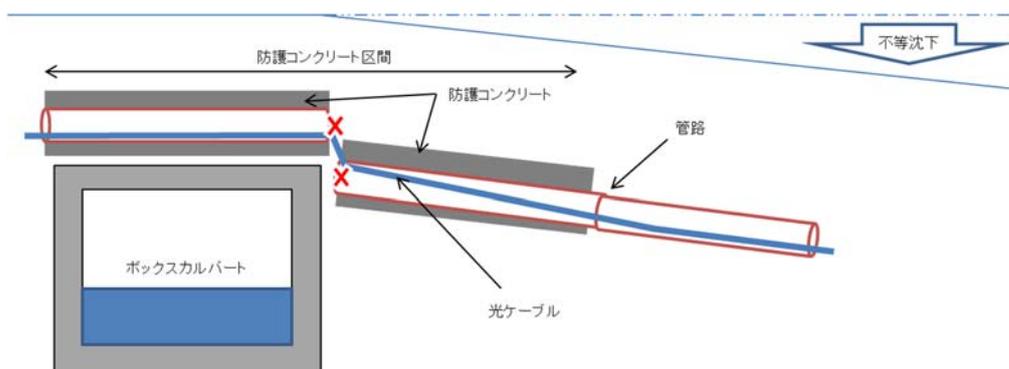


図 2.18 パターン 4:防コン区間内でのせん断作用による破断, 損失増加による被災メカニズム

表 2.13 光ケーブルの損傷要因と既設設備への対策

要因	解説	被災しやすい箇所	既設設備への対策
パターン 1: マンホール内での引張、屈曲による破断、損失増加 (図 2.15)	管路やマンホールが大きく移動、または、管路が突出することにより、マンホール内の光ケーブルの固定部に引張り力や屈曲が作用して被災する。	<ul style="list-style-type: none"> ・軟弱地盤、液状化地盤における不等沈下 ・液状化による側方流動 ・盛土区間の側方流動 ・盛土区間の崩壊などの発生したマンホール 	マンホール内に光ケーブルの余長をとり、引張り力や屈曲角度を緩和する。
パターン 2: 管路区間での繰り返し衝突による破断、損失増加 (図 2.16)	管路が損傷した後、地震動による繰り返し衝突で変形した管路が光ケーブルを突き刺す、あるいは管軸がずれることで光ケーブルに屈曲が作用して被災する。	<ul style="list-style-type: none"> ・マンホール直近の接続部（旧伸縮継手部） ・橋台背面を含む防護コンクリート区間直近の継手部 ・管路区間中央部 など 	ケーブル收容管ライニング管による二重管とすることの効用について第 4 章で述べる。
パターン 3: 管路区間での引張、屈曲による破断、損失増加 (図 2.17)	管路が損傷した後、不等沈下により光ケーブルに引張り力や屈曲が作用して被災する。	<ul style="list-style-type: none"> ・軟弱地盤、液状化地盤における不等沈下 ・盛土区間の側方流動などが発生した橋台背面やボックスカルバート上越しなどの防護コンクリート区間直近の継手部 など 	マンホール内に光ケーブルの余長をとり、引張り力や屈曲角度を緩和するとともに、ケーブル收容管ライニング管による二重管とすることの効用について第 4 章で述べる。
パターン 4: 防護コンクリート区間内でのせん断作用による破断、損失増加 (図 2.18)	管路が損傷し鉛直方向にずれることにより、光ケーブルにせん断力が作用して被災する。	<ul style="list-style-type: none"> ・ボックスカルバート上越し区間 ・橋台背面の防護コンクリート区間 など 	ケーブル收容管ライニング管による二重管とすることの効用について第 4 章で述べる。

外力が光ケーブルに及ぼす影響について、田中ら¹⁴⁾は、光ケーブルに加わる張力、屈曲角の関係を実験的に解明している。ケーブル張力と伝送損失量の関係は、引張荷重に対し伝送損失は初期値からほぼ変化せず一定値を示し、ケーブルの破断張力まで伝送損失は発生しないことが判明している。図 2.19 にケーブル張力とケーブルひずみ、心線ひずみの関係を示す。

ケーブル屈曲角と伝送損失の関係は、心線数の少ない光ファイバーほど伝送損失が発生する屈曲角は大きく、管路スパン長が大きくなるほど伝送損失が発生する屈曲角は小さくなることが判明している。図 2.20 にケーブル屈曲角と伝送損失の関係を示す。

マンホール内で光ケーブルに対し多めの余長を与えることは、地震時における地盤変状による光ケーブルへの過度な張力や屈曲角が加わらないようにする上で有効である。従って、パターン 1 については、既設管路への対策ではなく、マンホール内に光ケーブルの余長を多くとり、光ケーブルに作用する引張力や屈曲角度を緩和する方法が有効である。既設管路の突き出しに対しては、ライニング管による二重管を適用している場合において、写真 4.5 に示すようにライニング管把持具や取付け金物により、ダクト部におけるコンクリートの剥離、落下や管路突き出しへの抑制効果も期待できることから、今後とも被災事例を注視しつつ、特段の方策はとらないこととする。

また、既設管路継手損傷後の地盤変状に対し、田中ら¹⁵⁾は、ケーブルを収容していない空き管路に適用する空き管用ライニング管を対象とした地震時のケーブル防護効果を解析的、実験的に報告している。しかし、空き管用ライニング管は、継手構造を有しない、シームレスな円形パイプであり、本研究対象とする継手構造を有するケーブル収容管用ライニング管とは、明らかに構造特性及び地震時挙動が異なる。

旧規格管路に収容されている光ケーブルを防護するために、新たに現行規格の管路を敷設し、ケーブルを収容替えて耐震性を向上させることはおよそ現実的ではない。光ケーブルを収容した状態で旧規格管路の耐震性能を向上させることが求められているが、この対策方法とその効用について解明には至っていない。

最大震度階 7 の地震をいくつか経験し、既設管路の性能がおよそ判明し、光ケーブルが損傷するパターンについて損傷しやすい条件がわかってきており、ケーブル収容管用ライニング管を適用することで旧規格管路に敷設された光ケーブルを防護する性能が明らかになれば、経済的、効果的な耐震対策の実施が可能となる。これらについて、奥津ら¹⁶⁾及び山崎ら¹⁸⁾は、ケーブル収容管用ライニング管を活用した光ケーブル防護効果について確認、報告している。

これらに詳細な分析を加えるとともに、地震応答解析で求めることが難しい、パターン 2 からパターン 4 の 3 パターンで示した既設管路継手損傷後の挙動について、1) 繰り返し衝突に関する効果、2) 不等沈下に関する効果、さらに、周辺地盤の沈下に伴い防護コンクリートもろとも鉛直方向に沈下し光ケーブルをせん断破断させた事例に基づき、3) 防護コンクリート破断に伴うせん断作用に関する効果、に関する性能評価を行う。光ケーブルを収容している既設管路にケーブル収容管用ライニング管を適用することで、既設管路が被災しても光ケーブルを防護でき、通信途絶を回避できる管路設備への耐震対策についての提案を第 4 章で述べる。

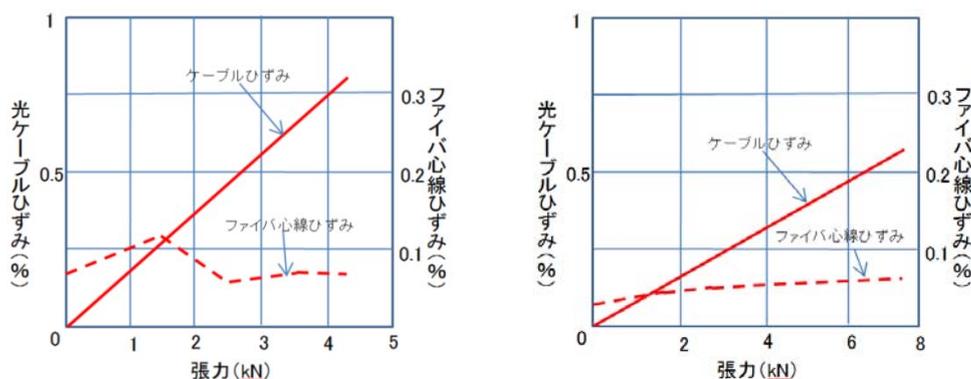


図 2.19 ケーブル張力とケーブルひずみ, 心線ひずみの関係(左:SM100, 右:SM1000)¹⁵⁾

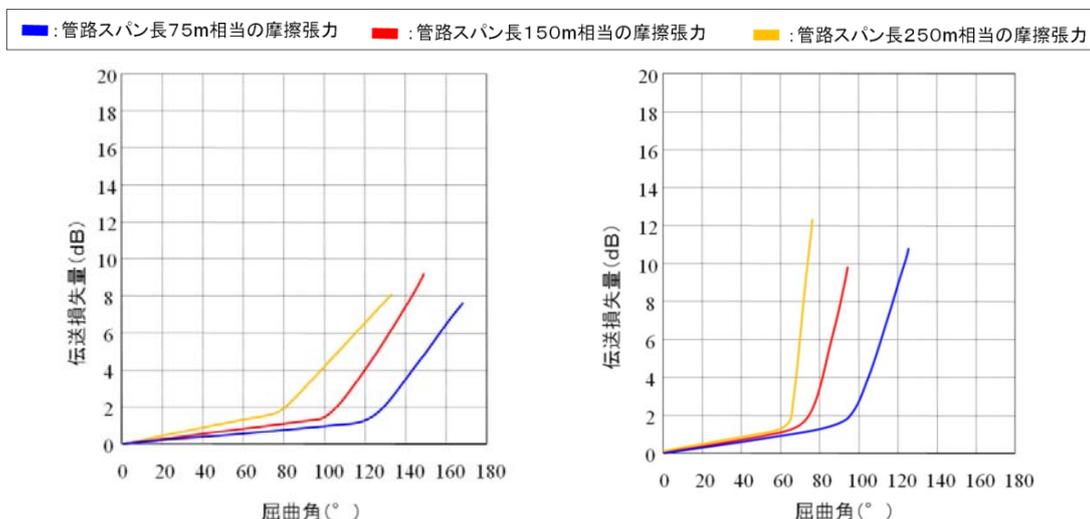


図 2.20 ケーブル屈曲角と伝送損失の関係(左:SM100, 右:SM1000)¹⁵⁾

2.4 とう道設備, 管路設備における課題設定

これまでの被災状況を踏まえ, 新設による更改以外に, サービス提供している既設設備の耐震性を如何に向上させるかが重要な課題と考える. また, その課題を解決する上で, 実現可能な方法でなければ有用な対策は実行できない. そのためには, 課題に対応する対策とその適用条件の両方を明確にする必要がある. 表 2.14 に設備ごとに耐震対策とその適用箇所の明確性についてのマトリクスを示す.

開削とう道については, 耐震上の対策として通信ビルとの接合部や不等沈下が想定される液状化地盤, 軟弱地盤を対象に M ジョイントを設置することとし, 既にほぼ設置を完了している. しかしながら, シールドとう道については, 耐震上の対策として E ジョイントを導入しているが, 簡易に適用箇所を判定する方法がないため, その対策は進んでいない. この課題についての

表 2.14 設備別の対策有無とその適用箇所の明確性マトリクス

耐震対策の現状	開削とう道	シールドとう道	旧規格管路 (ねじ継手鋼管)	現行規格管路
適用箇所の明確化	○ 対策の必要箇所を標準化済	× 要対策箇所が不明確 (第3章へ)	○ 問題なし	○ 問題なし
対策の有無	○ Mジョイント設置	○ Eジョイント設置	× ケーブルを収容した状態で実施する対策がない (第4章へ)	○ 問題なし

提案を第3章で述べる。

旧規格管路については、その被災しやすい条件は概ね判明しているものの、サービス提供中の既設設備に対する耐震対策がなかった。現行規格の管路設備を新たに敷設し、ケーブルを収容替える方法を全国に広がるネットワーク網を対象に実施するには、多くの稼働と費用を必要とすることから現実的ではない。要求する耐震性能として、管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないと新たに定義する。これにより、管路が被災しても、ケーブルを防護し通信サービスを維持できる対策が、ケーブルを収容した状態で可能となれば、現実的に比較的安価な対策が可能となる。この課題についての提案を第4章で述べる。

本研究において想定する地震波は、設備の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつレベル2地震動相当とする。

シールドとう道における立坑接続部での突出現象は、兵庫県南部地震時でのみ確認されていることから、プレート境界型の大規模な地震を想定する必要はあるものの、優先的に大都市直下での大規模な地殻内地震を想定した検討を行うこととする。

管路設備においても、東北地方太平洋沖地震時より兵庫県南部地震時の方が管路設備の被災率が高いことから、優先的に大都市直下での大規模な地殻内地震を想定した検討を行うこととする。

2.5 本章の結論

本章では、過去被災を踏まえ、とう道設備、管路設備のそれぞれの課題について検討を行った。

とう道設備については、これまでの過去被災状況から構造物自体の強度低下を招くものではなく、ケーブルへの被害も発生していない。開削とう道における本体構造の継ぎ目に対する耐震対策として、兵庫県南部地震以降 M ジョイントを導入し、現在までにほぼ設置を完了し、東北地

方太平洋沖地震では、その効果を確認している。シールドとう道に対する E ジョイントの設置が進まない現状を鑑み、その対策要否の簡易判定手法の必要性を明らかにした。

管路設備については、これまでの過去の被災状況から大規模な土砂崩壊や津波被害を除くと管路被災の殆どは、液状化地盤や軟弱地盤における地盤変状、盛土造成における沈下、流動、崩壊、橋台背面やボックスカルバート周辺での不等沈下などが要因であり、被災率も高くなっている。これらの被災は、旧規格管路における被災事例であり、現行規格管路での被災事例は確認されておらず、現時点で現行規格を見直す必要性はないと考える。

また、管路の被災率は、計測震度が大きくなるほど、また計測震度増分が大きくなるほど被災率が高くなるなどの傾向を確認した。さらに、旧規格管路の内、弱体、老朽管路など特に古い規格の管路は被災率が高いこと、ケーブルを収容していない弱体、老朽管路に適用する空き管用ライニング管により耐震性が向上することなどを確認した。

要求する耐震性能として、管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないと定義することで、旧規格管路が被災しても、ケーブルを防護し通信サービスを維持できる対策の必要性を明らかにした。併せて、既設管路が被災した後、光ケーブルが損傷するメカニズムについて 4 パターンに分類し整理を図った。

2.6 参考文献

- 1) 山崎泰司, 瀬川信博, 石田直之, 鈴木崇伸: 東日本大震災における電気通信土木設備の被害状況に関する考察, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 5 号(特集号), pp.55-68, 2012.
- 2) 土木学会, 日本機械学会, 日本原子力学会, 日本建築学会, 日本地震学会, 日本地震工学会, 地盤工学会, 日本都市計画学会: 東日本大震災合同調査報告, 土木編 3 ライフライン施設の被害と復旧第 6 章 通信施設, pp.310-319, 2015.
- 3) 土木学会: 都市ライフラインハンドブック, 第Ⅲ編ライフラインの保全と環境技術, 6 章 情報通信, pp.551-581, 2010.
- 4) 国土地理院, 平成 23 年東日本大震災 2 万 5 千分 1 浸水範囲概況図, 2011.
- 5) 国土交通省関東地方整備局・公益社団法人地盤工学会: 東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明報告書, pp.1-65, 2011.8.
- 6) 鎌田敏正, 中川裕司, 鳥越寿彦, 山口裕三: 阪神・淡路大震災による通信用トンネルへの影響について, 土木学会第 50 回年次学術講演会, I-481, pp.962-963, 1995.
- 7) 土木学会: 阪神・淡路大震災調査報告, ライフライン施設の被害と復旧, 第 7 章 通信施設, pp.467-502, 1997.
- 8) 土木学会: 都市ライフラインハンドブック, 第Ⅳ編ライフラインの防災技術, 6 章 情報通信, pp.759-786, 2010.
- 9) 情報流通インフラ研究会: 情報流通インフラを支える通信土木技術, (財)電気通信協会, 2000.
- 10) 田中宏司, 山崎泰司, 奥津大, 片桐信, 鈴木崇伸, 杉山俊幸: 通信管路設備の実被害分析に

- よるライニング補強管路の耐震性に関する考察, 土木学会第 31 回地震工学研究発表会, 2011.
- 11) 山崎泰司, 是国亨, 小高直樹, 山下宏幸, 稲村俊郎, 山田佳彦, 秋山武士: 不良管路を再生する「ケーブル収容管補修技術」, NTT技術ジャーナル, Vol.22, No.12, pp.50-54, 2010.
 - 12) 高田至郎, 中野雅弘, 片桐信, 谷和弘, 小柳悟: 地震時地盤不等沈下を受ける耐震性硬質塩化ビニル管路の挙動, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.145-154, 1999.4.
 - 13) 高田至郎, 李騰雁, 東俊司: 多条多段地中管路の不等沈下設計計算法, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.141-151, 1997.
 - 14) 田中宏司, 山崎泰司, 石田直之, 鈴木崇伸, 杉山俊幸: ケーブル防護機能を考慮した通信管路の耐震対策, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.69, No.4, I_539-I_548, 2013.
 - 15) 田中宏司, 奥津大, 山崎泰司, 片桐信, 鈴木崇伸, 杉山俊幸: ライニング補強した通信管路の地震時ケーブル防護効果評価方法, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.68, No.4, pp.959-968, 2012.
 - 16) 奥津大, 榎克実, 山崎泰司, 片桐信, 鈴木崇伸: ケーブル収容管補修技術によりライニングした通信管路の地震時ケーブル防護効果, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.70, No.4, I_897-I_907, 2014.
 - 17) 山崎泰司, 田中宏司, 岩田克司, 鈴木崇伸: シールドとう道立坑接続部における突出現象の簡易判定手法に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.62A, pp.280-290, 2016.
 - 18) 山崎泰司, 瀬川信博, 奥津大, 石田直之, 稲村俊郎, 田中宏司: ケーブル収容管補修技術(3000心タイプ)による既設設備の耐震性向上, NTT技術ジャーナル, Vol.23, No.11, pp.42-46, 2011.
 - 19) 山崎泰司, 瀬川信博, 小泉輝: シールドとう道立坑接続部の耐震性評価と対策, NTT技術ジャーナル, Vol.24, No.7, pp.52-55, 2012.
 - 20) 土木学会トンネル工学委員会: シールドトンネルの耐震検討, 丸善, 2007.
 - 21) 小泉輝, 瀬川信博, 榎克実, 鈴木崇伸: シールドとう道立坑接続部の耐震性評価に関する研究, 土木学会第 33 回地震工学研究発表会, 2013.
 - 22) 鈴木崇伸: 応答変位法による地中構造物の軸変形解析に関する一考察, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.65, No.1, pp.263-272, 2009.
 - 23) 内閣府: 表層地盤のゆれやすさ全国マップ, 政策統括官(防災担当), 2005.
 - 24) 東京大学研究所: ホームページ, 2011

第3章 シールドとう道立坑接続部における突き出し現象の簡易判定手法に関する提案

ある程度構造が規格化されている NTT とう道を対象に、トンネル軸方向の地盤ひずみによる立坑接続部の突き出しに対する補強対策の要否の判定に検討対象を絞り、簡易な判定手法による対策実施の優先順位付けを可能とする手法を提案する。

本提案では、立坑間の縦断方向の地層に対して、土質が急変する地盤モデルと基盤面の深さが急変し軟弱水平層が連続する地盤モデルについて、大都市直下での大規模な地殻内地震を想定し、2次元 FEM 地震応答解析で求めた係数を用いて簡易判定手法を求める。さらに過去の被災状況を検証することで簡易判定手法の妥当性を検証する。

本提案により、経済的に対策要否の判定が可能となり、要対策箇所のスクリーニングが、効率的に実施できることを目的とする。

3.1 シールドとう道立坑接続部における地盤の相対変位の算出

シールドとう道立坑接続部の相対変位は複雑な地盤構成により変化するので、耐震対策の要否判定を行うためには、本来 FEM 地震応答解析により検討を行うことが望ましい。しかし、約 1,000 箇所程度もある全ての立坑接続部に対し、FEM 地震応答解析を実施することは、解析の手間や経済性を踏まえると現実的ではない。そこで立坑間の縦断方向の地層において、立坑間の相対変位差が大きくなるとう道ルートから 2 ケースを選定して、2次元 FEM 地震応答解析を実施し、得られた知見に基づき、地盤の「固有周期」および「固有周期差」をパラメータとするシールドとう道立坑接続部における地盤の相対変位を容易に算定する手法について検討を行った。図 3.1 に地盤の固有周期、固有周期差、地盤の変位量、とう道突き出し現象の相関イメージを示す。

なお、本検討は簡易な判定手法を目指すものであり、護岸近傍での側方流動や造成地などの人工改変地盤での大規模な変位については考慮しておらず、シールドとう道の占用位置から、それら現象が想定される場合は本手法の適用外とし、別途、それら事象の影響を考慮した方法にて検討することとする。

3.1.1 地盤の相対変位式

多自由度系に一定の慣性力を作用させると 1 次モードが近似的に計算できる。その変位量は固有周期に関連した量となり、道路橋の固有周期の算定に応用されている。ここでは固有周期の異なる 2 本の土柱の相対変位に注目する。一定の加速度を 2 本の土柱に作用させて変位を計算すると不整形地盤の基本モードは土柱の変位分布を内挿したかたちで近似ができる。そこで 2 箇所の相対変位を定式化し、固有周期差と相対変位の基礎的な関係式を作成する。さらに静的解析では動的な効果が反映できないため、FEM 解析結果と対比することにより、動的係数を導入して調整する。簡易応答震度法の考え方により 2 地点の地盤条件から相対変位がどのようになるかを

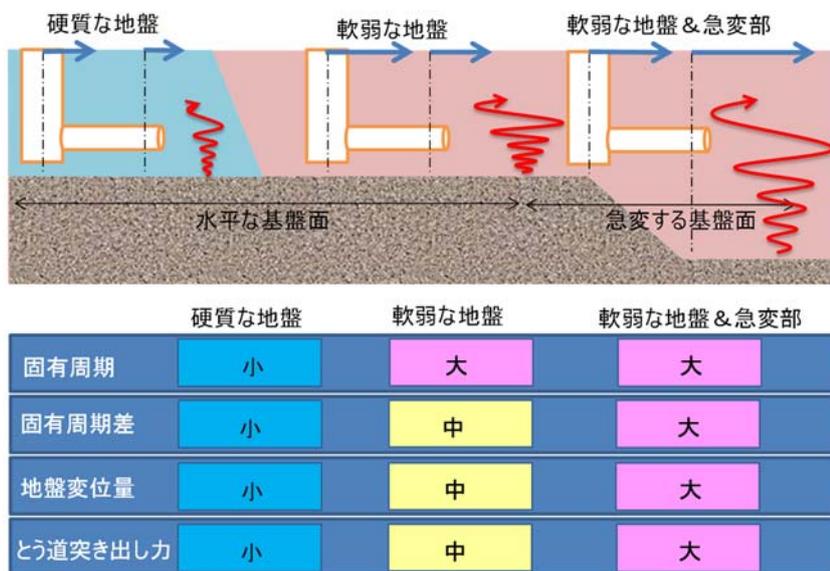


図 3.1 地盤の固有周期, 固有周期差, 変位量, 突き出し現象の相関イメージ

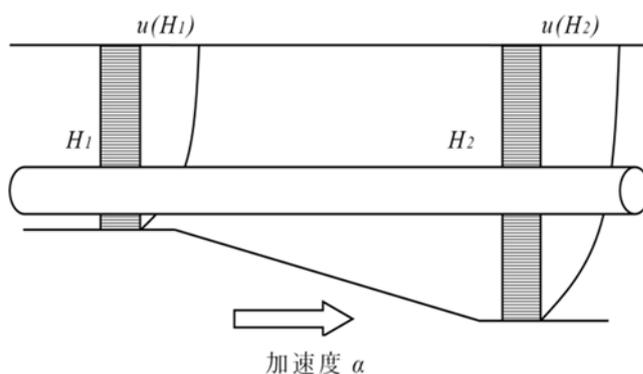


図 3.2 簡易応答震度法の計算イメージ

分析した。

図 3.2 に計算イメージを示すとおり，地表面から基盤面までの高さ H ，単位質量 ρ ，せん断剛性 G の土柱に一定の加速度 a が作用する問題を考える．釣り合い式は，

$$G \frac{d^2 u}{dz^2} = -\rho a \quad (3-1)$$

となる．基盤面で変位が 0，地表面でせん断応力が 0 として，解くと．地表面の変位 $u(H)$ は，

$$u(H) = \frac{\rho\alpha H^2}{2G} = \frac{1}{2} \left(\frac{H}{V_s} \right)^2 \alpha \quad (3-2)$$

となり、土柱の高さ H の 2 乗に比例し、せん断弾性波速度の 2 乗に反比例することになる。

次に高さ H_1 と H_2 の 2 本の土柱の相対変位を考える。同位相で変位する場合には相対変位 Δu は、

$$\Delta u = u(H_2) - u(H_1) = \frac{1}{2} \cdot \frac{H_2^2 - H_1^2}{V_s^2} \alpha \quad (3-3)$$

となる。2 本の土柱の平均固有周期 T_G と固有周期差 ΔT_G を計算すると、

$$T_G = \frac{2(H_1 + H_2)}{V_s}, \quad \Delta T_G = \frac{4|H_1 - H_2|}{V_s} \quad (3-4)$$

となる。慣性力を静的に作用させた計算なので、 α は観測地震動の最大値ではなく、また動的な効果も考慮されていない。

2 地点の中間点の地表の変位 U は、

$$u\left(\frac{H_1 + H_2}{2}\right) = \frac{1}{8} \left(\frac{H_1 + H_2}{V_s} \right)^2 \alpha = \frac{T_G^2}{32} \alpha = U \quad (3-5)$$

式(3-3)、式(3-4)、式(3-5)を使って相対変位を書き直すと、静的条件下における地表面地盤の相対変位は式(3-6)で示される。

$$\Delta u = 2U \cdot \frac{\Delta T_G}{T_G} \quad (3-6)$$

1 自由度系定常振動の一般式から最大応答変位 U_{max} と最大応答速度 V_{max} の関係は式(3-7)となる。

$$U_{max} = \frac{1}{2\pi} \cdot V_{max} \cdot T_G \quad (3-7)$$

式(3-7)を式(3-6)に代入すると、地盤の相対変位 Δu は地表面応答速度 V と固有周期差 ΔT_G の積で式(3-8)のとおり表される。

$$\Delta u = \frac{1}{\pi} \cdot V \cdot \Delta T_G \quad (3-8)$$

式(3-8)は、単純な地盤モデルの単純な地盤変形に対する式であり、実際には高次モードや100m以上離れた地点の地盤振動の影響、固有周期差 ΔT_G の精度や時間的な変化などばらつく要因があるため、そのような諸々の動的影響を考慮する動的影響係数 K を設定することにする。さらに、表層地盤の上部から下部に向かい地盤変位振幅に伴って相対変位も小さくなると考えられるため、基盤面からとう道中心までの高さを z としたとう道の埋設深さによる低減係数 $f(z/H)$ を考慮することにする。したがって、地盤の相対変位の算出式として式(3-9)を得る。

$$\Delta u = \frac{1}{\pi} \cdot K \cdot V \cdot \Delta T_G \cdot f\left(\frac{z}{H}\right) \quad (3-9)$$

次項以降で、2次元FEM地震応答解析からの知見により式(3-9)の妥当性を確認するとともに、動的影響係数 K 、とう道の埋設深さによる低減係数 $f(z/H)$ 、地表面応答速度 V を設定する。なお、設定に当たり、対策要否の判定が可能な判定手法と要対策箇所の効果的なスクリーニングを目的とすることから、設定値は安全側に判断することとする。

3.1.2 縦断方向の地層が急変する地盤モデルにおける2次元FEM地震応答解析

(1) 2次元FEM地震応答解析のモデル

地盤モデルの対象地域は、せん断弾性波速度350m/s相当における耐震設計上の基盤面変化や表層地盤の土質がシールドとう道の埋設地盤に及ぼす影響を把握するため、既存のとう道ルートの中から、基盤急変部や軟弱水平成層に位置し、トンネル軸方向の相対変位差が大きく生じることが想定される「虎ノ門～銀座～辰巳」の7kmを対象とした。解析範囲を図3.3に、地層構成を図3.4に示す。

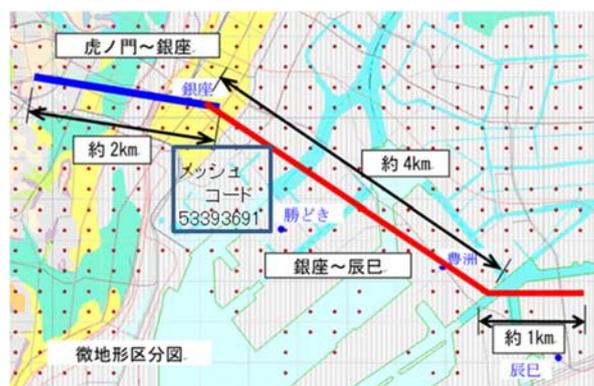


図 3.3 2次元FEM地震応答解析の範囲と地域メッシュコード位置

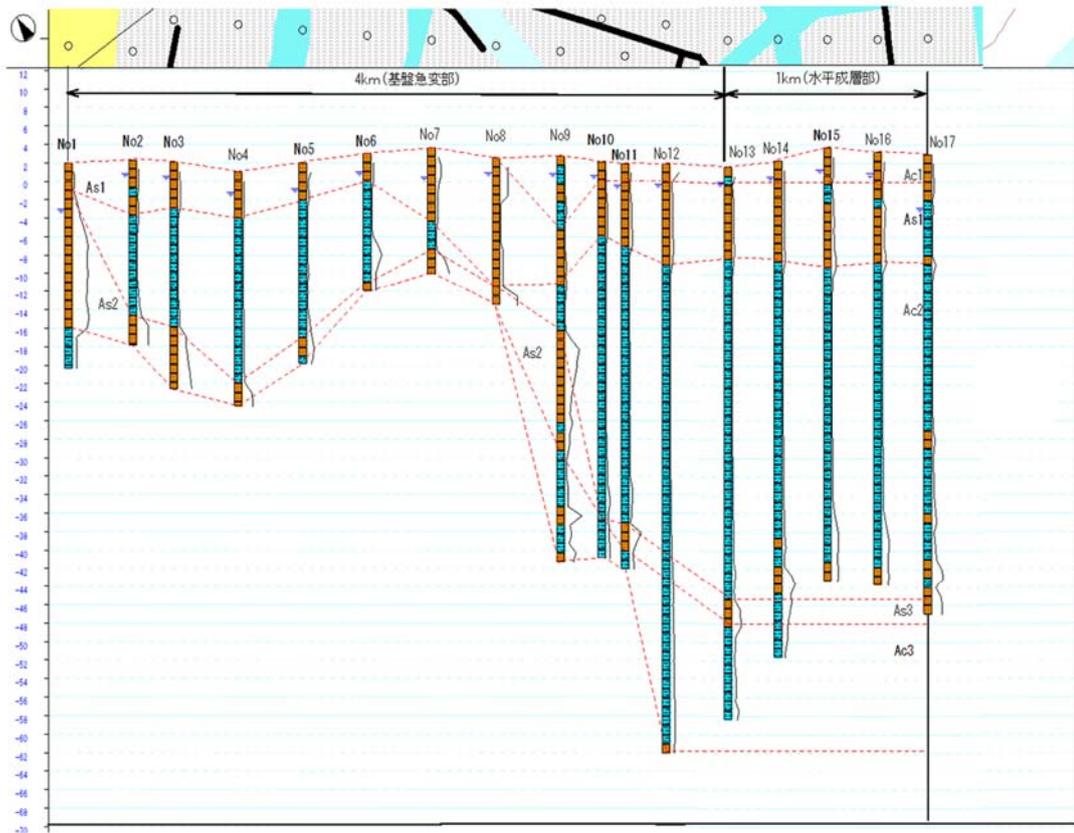
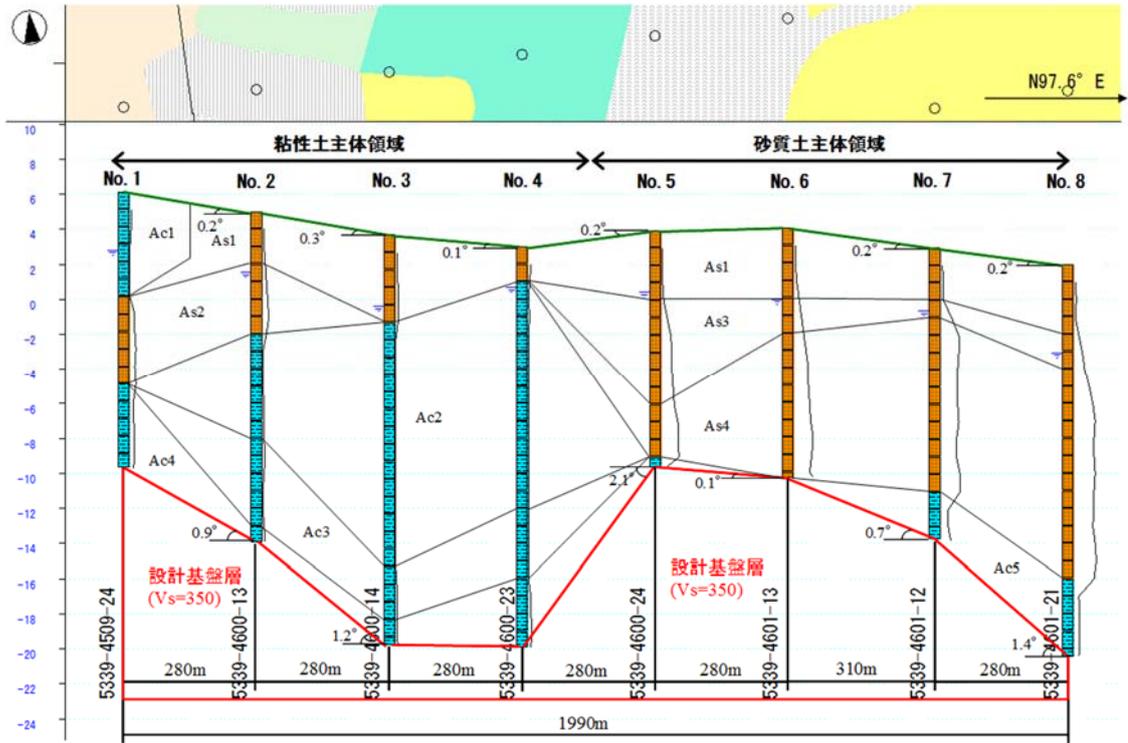


图 3.4 地層構成(上:虎ノ門~銀座, 下:銀座~辰巳)

表 3.1 解析に用いる各地層区分の地盤定数

(a)虎の門～銀座						
	平均N値	V_s (m/s)	γt (kN/m ³)	$D50$ (mm)	G_D (10 ⁴ × kN/m ²)	E_D (10 ⁴ × kN/m ²)
Ac1	2	126	14.1	0.02	2.28	6.62
Ac2	1	100	14.1	0.02	1.44	4.29
Ac3	2	126	14.1	0.02	2.28	6.81
Ac4	8	200	14.1	0.02	5.76	17.2
Ac5	15	247	16.0	0.02	9.93	29.6
As1	5	137	18.0	0.15	3.44	9.97
As2	11	178	18.0	0.15	5.81	17.3
As3	22	224	18.0	0.15	9.23	27.5
As4	39	271	18.0	0.15	13.5	40.3
(b)銀座～辰巳						
	平均N値	V_s (m/s)	γt (kN/m ³)	$D50$ (mm)	G_D (10 ⁴ × kN/m ²)	E_D (10 ⁴ × kN/m ²)
As1	6	149	18.0	0.15	4.06	12.1
As2	30	250	18.0	0.15	11.5	34.1
As3	22	222	18.0	0.15	9.09	27.1
Ac1	3	149	14.1	0.02	3.20	9.54
Ac2	4	153	14.1	0.02	3.37	10.0
Ac3	12	230	14.1	0.02	7.61	22.7

動的解析ソフトは、周波数領域で2次元の等価線形解析を行う FLUSH に準ずる DINAS (伊藤忠テクノソリューションズ株) を用いた。なお、図 3.3 に記載した解析範囲の折れ曲がり部は、2次元 FEM 地震応答解析のため一方向の直線に揃えて解析を行った。

解析に必要なボーリングデータは、主に地盤工学会が試験公開している全国電子地盤図¹⁾を用いた。付録(1)に2次元 FEM 地震応答解析に用いたボーリングデータと地盤モデルの諸量を示す。2次元 FEM 地震応答解析において、要素タイプは4節点平面ひずみ要素(2自由度)とし、メッシュサイズは幅 5m×高さ 2m に分割し、地盤の半無限性を考慮するため、解析モデルの側面にはエネルギー伝達境界²⁾、下面には粘性境界を設定した。エネルギー伝達境界は、文献2)の解説に従い通常設定とし、粘性境界は、せん断弾性波速度 350m/s、単位体積重量 20kN/m³、減衰定数 5%を設定している。なお、メッシュサイズは、解析に要する計算時間や水平方向の変位に着目していることを踏まえ、波長 λ を考慮して定める。表層地盤で最も小さいせん断弾性波速度 V_s を 100m/s、上限振動数 f を 10Hz とすると波長 λ は、

$$\lambda = \frac{V_s}{f} = \frac{100}{10} = 10\text{m} \quad (3-10)$$

となる。したがって、高さは波長の 1/5 程度の層分割である 2m、幅については層厚の 2 倍程度の 5m と設定している。

表 3.1 に解析に用いる各地層区分の地盤定数を示す。地盤のせん断弾性波速度 V_s ，地盤の動的せん断弾性係数 G_D ，地盤の動的ポアソン比 ν_D ，地盤の動的ヤング率 E_D については，道路橋示方書²⁾に示されている式，諸数値に基づき式(3-11)から式(3-14)のとおり設定した。なお，単位体積重量 γ_t ，通過質量百分率の 50% 時の粒径 D_{50} については，安田・渡部³⁾が電子地盤図を用いた東京中心部の地震時の揺れに関する検討で提案する数値を用いている。

地盤のせん断弾性波速度 V_s

粘性土層の場合：

$$V_{si}=100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25)$$

砂質土層の場合：

$$V_{si}=80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50)$$

(3-11)

ここに，

N_i ：標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

地盤の動的せん断弾性係数 G_D

$$G_D=(\gamma_t/g) \times V_{SD}^2$$

(3-12)

ここに，

γ_t ：地盤の単位体積重量(kN/m³)

g ：重力加速度(m/s²)

V_{SD} ：地盤のせん断波速度(m/s)

地盤の動的ポアソン比 ν_D

地下水位以浅：0.45

地下水位以深：0.49

(3-13)

地盤の動的ヤング率 E_D

$$E_D=2(1+\nu_D)G_D$$

(3-14)

土は，地震動によるせん断ひずみ γ を受けると，そのせん断ひずみ強度に応じて，せん断剛性 G/G_{max} が低下し，減衰定数 h が増加することが知られている。土のひずみ依存特性について，原地盤から採取した試料に基づき非排水条件で求めた安田・山口の式⁴⁾を用いる。安田・山口の式では，平均有効主応力 σ'_m として， $G/G_{max} \sim \gamma$ ， $h \sim \gamma$ を推定する式(3-15)，式(3-16)を提案している。式中の係数を表 3.2 に示す。さらに，解析に用いた虎ノ門～銀座における $G/G_{max} \sim \gamma$ ， $h \sim \gamma$ の関係を図 3.5 に示す。

$$\frac{G}{G_{max}} = (A_1 + A_2 \log D50) \times \sigma'_m{}^{(B_1+B_2+\log D50)} \quad (3-15)$$

$$h = (C_1 + C_2 \log D50) \times \sigma'_m{}^{(D_1+D_2 \log D50)} \quad (3-16)$$

表 3.2 安田・山口の式における係数

γ	A_1	A_2	B_1	B_2
10^{-4}	0.827	-0.044	0.056	0.026
3×10^{-4}	0.670	-0.068	0.184	0.086
10^{-3}	0.387	-0.099	0.277	0.130
3×10^{-3}	0.189	-0.089	0.315	0.147
10^{-2}	0.061	-0.054	0.365	0.167
3×10^{-2}	0.041	-0.019	0.403	0.183

γ	C_1	C_2	D_1	D_2
10^{-4}	0.035	0.005	-0.559	-0.258
10^{-3}	0.136	0.036	-0.375	-0.173
10^{-2}	0.234	0.037	0	0

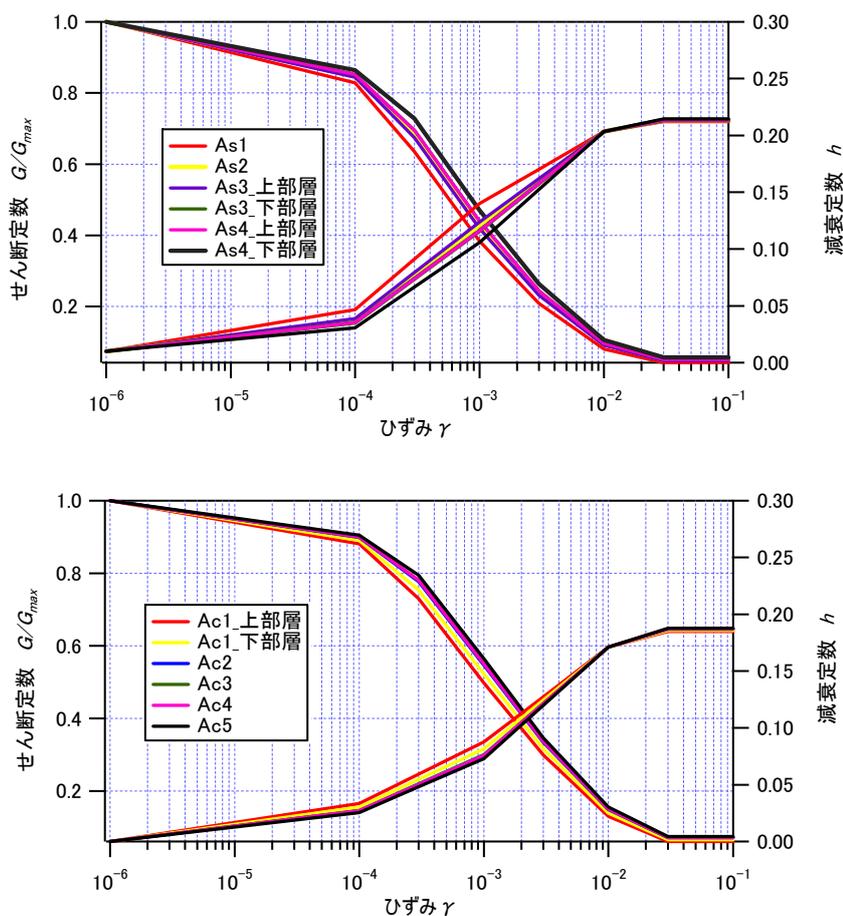


図 3.5 虎ノ門～銀座における $G/G_{max} \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ の関係 (上：砂質土層, 下：粘土層)

(2) 2次元 FEM 地震応答解析の入力地震波

過去の被災状況を踏まえ、シールドとう道における立坑接続部での突き出し現象は、2.1 節で述べたとおり兵庫県南部地震の被災においてのみ確認されていることから、プレート境界型の大規模な地震を想定する必要があるものの、優先的に大都市直下での大規模な地殻内地震を想定した検討を行うこととする。

また、2次元 FEM 地震応答解析は、レベル 2 地震時における地盤の水平方向の変位やひずみに着目し、その傾向を把握から式(3-9)における動的影響係数 K 、とう道の埋設深さによる低減係数 $f(z/H)$ 、地表面応答速度 V を設定することを目的とする。

入力地震波は、兵庫県南部地震の際、神戸市中央区のポートアイランドの鉛直アレー（深さ -32m）で観測された地震記録波形と、内閣府中央防災会議による東京湾北部地震（フィリピン海プレートと北米プレート境界の地震、M7.3）における地域メッシュコード(5339-36-91)の波形データの 2 波を用いる。

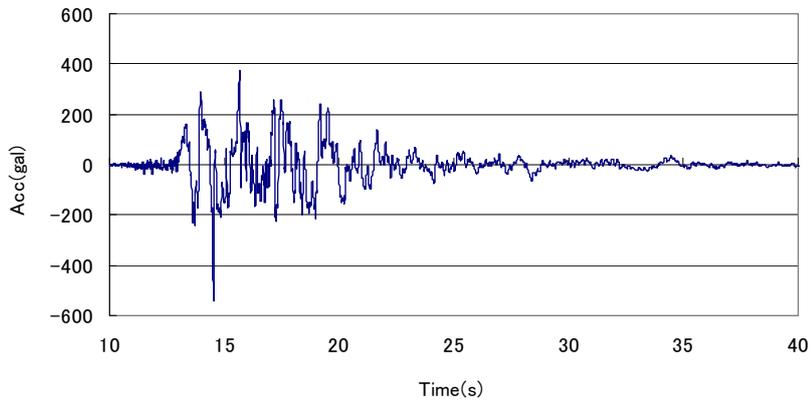
図 3.6(a)に神戸ポートアイランド観測波の入力加速度波形を、図 3.6(b)に東京湾北部地震波の入力加速度波形を示す。地震動は、いずれもレベル 2 地震動相当である。

前者は、図 3.1 に示したように硬質な地盤より軟弱な地盤ほど地盤の相対変位が大きくなることが想定されることから、地殻内の浅い地震で軟弱地盤（Ⅲ種地盤）において観測されたポートアイランド観測波を採用した。（財）震災予防協会編による強震記録データの 3 成分の中で最大加速度を記録した NS 成分である。なお、神戸ポートアイランド観測波は鉛直アレー記録のため E+F 波であるが、液状化したとされる層より下に位置する沖積砂礫層での観測波であることから、軟弱地盤で得られた基盤波という位置付けで露頭基盤の 2E 波相当として入力した。

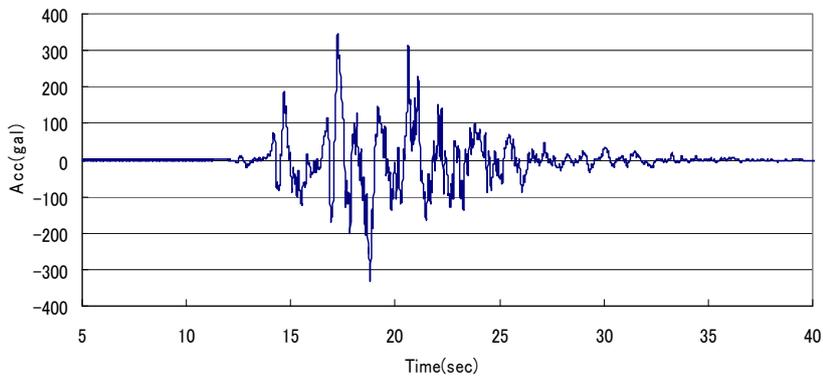
後者は、シールドとう道の設備量が多い東京において、切迫性が高いとされる想定地震の東京湾北部波を採用することとした。対象エリアで SI 値が最大となる地域メッシュコード(5339-36-91)の位置を図 3.3 に示す。東京湾北部地震の公開されている地震波は、せん断弾性波速度 700m/s 相当の工学的基盤面で評価されたものであることから、成層地盤における 1 次元の等価線形解析により、せん断弾性波速度 350m/s 相当の耐震設計上の基盤面の波形を求め、公開されている EW 成分と NS 成分を解析対象方向に波形合成した波形を入力地震波としている。J-SHIS 地震ハザードステーション⁶⁾に示される深部地盤においては、せん断弾性波速度 700m/s の下面深さは 400m 程度、せん断弾性波速度 350m/s の下面深さは 60m 程度とされている。

なお、波形データの時間間隔は、いずれも 0.01 秒である。

図 3.7 に入力地震動である神戸ポートアイランド観測波、東京湾北部地震波の減衰定数 5% における速度応答スペクトルを示すとともに、シールドとう道とほぼ同様の埋設環境にある上水道埋設管を対象とした水道施設耐震工法指針・解説⁷⁾に示される設計用速度応答スペクトル（地震動レベル 2、上限値 100cm/s）を併記する。なお、水道施設耐震工法指針・解説の速度応答スペクトルは、兵庫県南部地震以降の 1997 年に改訂され、2009 年の改定後、現在に至っており、神戸ポートアイランド観測波も概ね包含したものである。また、東京湾北部波においては、兵庫



(a)神戸ポートアイランド観測波



(b)東京湾北部波

図 3.6 解析に用いた入力地震波

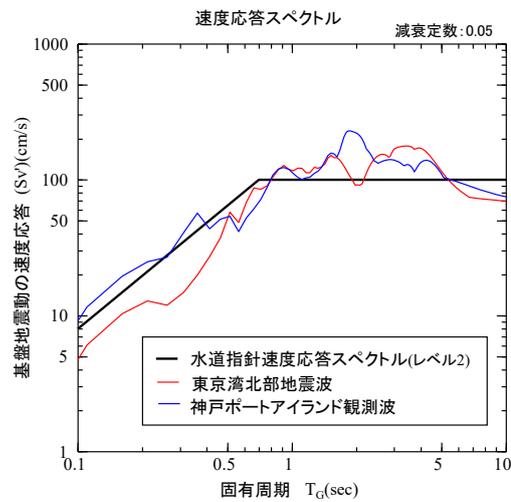


図 3.7 速度応答スペクトル

県南部地震とある程度同規模の大都市直下での地殻内地震を想定していることから、同様の傾向を示しているものと考えられる。いずれの入力地震波についても、水道施設耐震工法指針・解説の速度応答スペクトルと同様の傾向を示しており、大都市直下での大規模な地殻内地震を想定したレベル2地震動相当による地盤の水平方向の変位やひずみの傾向を把握する上で、入力地震波として採用することに問題はないと考える。

(3) 2次元 FEM 地震応答解析の傾向分析結果

2次元 FEM 地震応答解析結果として、水平方向の最大変位と水平方向の最大ひずみの分布を入力地震波ごとに示す。図 3.8 に神戸ポートランド観測波を入力した結果を示し、図 3.9 に東京湾北部地震波を入力したサンプル結果を示す。図番号に示すアルファベットは抜き出した区間を表し、(a)虎ノ門～銀座 No.1 から No.2 (b)虎ノ門～銀座 No.4 から No.5 (c)虎ノ門～銀座 No.7 から No.8 (d)銀座～辰巳 No.4 から No.6 (e)銀座～辰巳 No.9 から No.11 (f)銀座～辰巳 No.15 から No.17 である。

(a)の西側部においては、西側は硬質地盤層、東側は軟弱地盤層となっており、層が急変するメッシュ中央周辺でひずみが 0.2%まで大きくなる傾向が見られる。また、西側の硬質地盤層から東側の軟弱地盤にしたがって変位が大きくなる傾向が見られる。(b)の中央部においては、東側は軟弱地盤層、西側は硬質地盤層となっており層が急変するメッシュ中央周辺でひずみが 0.24%と大きくなる傾向が見られる。また、西側の軟弱地盤層より東側の硬質地盤層に向かうにしたがって変位が大きくなる傾向が見られる。(c)の東側部は水平成層部であり、全体に一樣に動いているためひずみは発生していない。(d)の西側部は地盤が比較的硬質であるため、ひずみはほぼ発生せず、変位も小さい。(e)の中央地層急変部では西側から東側に行くほど表層地盤が厚くなり、結果として地盤が軟弱になるため変位は大きくなる傾向が見られる。このため左右で変位差が大きく、ひずみが 0.14%と大きくなる傾向が見られる。(f)の東側の軟弱水平成層部では変位は大きいものの、全体に一樣に動いてひずみは 0.02%と小さいことが分かる。

なお、2次元 FEM 地震応答解析結果から、水平方向ひずみの最大値は、神戸ポートアイランド観測波における虎ノ門～銀座 No.4 から No.5 間での最大ひずみは 0.24%であり、周波数領域での2次元の等価線形解析による傾向分析を行っても問題ないと考えられる。

地震動による地盤の応答変位の傾向を、地盤の硬軟を表す固有周期 T_G に着目して相関性があるか分析をする。また、固有周期との関連するパラメータである応答速度、応答加速度との相関性についても分析する。図 3.10 に神戸ポートランド観測波を入力した結果を示し、図 3.11 に東京湾北部地震波を入力した結果を示す。

いずれの区間いずれの地震動においても、耐震計算上の基盤が深いところで最大変位、最大速度、固有周期が大きく、基盤が浅い所で小さくなっており、最大加速度はその逆の傾向である。対象とした区間の地盤は、地盤の地震時挙動の一般的な傾向を示し、地盤の応答変位と固有周期に相関があることが分かった。1例として、神戸ポートアイランド観測波を用いた、虎ノ門～銀

座間における地震時の固有周期 T_G と地表面の最大変位（区間平均，区間最大）および耐震計算上の基盤面の深さ（茶色線）を図 3.12 に示す。

次に，地震動による地盤のひずみの傾向を，基盤面変化の程度を表す 2 地点間の固有周期差 ΔT_G に着目して分析する．固有周期差を求める 2 地点間の距離は，100m 間隔とする．また，固有周期差と相対変位との相関性についても分析する．図 3.13 に神戸ポートランド観測波を入力した結果を示し，図 3.14 に東京湾北部地震波を入力した結果を示す。

いずれの区間，いずれの地震動においても，固有周期差 ΔT_G が大きなところで，最大相対変位，最大水平ひずみが大きくなっていることが分かった．また，固有周期差 ΔT_G が大きい箇所は，基盤深さが大きく変化している箇所と概ね一致し，地盤のひずみと固有周期差に相関があることが分かった．相対変位は，基盤深さが変化する堆積層の厚い側で，硬軟地盤の境では軟弱側で大きくなる傾向が見られる。

なお，2 地点間の距離を 100m と設定した根拠は，立坑並びにシールドとう道建設の際に，NTT の標準設計規定では通常は 100m から 200m 程度の間隔，急変部では 100m 間隔で実施したボーリングデータを用いることを基本としていることから，縦断方向の地層が把握できているためである．実際の使用においては，立坑位置と直近のボーリングデータや立坑間のボーリングデータ等を活用し，100m に換算した値を使用することを想定している．1 例として，神戸ポートアイランド観測波を用いた，銀座～辰巳間における固有周期差 ΔT_G と，地表における最大相対変位および耐震計算上の基盤面の深さ（茶色線）の関係を図 3.15 に示す。

さらに，この傾向現象を変位の問題として扱うことができるか，2 次元 FEM 地震応答解析の結果から地盤の水平方向ひずみと相対変位について相関関係を確認した．図 3.16 に最大相対変位 Δu と水平方向最大ひずみ ε を 100m 換算した値を示す．水平方向の相対変位と水平方向ひずみは，ほぼ一致している．以上より，簡易算定手法の検討においては，地盤の水平方向ひずみ以外に地盤の相対変位に着目することでも良いことが確認できた。

応答変位と速度，加速度の関係について確認する．神戸ポートアイランド観測波による応答変位と最大応答速度×固有周期の関係，応答変位と最大加速度×固有周期の 2 乗の関係を図 3.17 に示す．また，図中の固有周期は，レベル 2 地震時の剛性低下を考慮した収束剛性による．神戸ポートアイランド観測波の結果では，変位と速度との重相関係数 R^2 は 0.78，変位と加速度との R^2 は 0.62 となり，東京湾北部地震波の結果では，変位と速度との R^2 は 0.59，変位と加速度との R^2 は 0.25 となった．いずれの場合も応答変位との相関は，加速度より速度の方が高く，速度を用いた地盤の相対変位式でも良いことが確認できた。

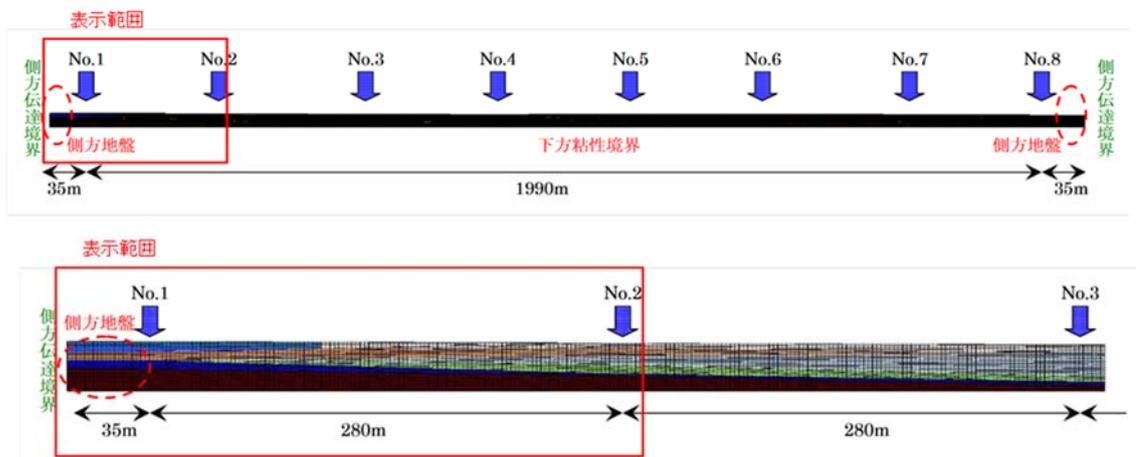
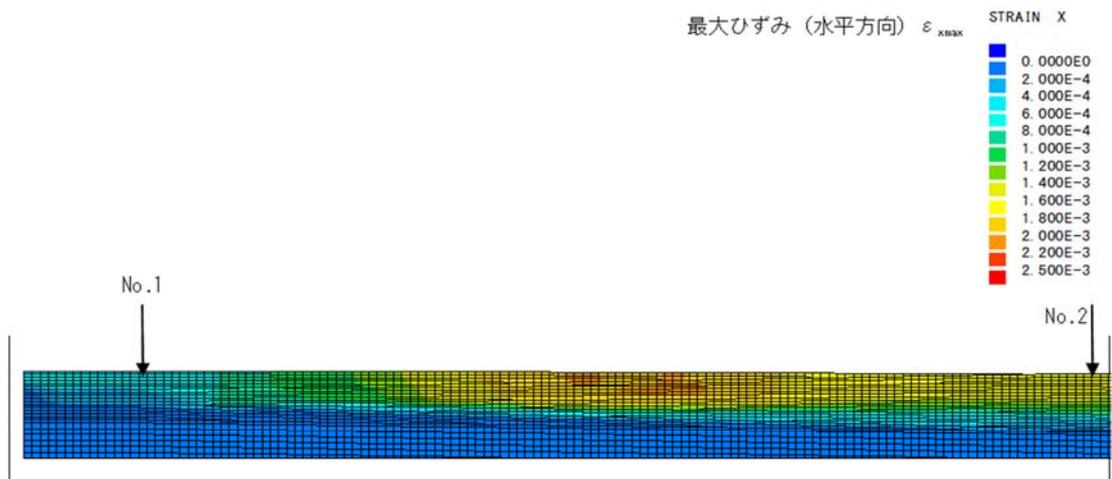
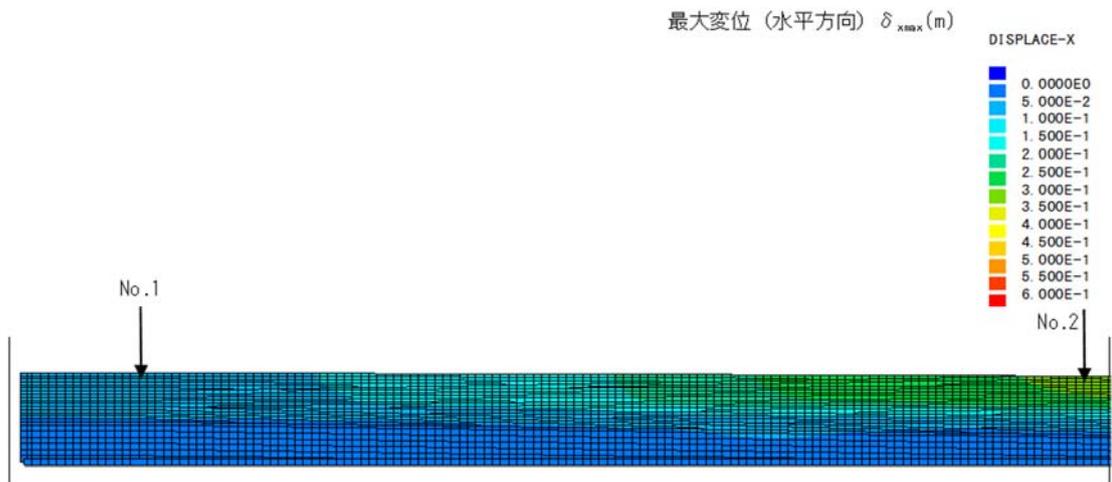


図 3.8(a) 神戸ポートアイランド観測波(No.1 から No.2)

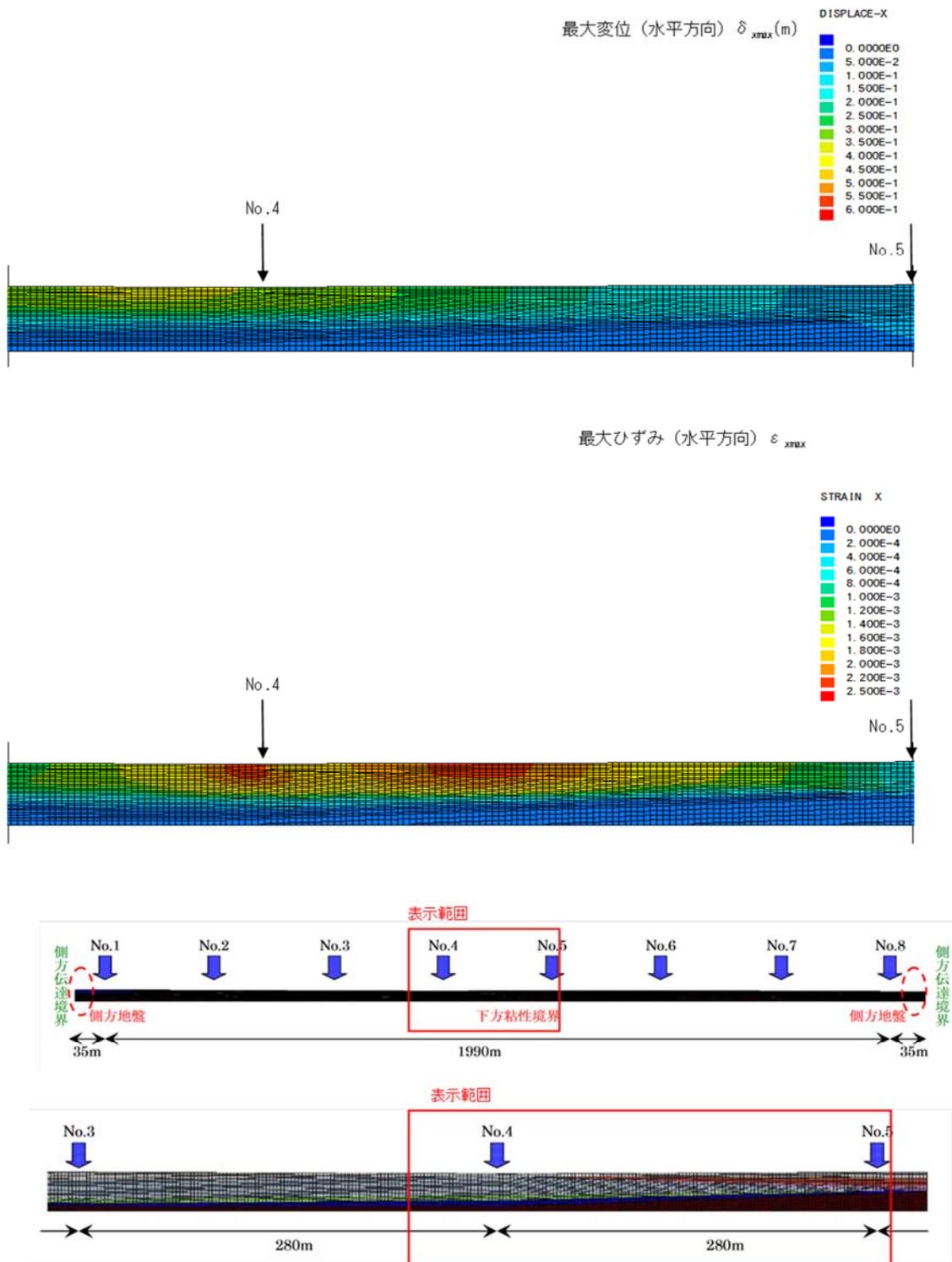


図 3.8(b) 神戸ポートアイランド観測波(No.4 から No.5)

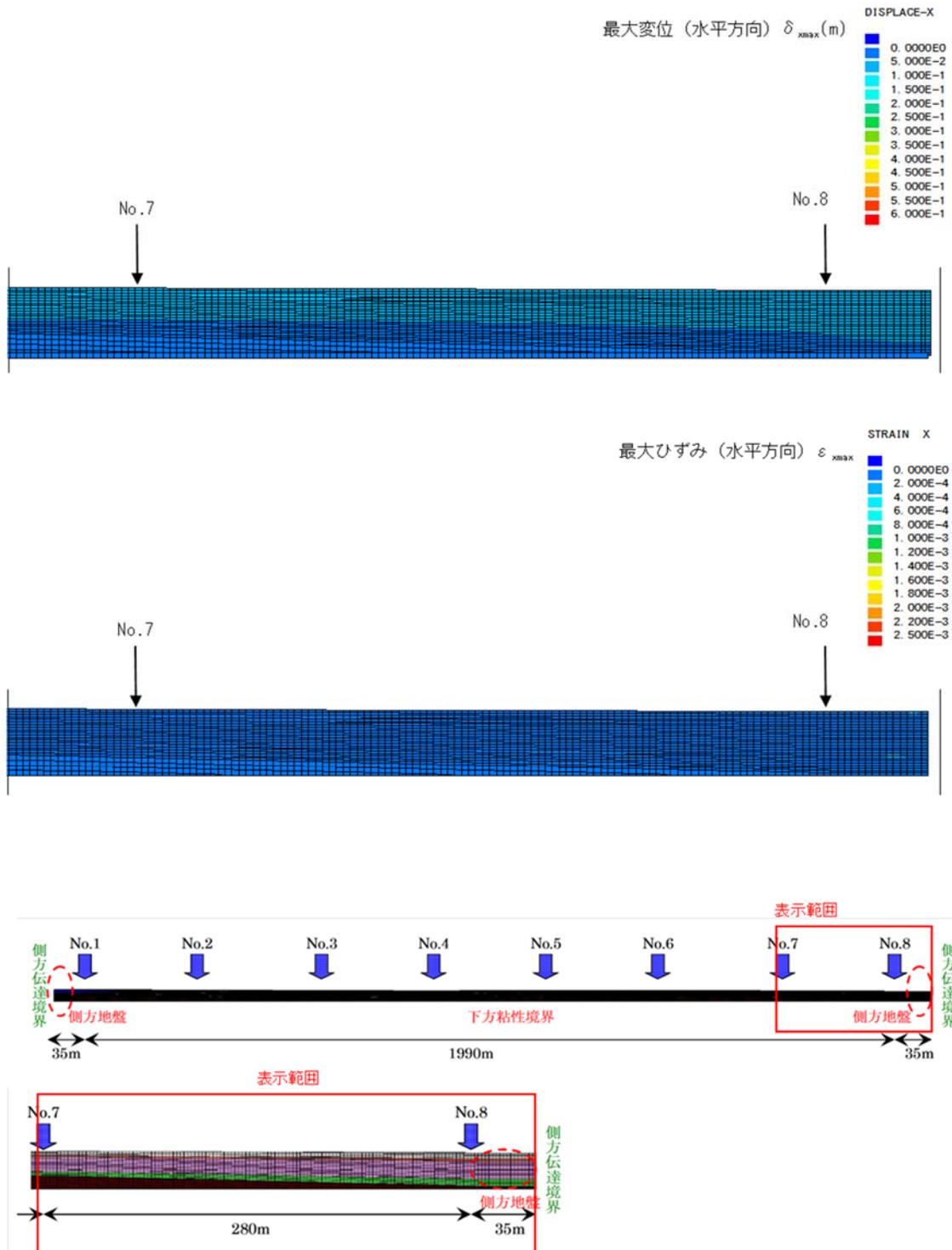


図 3.8(c) 神戸ポートアイランド観測波(No.7 から No.8)

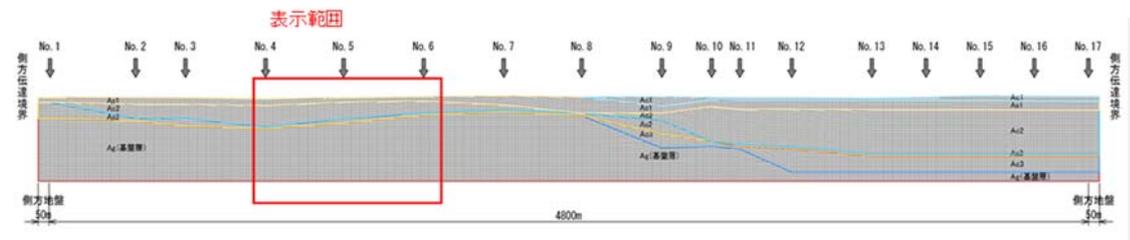
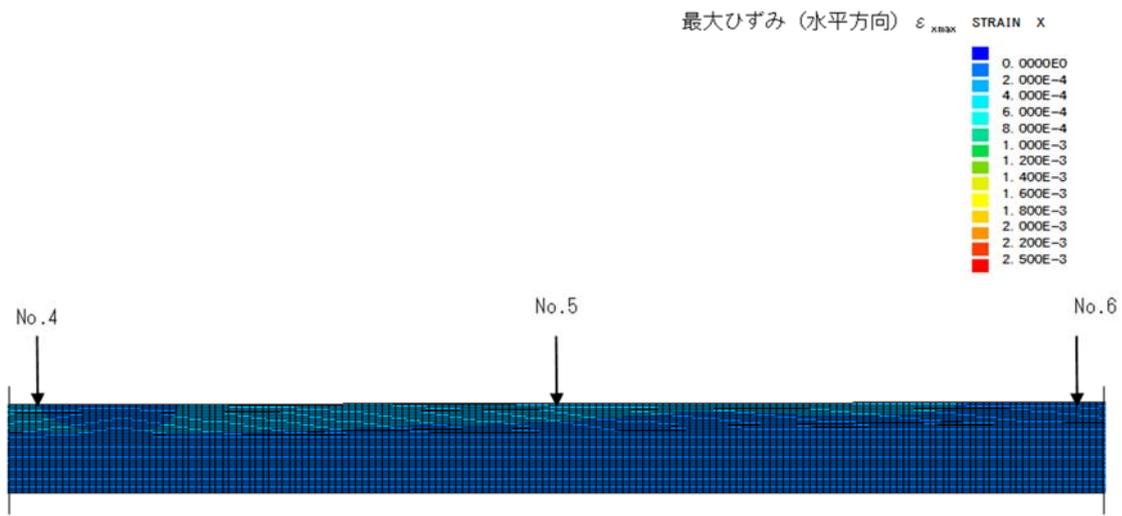
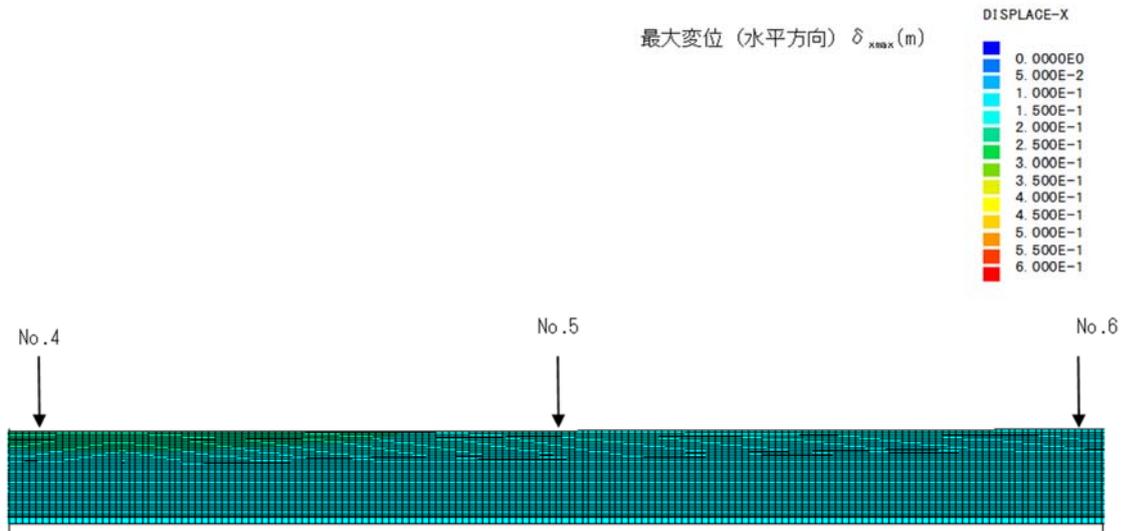


図 3.8(d) 神戸ポートアイランド観測波(No.4 から No.6)

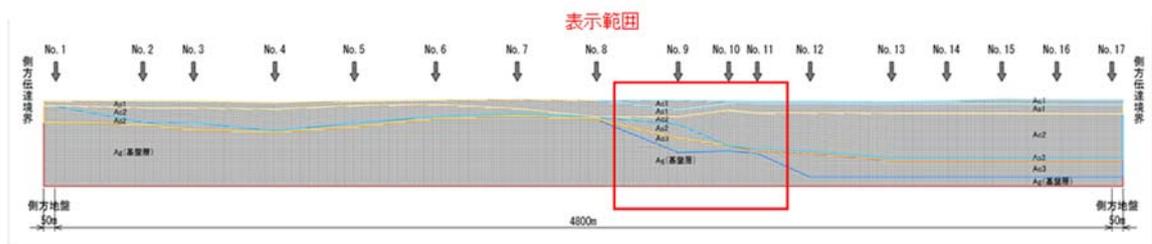
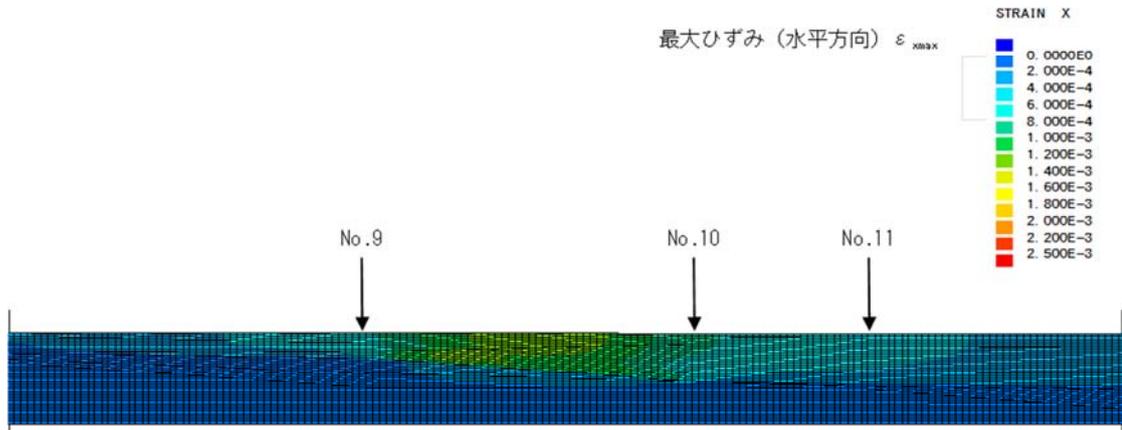
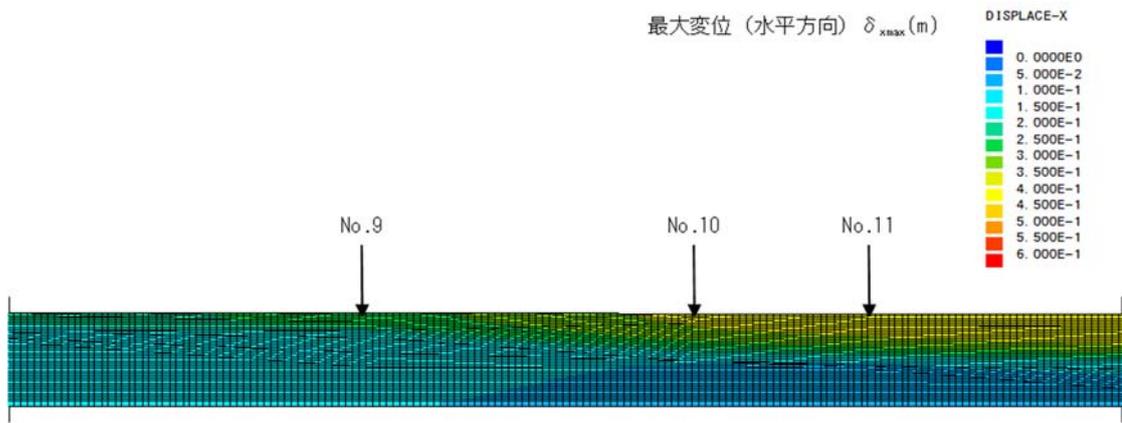


図 3.8(e) 神戸ポートアイランド観測波(No.9 から No.11)

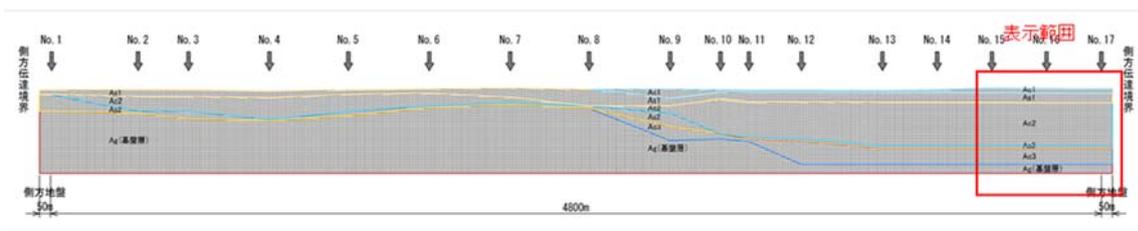
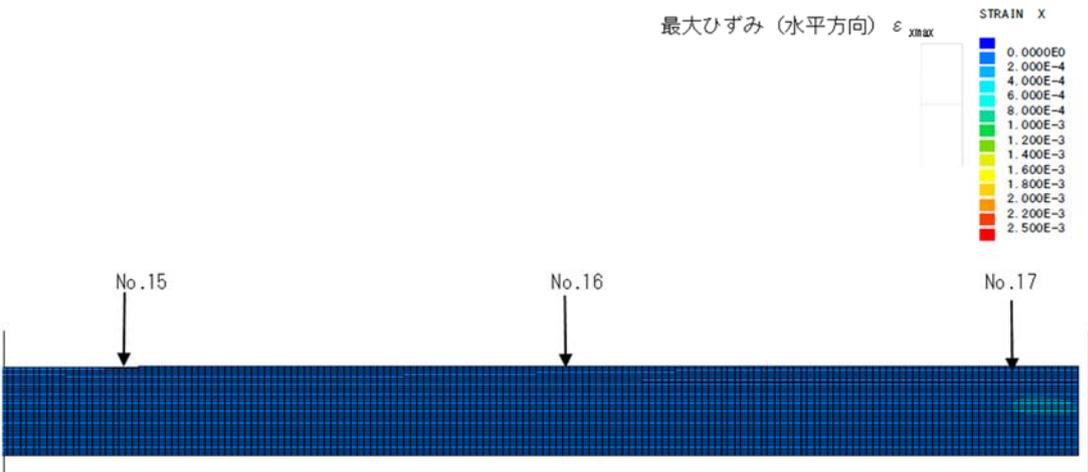
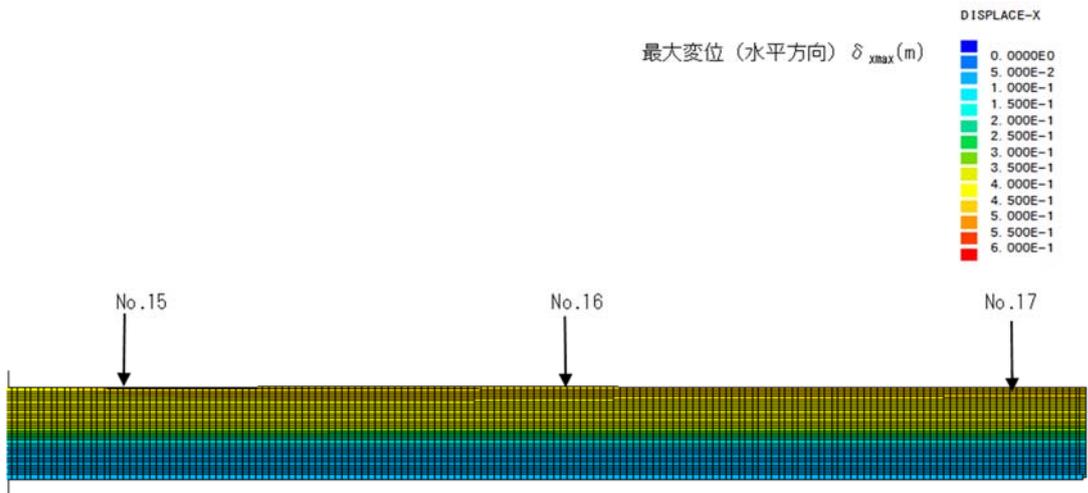


図 3.8(f) 神戸ポートアイランド観測波(No.15 から No.17)

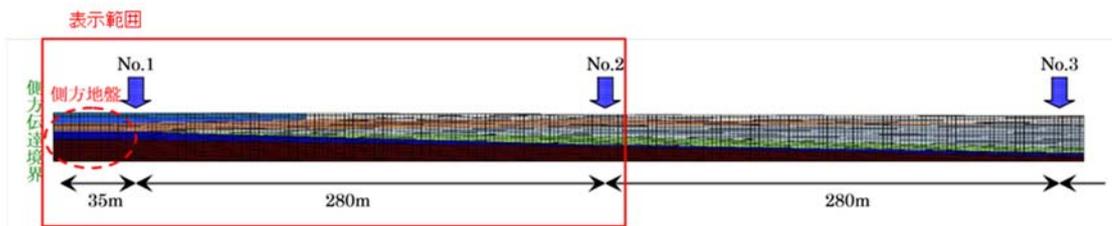
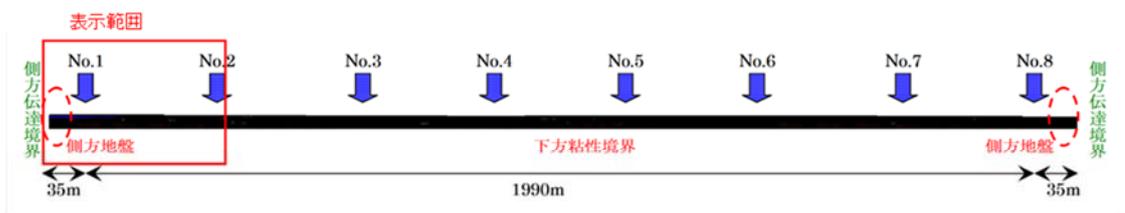
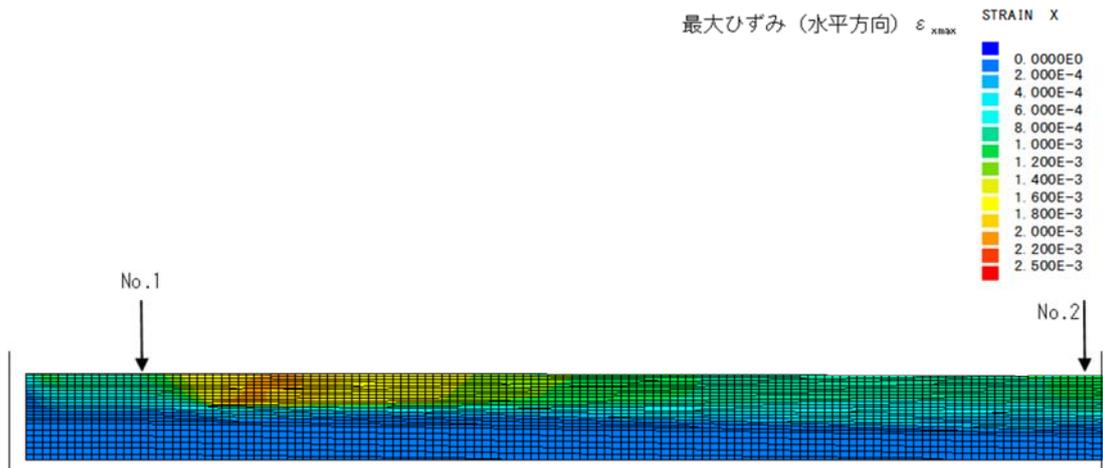
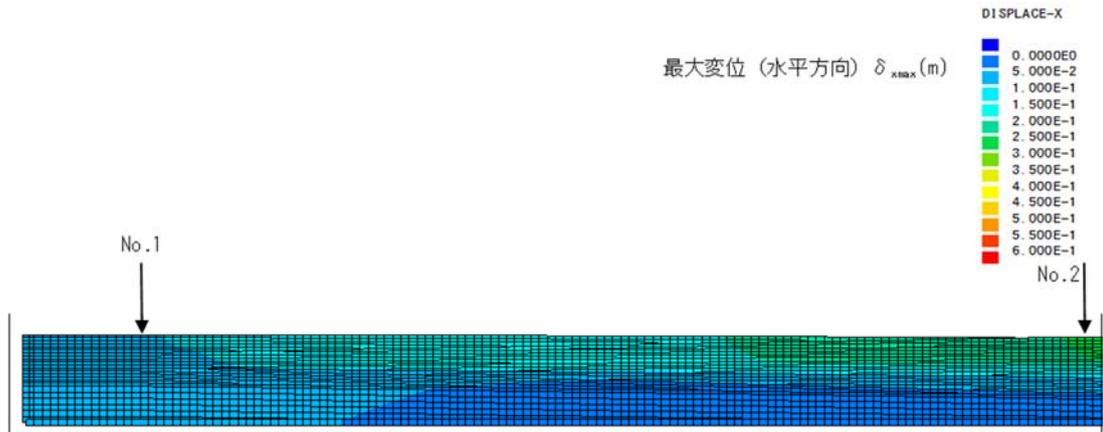


図 3.9(a) 東京湾北部地震波(No.1 から No.2)

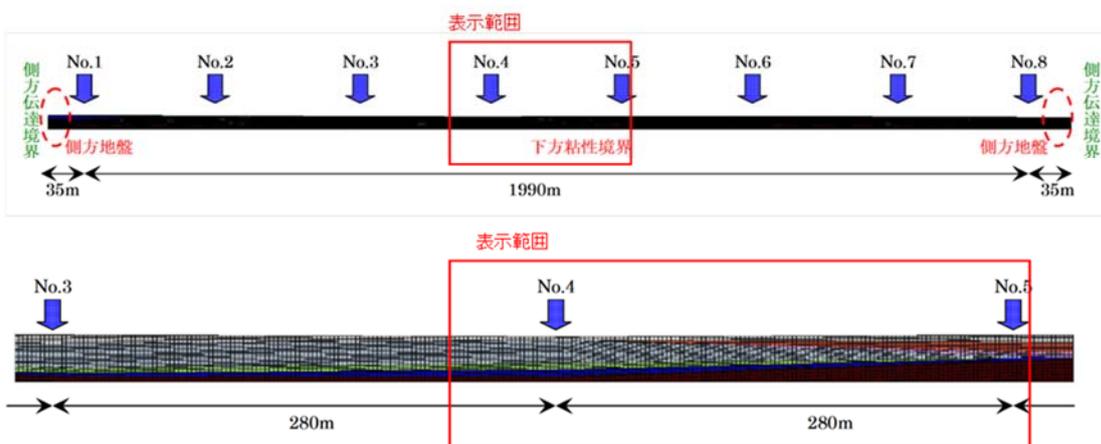
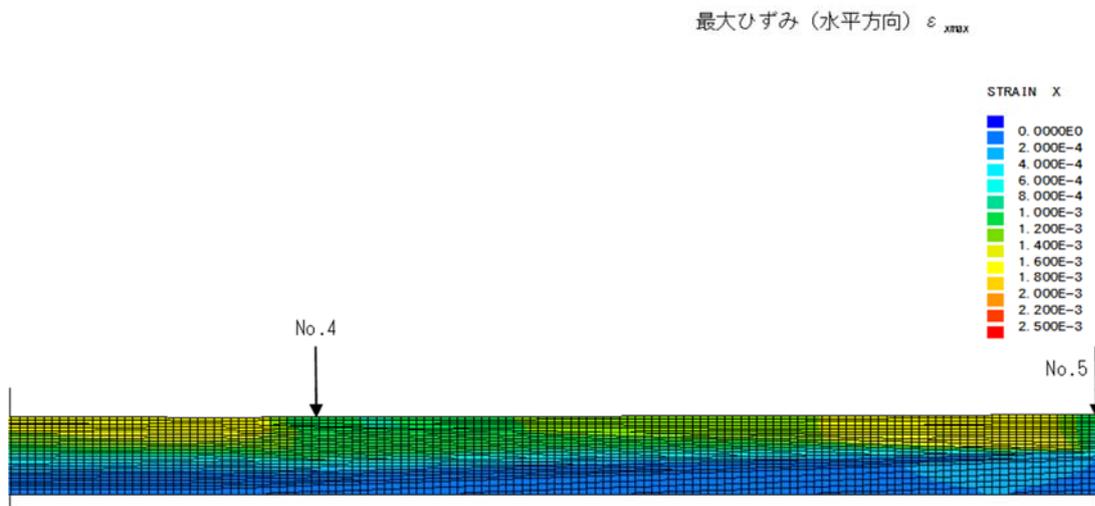
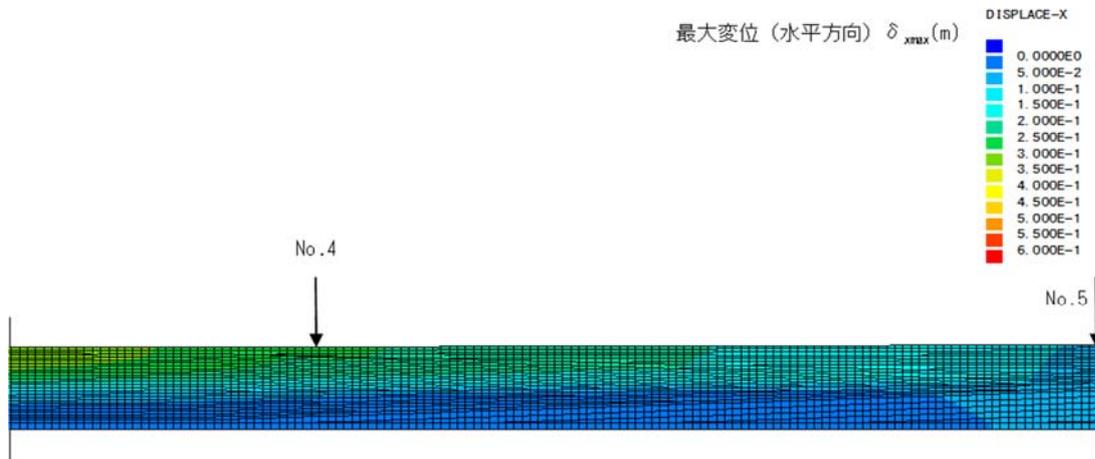


図 3.9(b) 東京湾北部地震波(No.4 から No.5)

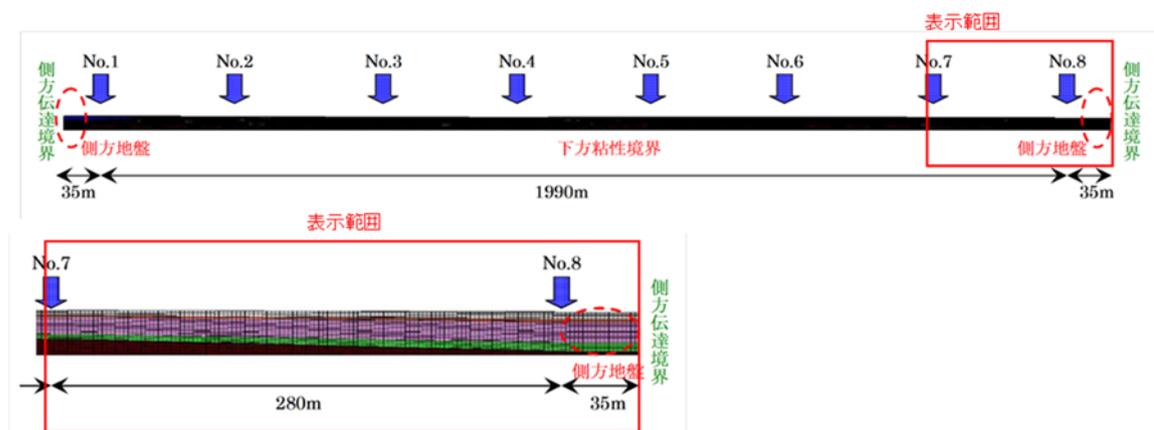
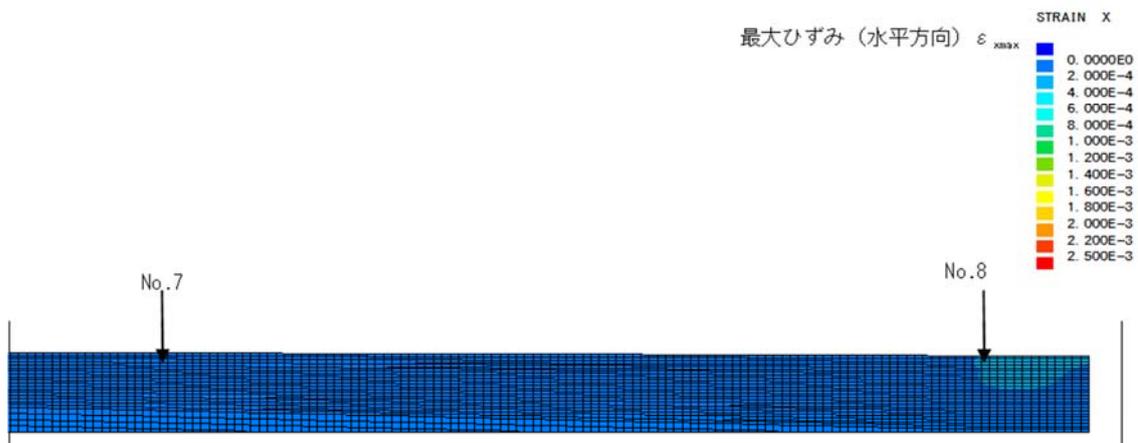
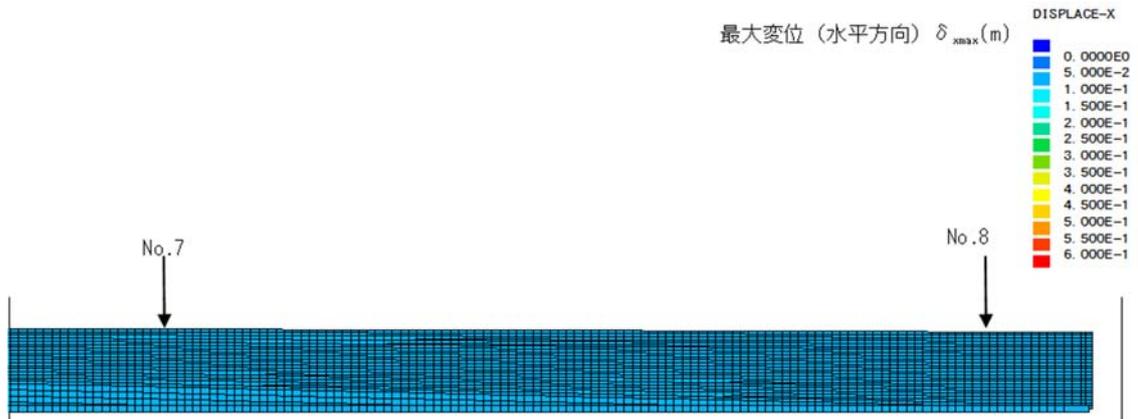


図 3.9(c) 東京湾北部地震波(No.7 から No.8)

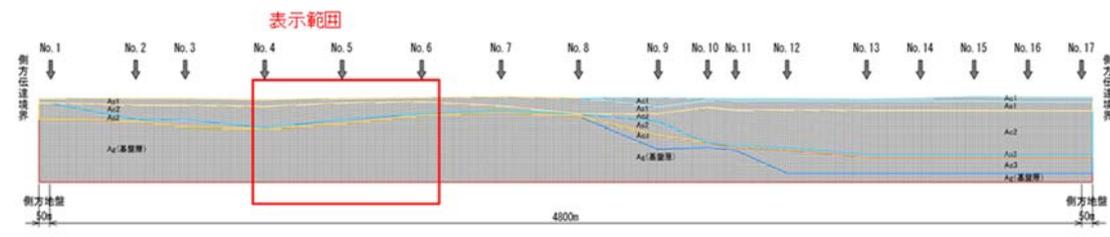
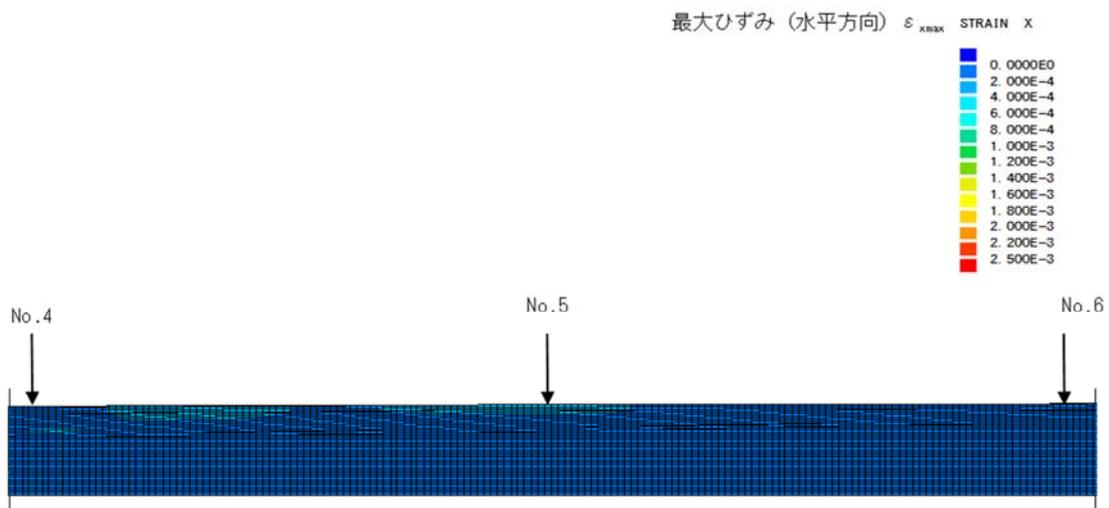
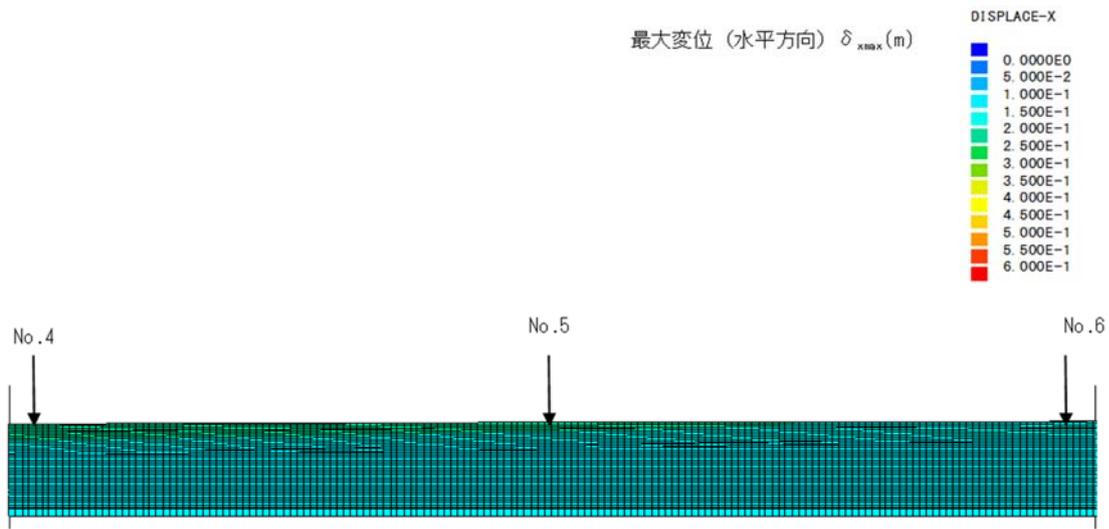


図 3.9(d) 東京湾北部地震波(No.4 から No.6)

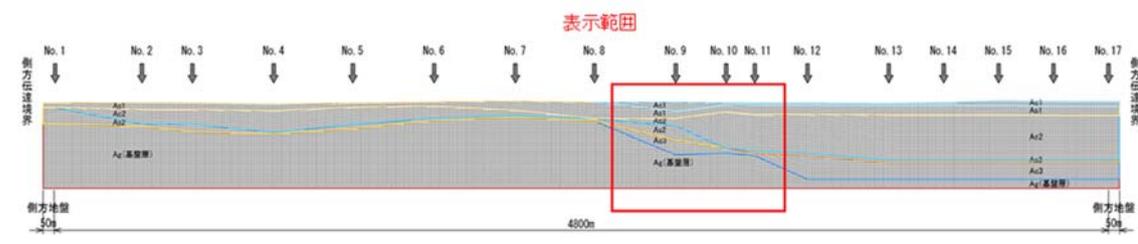
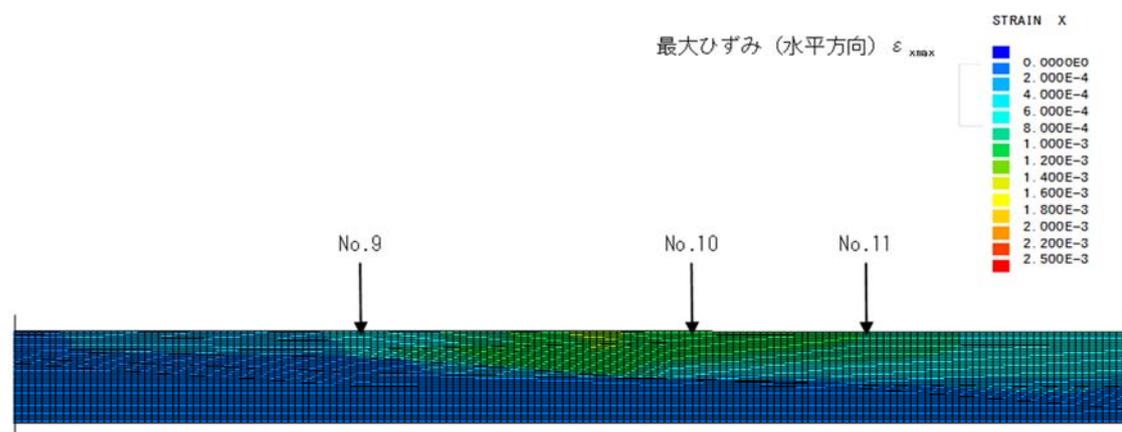
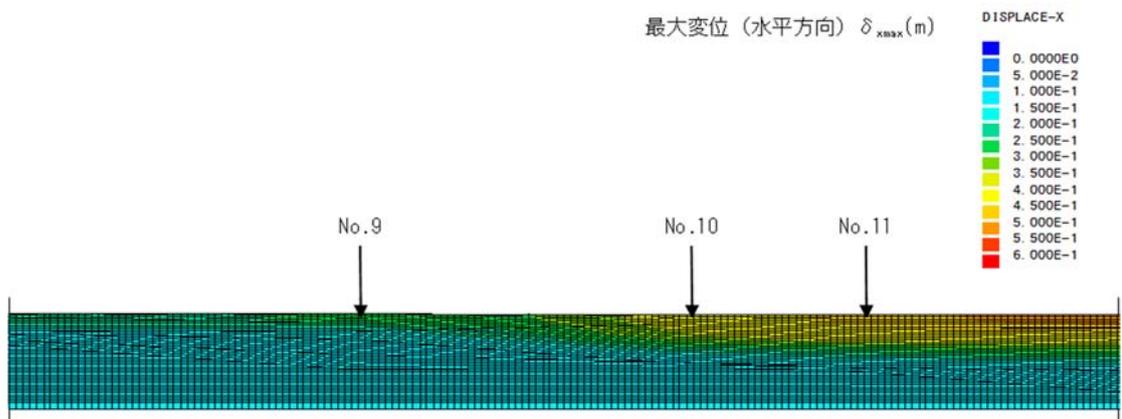


図 3.9(e) 東京湾北部地震波(No.9 から No.11)

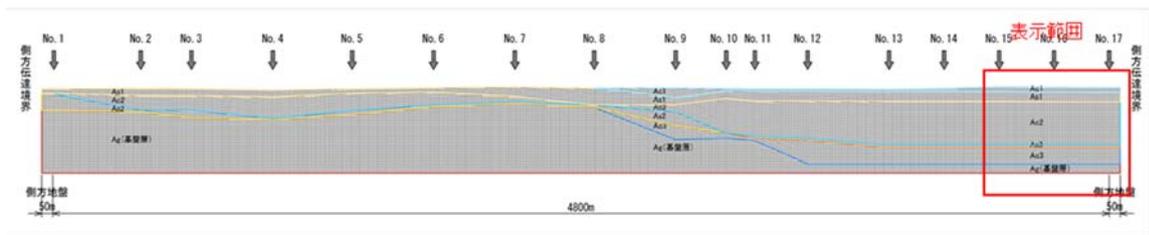
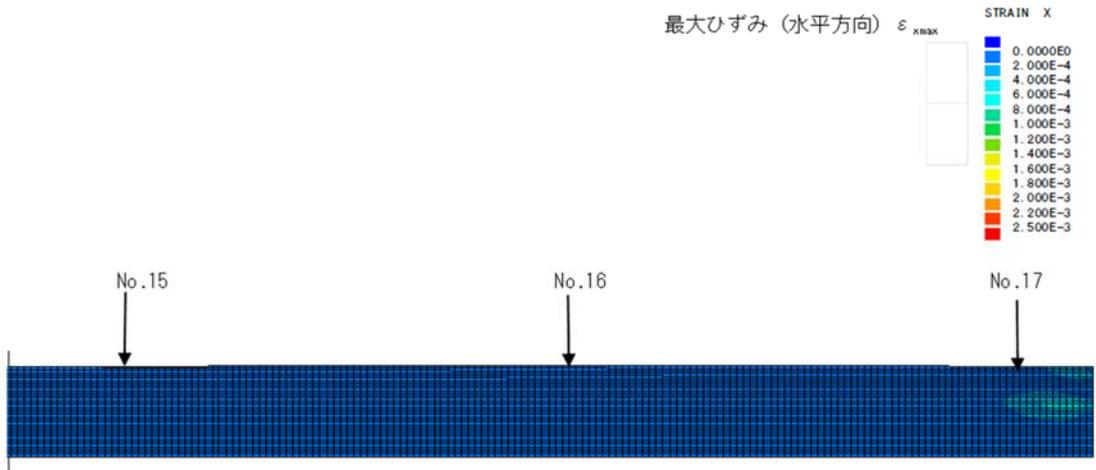
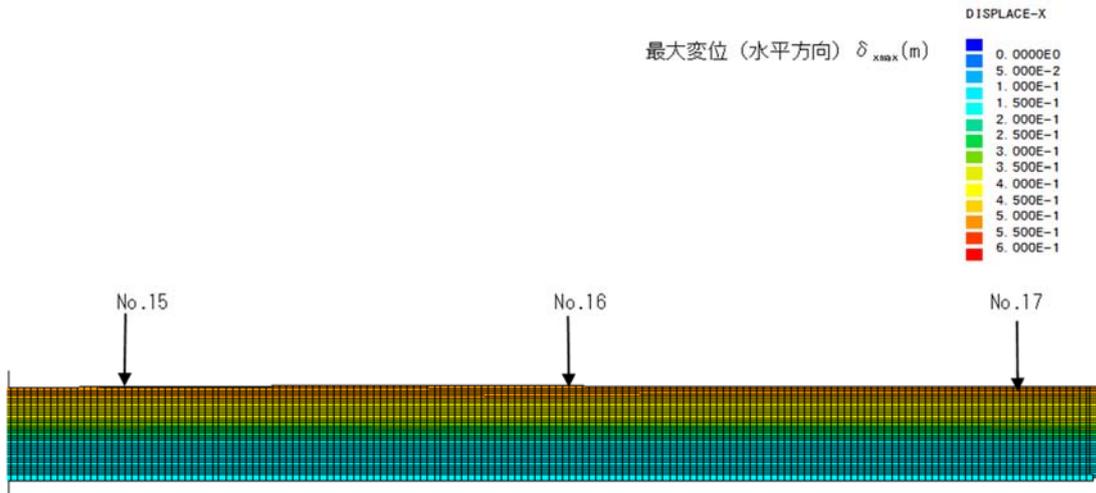


図 3.9(f) 東京湾北部地震波(No.15 から No.17)

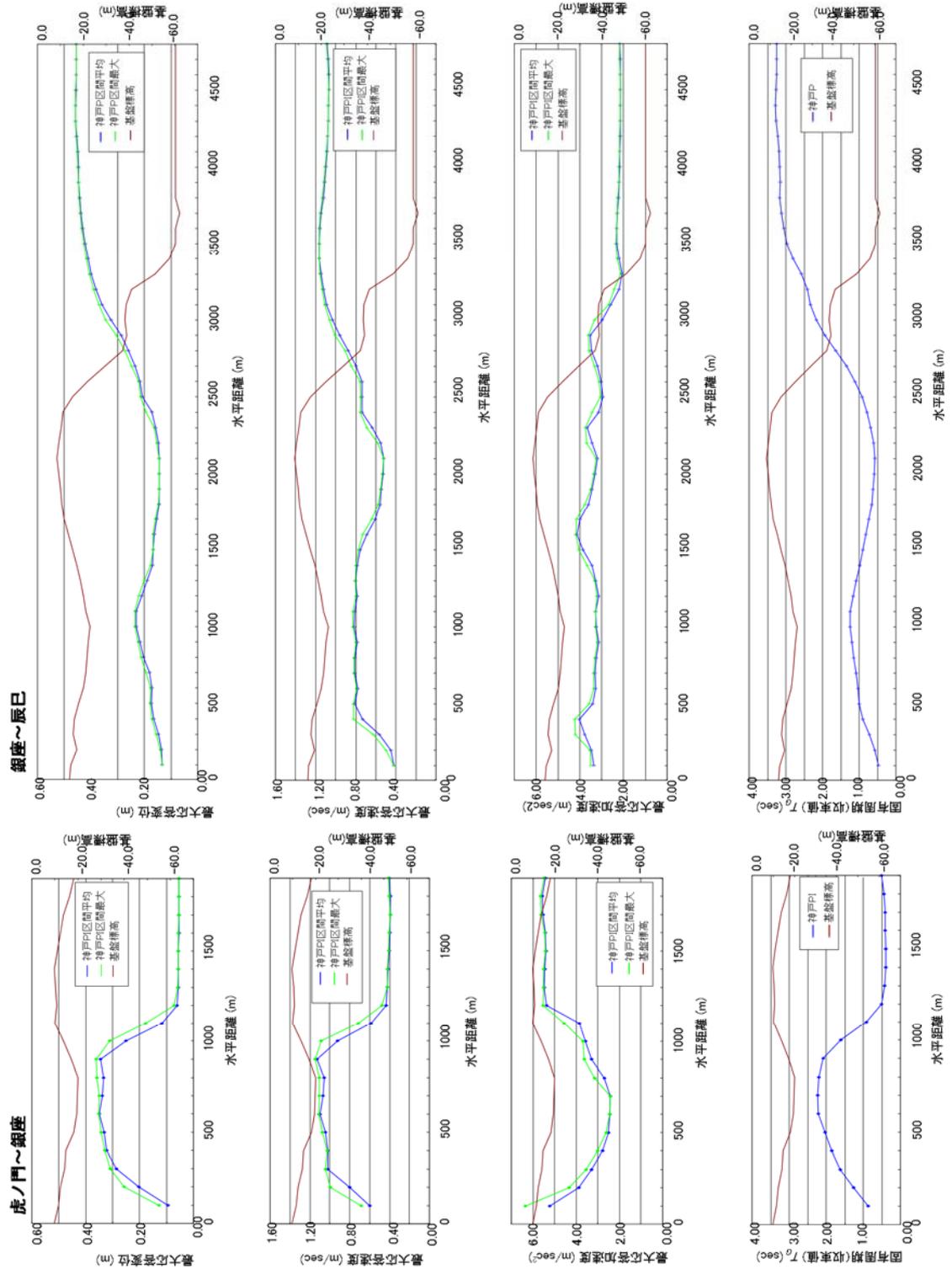


図 3.10 神戸ポートアイランド観測波(最大変位, 最大速度, 最大加速度, 固有周期)

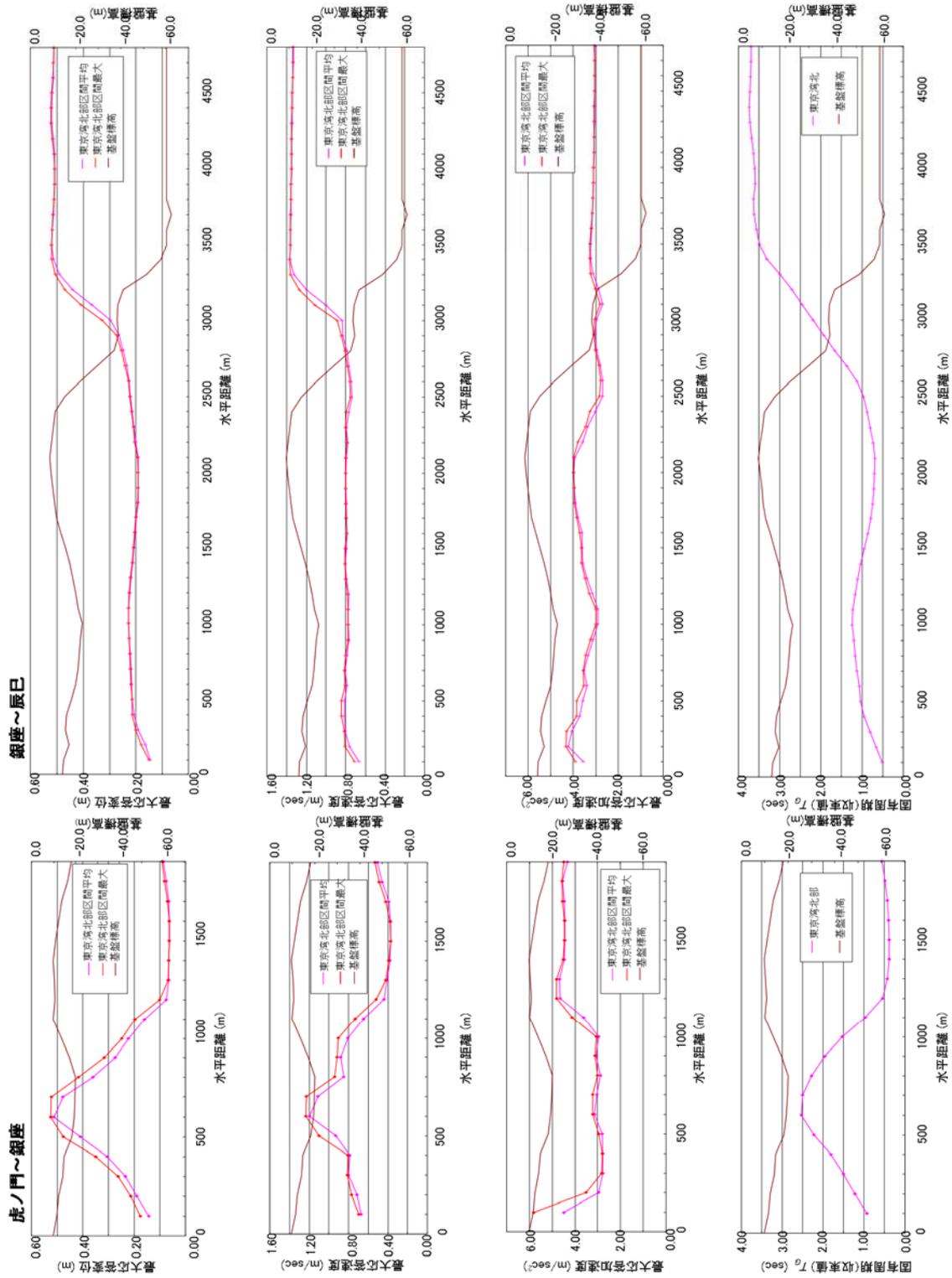
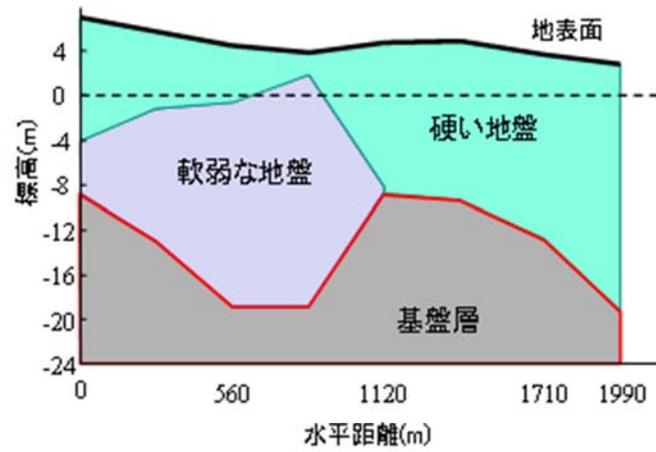
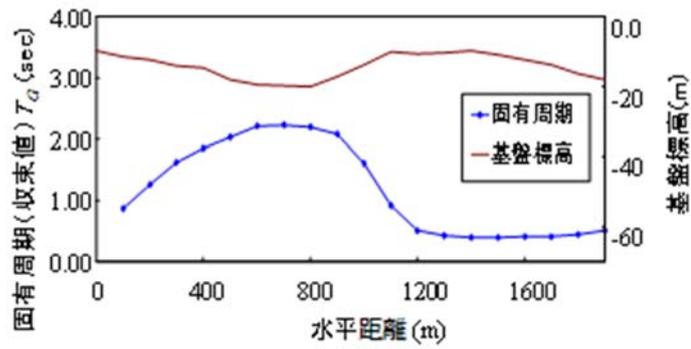


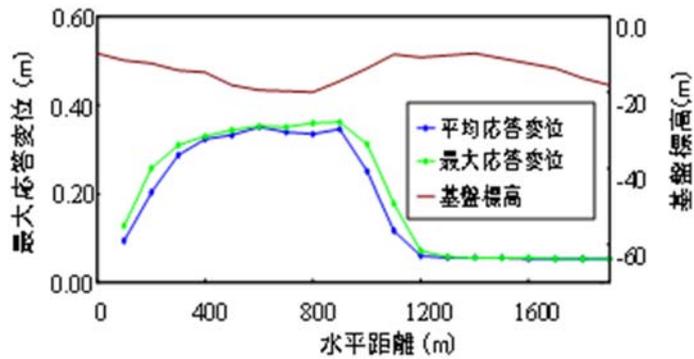
图 3.11 东京湾北部地震波(最大变位, 最大速度, 最大加速度, 固有周期)



(a)地盤概要(虎ノ門～銀座)



(b)固有周期



(c)地盤の応答変位

図 3.12 地盤の固有周期(T_n)と応答変位(神戸ポートアイランド観測波)

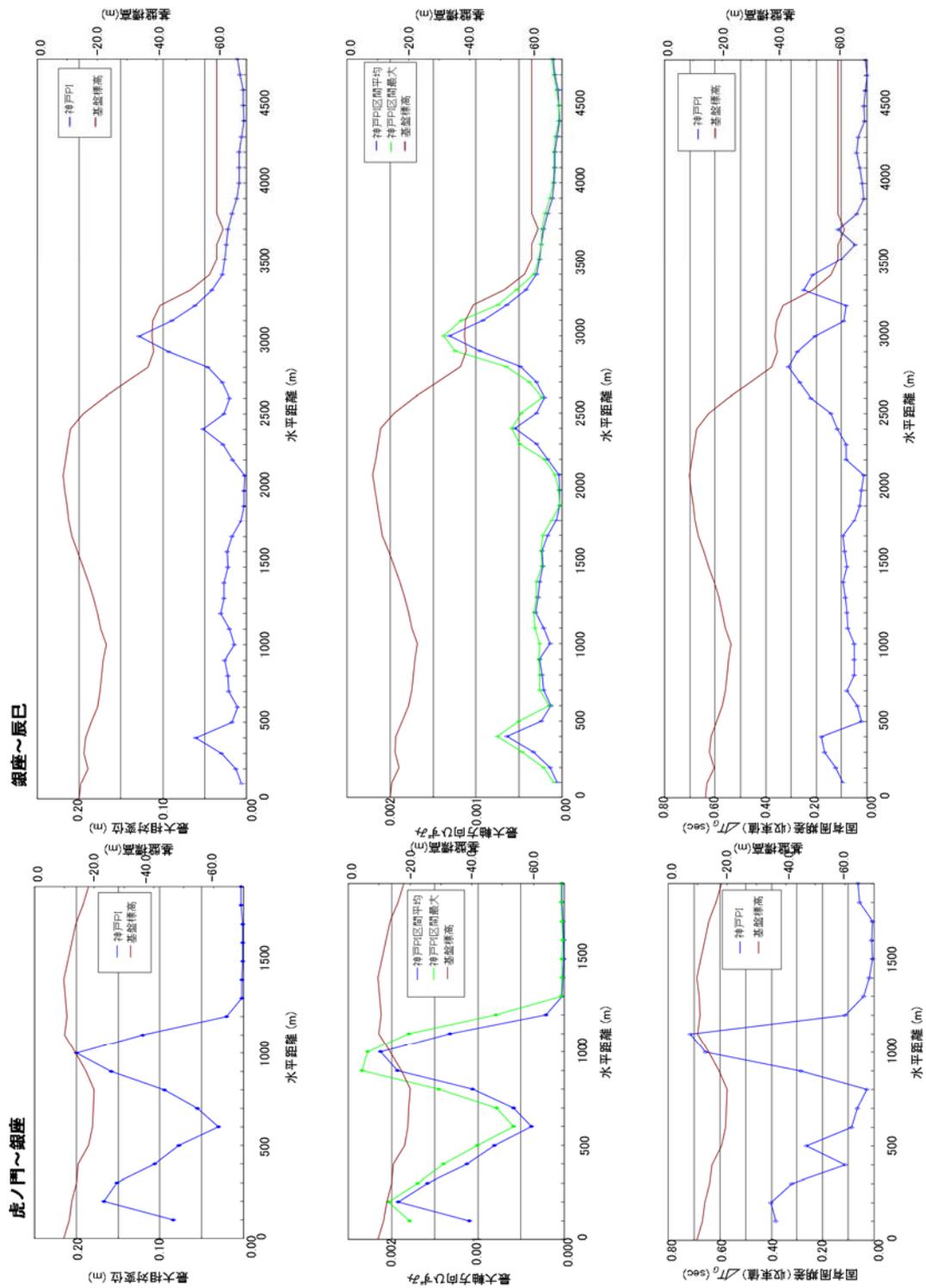


図 3.13 神戸ポートアイランド観測波(最大相対変位, 最大水平方向ひずみ, 固有周期差)

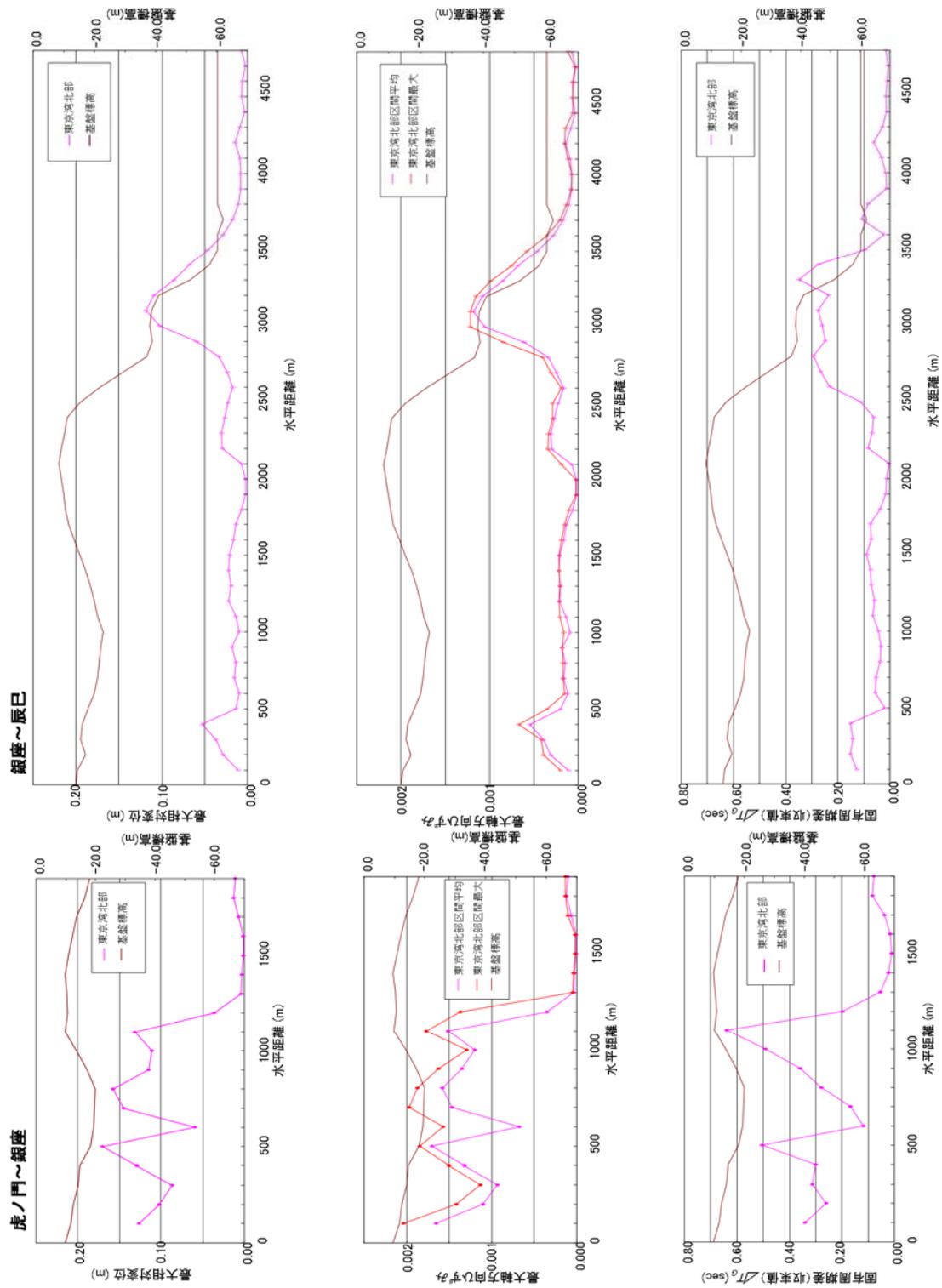
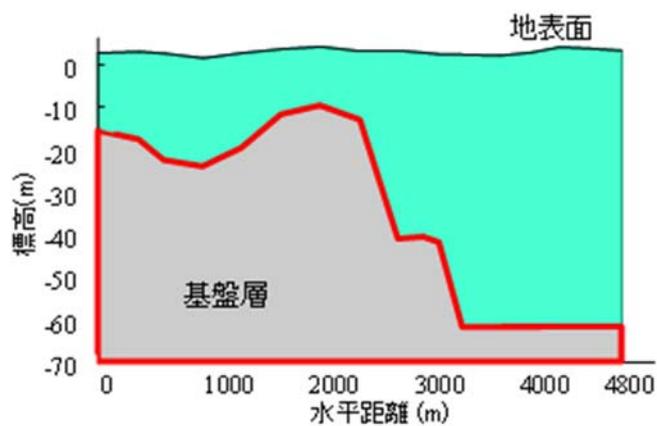
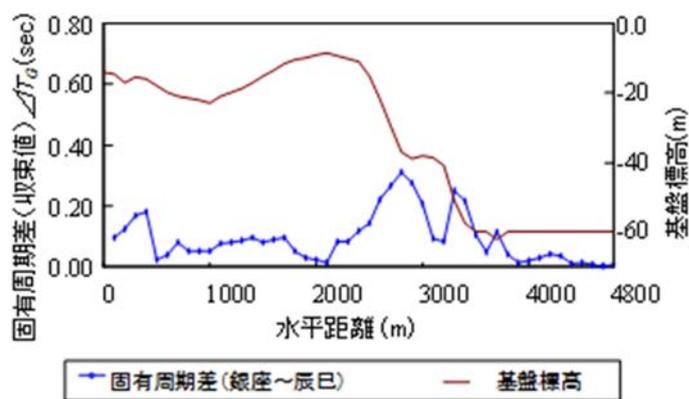


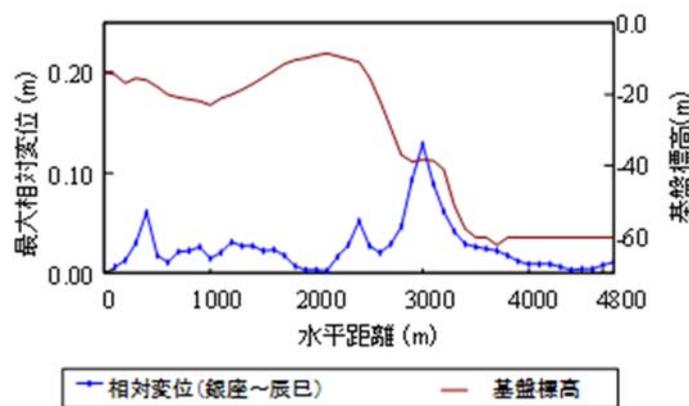
図 3.14 東京湾北部地震波(最大相対変位, 最大水平方向ひずみ, 固有周期差)



(a)地盤概要(銀座～辰巳)

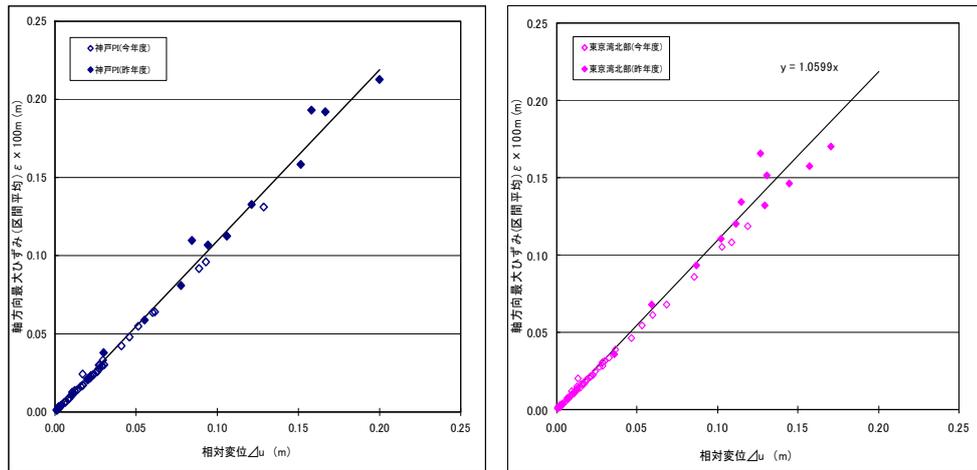


(b)固有周期差



(c)相対変位

図 3.15 固有周期差(ΔT_0)と相対変位(神戸ポートアイランド観測波)



(a)神戸ポートアイランド観測波 (b)東京湾北部波

図 3.16 水平方向の相対変位とひずみとの関係

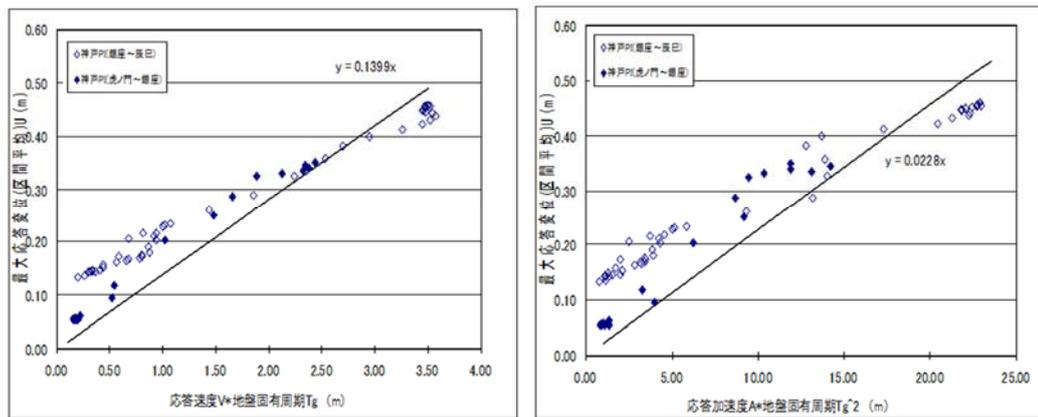
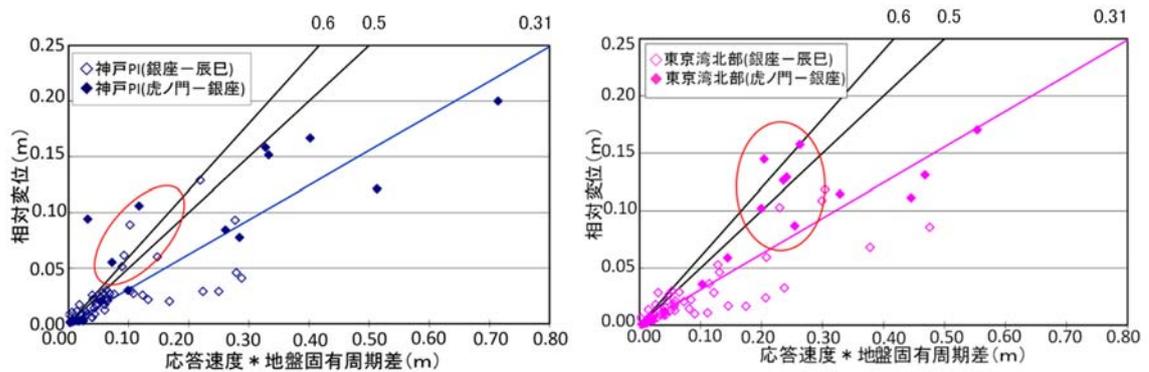


図 3.17 地表面応答変位と応答速度, 応答加速度の関係(神戸ポートアイランド観測波)



(a)神戸ポートアイランド観測波

(b)東京湾北部地震波

図 3.18 動的影響係数 K の設定に関する分析結果

3.1.3 地盤の相対変位式における諸数値の設定

(1) 動的影響係数 K

動的影響係数 K を設定するために、地表面の相対変位 Δu と $V \cdot \Delta T_G$ (応答速度×固有周期差) の関係を図 3.18 に整理した。これらのプロットは FEM メッシュの 100m 毎の地表面の値を抽出したものであるため、とう道の埋設深さによる低減係数は $f(z/H) = 1.0$ とした。

解析結果のプロットに対して原点を通る回帰直線を引くと、その傾きは神戸ポートアイランド波および東京湾北部波とも $K/\pi = 0.31$ となった。一方、同図中の赤線で囲んだ範囲は、地盤急変部であり、動的解析では 1 自由度の定常振動の式より大きくなる場合があることが分かる。これらを考慮して、両波形とも約 2 倍の傾きとすると概ね包含できることから、 $K/\pi = 0.6$ とした。

ただし、地盤条件が複雑な箇所では包含しきれないプロットがあることから、地盤固有周期の変化が複雑な場合には個別に検討を行うこととする。さらに入力地震波や土質条件など多様な条件での検証を加えるなど検討を重ねていく必要がある。

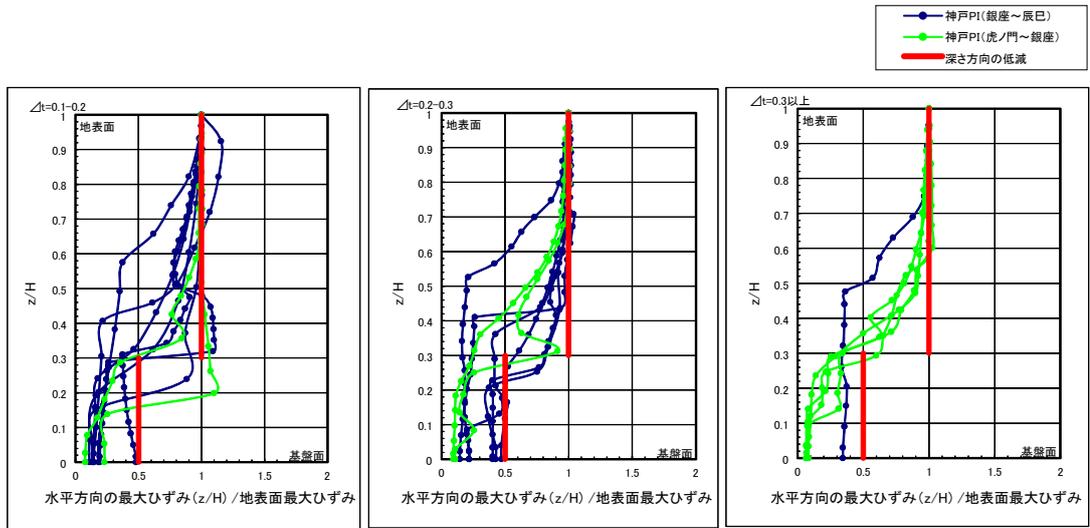
(2) とう道の埋設深さ低減係数 $f(z/H)$

とう道の埋設深さ低減係数 $f(z/H)$ を設定するために、地盤の水平方向最大ひずみと z/H (基盤面からとう道中心までの高さ/表層地盤厚) の関係を整理した。

図 3.19 は FEM メッシュの 100m 毎の最大水平ひずみの深さ方向の分布を、固有周期差 ΔT_G が 0.1 秒以上の地点について整理したもので、横軸は水平方向ひずみを地表面の水平方向ひずみで正規化している。ここで、固有周期差 ΔT_G が 0.1 秒以上に着目したのは、有意な固有周期差が生じている地点の傾向を把握するためである。

この結果から、 $0.3 \leq z/H$ の地表面に近い比較的浅い範囲では深さ方向に水平方向ひずみは低減されないのに対して、 $0 \leq z/H < 0.3$ の基盤面に近い深い範囲では深さ方向に水平方向ひずみが低減される傾向が見られる。そこで、とう道深さ低減係数は、上記の範囲でプロットを包括するように設定することとし、式(3-17)とおおり 2 つの場合に分けて設定する。(図 3.19 の赤線参照)

$$f\left(\frac{z}{H}\right) = \begin{cases} 0.5 & (0 < z/H < 0.3) \\ 1.0 & (0.3 \leq z/H < 1) \end{cases} \quad (3-17)$$

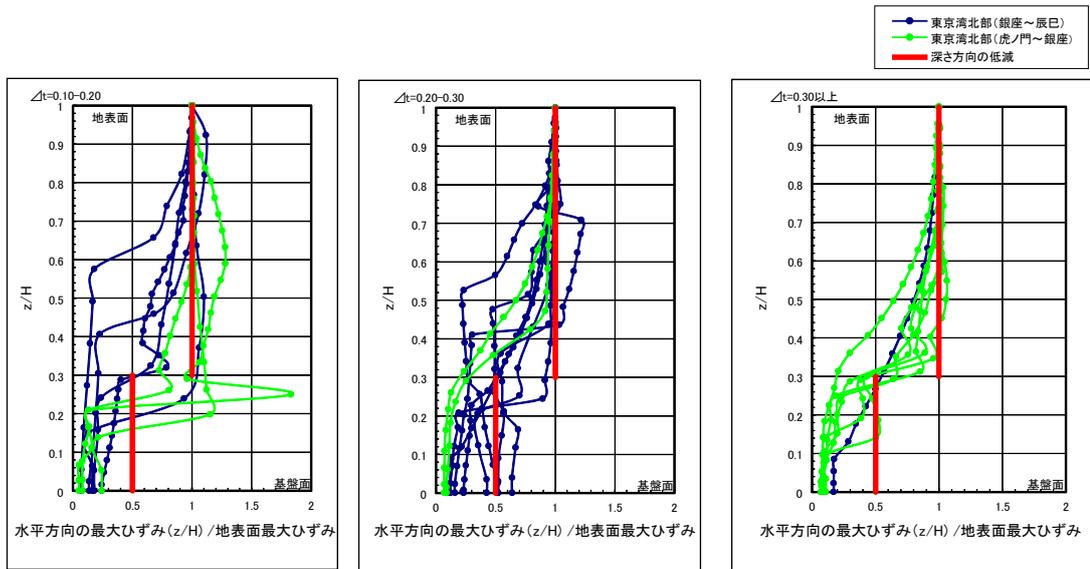


$0.1 \leq \Delta T_G < 0.2$ (sec)

$0.2 \leq \Delta T_G < 0.3$ (sec)

$\Delta T_G \geq 0.3$ (sec)

(a) 神戸ポートアイランド観測波



$0.1 \leq \Delta T_G < 0.2$ (sec)

$0.2 \leq \Delta T_G < 0.3$ (sec)

$\Delta T_G \geq 0.3$ (sec)

(b) 東京湾北部波

図 3.19 とう道深さの低減係数 $f(z/H)$

(3) レベル2地震動による地表面応答速度 V

図 3.6 に示す入力地震波の速度応答特性を確認する。前述したとおり，図 3.7 に水道施設耐震工法指針・解説⁷⁾ に示される設計用速度応答スペクトル（レベル2地震動，上限値 100cm/s）と2次元 FEM 地震応答解析の入力地震動である神戸ポートアイランド観測波，東京湾北部地震波の速度応答スペクトルを併記している。この結果，2つの入力地震動と水道指針速度応答スペクトルとは概ね整合していることが分かる。したがって，地表面応答速度 V については，地盤周期の少しの違いで速度応答が過度に反応することがないことを考慮し，直線で構成される水道施設耐震工法指針・解説⁷⁾ の設計用速度応答スペクトル（レベル2地震動，上限値 100cm/s）を採用する。

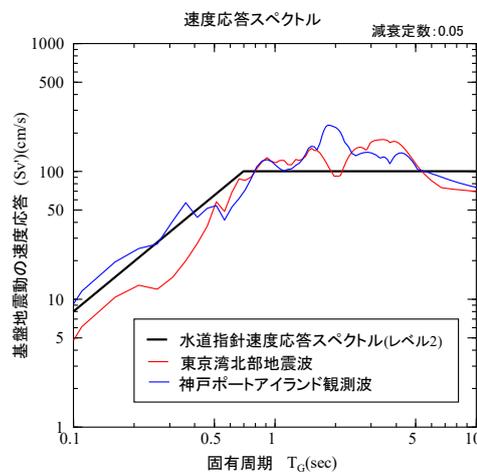


図 3.7 速度応答スペクトル(再掲)

(4) レベル2地震動による地盤の剛性低下の影響

N 値により変換されるせん断弾性波速度 V_s は微小ひずみ時の値であるため，それより計算される地盤の固有周期 T_G はレベル2地震時の地盤せん断剛性のひずみ依存性を考慮できていない。地震時の地盤ひずみレベルによる剛性低下を考慮した表層地盤の固有周期 T_G' は，水道施設耐震工法指針・解説⁷⁾ では式(3-18)のとおり示されている。

$$\begin{aligned} \text{レベル1地震動} : T_G' &= 1.25T_G \\ \text{レベル2地震動} : T_G' &= 2.00T_G \end{aligned} \quad (3-18)$$

本検討で提案するシールドとう道の突き出し現象への対策要否の判定は，レベル2地震動を想定しているため，固有周期 T_G および固有周期差 ΔT_G においても地震時の剛性低下の影響を考慮したものとして設定する必要がある。2次元 FEM 地震応答解析からも，神戸ポートアイランド観測波を入力した場合の固有周期は初期剛性の 1.9 倍程度に長周期化しており，東京湾北部波を入力した場合の固有周期は 2.1 倍程度に長周期化していることが分かった。

レベル2地震時の地盤の長周期化は水道施設耐震工法指針と同程度となることが確認できたので、本研究では、水道施設耐震工法指針のレベル2地震動 $T_G' = 2.00T_G$ の関係を用いる。

3.2 シールドとう道立坑接続部の相対変位の算出

3.2.1 シールドとう道立坑接続部の相対変位 δ

相対変位を受けるとう道の立坑際に一定以上の軸力が作用するときにすべりを生じる条件から突き出し量を計算する。長さ L の区間で線形に増加する地盤変位をばね支持したはりに作用させる。区間 $(0, L)$ と (L, ∞) に分けて解析解を求める。図 3.20 に立坑際の軸力評価モデル図を示す。図 3.21 に軸力 N が作用する場合の立坑際のすべりモデルを示す。

立坑部は変位が小さいときには弾性的に挙動すると仮定し、ばね定数 β のばね境界とし Δ_0 以上ではすべりを生じるモデルである。鈴木⁹⁾の研究から軸変位を u として支配方程式は、

$$\begin{cases} \frac{d^2 u}{dx^2} - \lambda^2 u = -\lambda^2 \Delta u x / L & (0 < x < L) \\ \frac{d^2 u}{dx^2} - \lambda^2 u = -\lambda^2 \Delta u & (L < x < \infty) \end{cases} \quad (3-19)$$

となる。ここで剛比係数 λ は、軸剛性を EA 、地盤ばね定数を W として式(3-20)となる。

$$\lambda = \sqrt{\frac{W}{EA}} \quad (3-20)$$

境界条件は $x=0$ でばね境界条件、 $x=L$ で軸変位と軸力が連続する条件とする。微分方程式を解くと $x=0$ における軸変位 δ は、

$$\delta = \frac{1 - e^{-L\lambda}}{L(\lambda + \beta)} \Delta u \quad (3-21)$$

となる。ここですべり変位が支配的であり、弾性変位がわずかであるとして突き出し量の近似式を作成する。すなわち $\beta \rightarrow \infty$ として固定境界条件で近似すれば $x=0$ における軸ひずみ ε は、

$$\varepsilon = \frac{1 - e^{-L\lambda}}{L} \Delta u \quad (3-22)$$

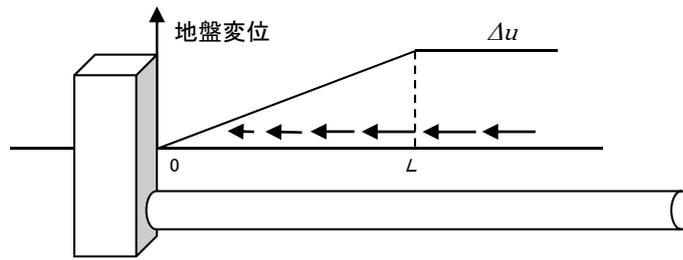


図 3.20 立坑際の軸力評価モデル

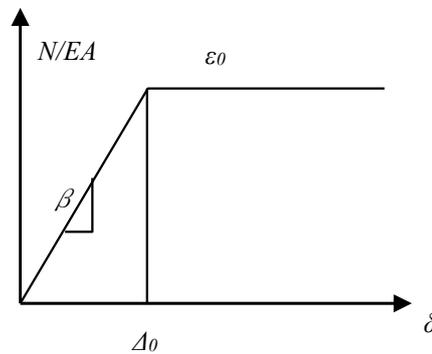


図 3.21 立坑際のすべりモデル

となり，すべり始める条件である ε_0 に達する相対変位量を決めることができる．この値以上の地盤変位に対して軸変位を計算すると

$$\delta = \frac{1 - e^{-L\lambda}}{L\lambda} \Delta u - \frac{\varepsilon_0}{\lambda} \quad (3-23)$$

となる．この式は $x=0$ を自由境界とした軸変位から一定値を差し引いた変位量となっている．トンネル軸方向の地盤ばね定数 W は，以下の式(3-24)により求める．

$$W = C_l \cdot G_s, \quad G_s = \rho V_s^2 \quad (3-24)$$

ここで， C_l は管軸方向の地盤の剛性係数であり，水道施設耐震工法指針・解説⁷⁾より，1.5 とする．また，粘性土の場合一般にひび割れ程度の隙間からの漏水は粘土が詰まって自然に止まるので対策が不要と考えられることから，本検討においては，地盤の密度 ρ は，砂質や砂礫の密度として 19kN/m^3 とする．

3.2.2 とう道のすべり開始軸ひずみ

とう道立坑口に発生する軸力 N_0 に抵抗するのは、立坑口のコンクリートのせん断坑力である。コンクリートのせん断強度以下では軸力は弾性的に変化し、せん断強度以上では一定の抵抗ですべりが生じる。しかし、立坑と後打ちしたコンクリートの付着が切れてすべりが生じる場合もある。

とう道立坑口ですべりが発生するときの軸力を

$$N_0 = \pi \cdot D \cdot t \cdot \tau_f \quad (3-25)$$

とする時、とう道軸方向の圧縮ひずみ ε_0 は、とう道外径を D 、立坑壁厚を t 、コンクリートのせん断抵抗力を τ_f 、とう道の軸圧縮剛性を EA とすると、次式(3-26)で計算される。

$$\varepsilon_0 = \frac{\pi D t \tau_f}{EA} \quad (3-26)$$

トンネル標準示方書 シールド工法・同解説⁸⁾によると、せん断強度に達する場合、コンクリートの許容せん断応力度 $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ のとき $\tau_f = 0.82\text{N/mm}^2$ となる。また、立坑と後打ちしたコンクリートの付着が切れる場合、コンクリートの許容付着応力度 $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ のとき $\tau_f = 0.84\text{N/mm}^2$ となる。よって、せん断抵抗力の小さい $\tau_f = 0.82\text{N/mm}^2$ を採用することとする。

NTTにおけるシールドとう道には、外径に応じて0号(2750mm)から5号(5700mm)を標準としており、セグメントも号数毎に規格化されている。各号毎に算出すると2号シールドとう道で最小値となることが分かった。立坑の壁厚が薄いほど、すべり出しの軸ひずみ ε_0 が小さくなることから、2号とう道の外径3.55m、立坑壁厚1mとして算定すると、とう道のすべり開始軸ひずみは、 $\varepsilon_0 = 8.5 \times 10^{-4}$ となる。

3.3 シールドとう道立坑接続部の突き出し現象に関する簡易判定手法の提案

3.3.1 判定手順

シールドとう道立坑口の突き出し対策の要否判定は、図 3.22 に示す要否判定手順により行う。

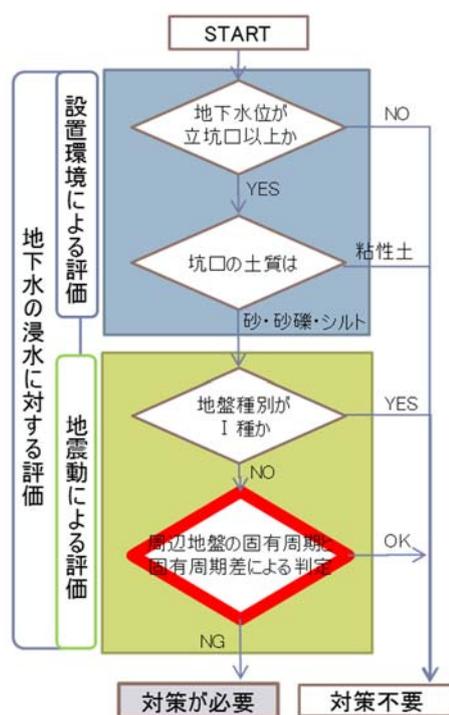


図 3.22 シールドとう道立坑口の簡易判定手順

1) 立坑口と地下水位

立坑口が地下水位より浅い場合は、地震被災時において地下水浸入による通信機能低下を招くことはないので、対策不要と判断する。

2) 立坑周囲の土質

とう道周辺が粘性土の場合は、一般にひび割れ程度の隙間からの浸水は粘土が詰まって自然に止まると考えられ、事後対策が十分に可能であり、対策不要と判断する。

3) 地盤種別

道路橋示方書に示す耐震設計上の地盤種別が I 種地盤である場合、とう道は基盤相当の地盤に位置するため構造物に影響はないと考え、対策不要と判断する。

4) 周辺地盤の固有周期と周期差による判定

式(3-9)、式(3-23)で定式化した、とう道立坑口の相対変位算出方法を用いて、地盤の固有周期 T_G と固有周期差 ΔT_G によるシールドとう道突き出し対策の要否判定チャートを用いて対策の要否を判定する。なお、固有周期の算出は、道路橋示方書に示されている次式を用いる。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (3-27)$$

ここに、

T_G : 地盤の固有周期(s)

H_i : i 番目の地層厚さ(m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

3.3.2 シールドとう道突き出し対策の要否判定チャートの提案と検証

ここでは、式(3-9)、式(3-23)で定式化したとう道立坑口の相対変位算出方法を用いて、地盤の固有周期と固有周期差によるシールドとう道突き出し対策の要否判定チャートを作成する。なお、立坑口の許容変位の目安は、とう道側の付着が切れて滑り始めることを考慮するとともに、地震時にシールドとう道が突き出した場合に簡易な補修が可能で大規模修復に至らない範囲であることなど安全側に考え、0.1mmで算出する。

図 3.23 は、とう道深さ低減係数 $f(z/H) = 1.0$ ($z/H \geq 0.3$; 地表面に近く比較的浅い範囲) の要否判定チャートを示す。また、図 3.24 には、とう道深さ低減係数 $f(z/H) = 0.5$ ($0 \leq z/H < 0.3$; 基盤面に近く比較的深い範囲) の要否判定チャートを示す。

図中には、1995年兵庫県南部地震、2011年東北地方太平洋沖地震におけるシールドとう道の被災状況をプロットしている。図 3.23 において、兵庫県南部地震で突き出し現象が見られた事例は、許容値以上の領域にプロットされている。突き出し現象が無かった事例も許容値を上回る領域にプロットされているが、立坑口に突き出し現象を抑制する支障物があったため、突き出さなかったものと考えられる。なお、図 3.24 において、基盤面に近く比較的深いとう道の被災事例は無く、対策不要の領域にプロットされている。

以上のことから、許容値は 0.1mm (とう道がすべり始める状態) とすれば、過去の被災事例を反映できていることが分かった。なお、図 3.23 および図 3.24 の対策要否判定の境界線は式(3-9)、式(3-23)から求めた式(3-28)による。なお、剛比係数 λ と地表面応答速度 V は、固有周期 T_G の関数となる。

$$\Delta T_G = \left(\delta + \frac{\varepsilon_0}{\lambda} \right) \frac{L\lambda}{1 - e^{-L\lambda}} \frac{\pi}{KV \times f(z/H)} \quad (3-28)$$

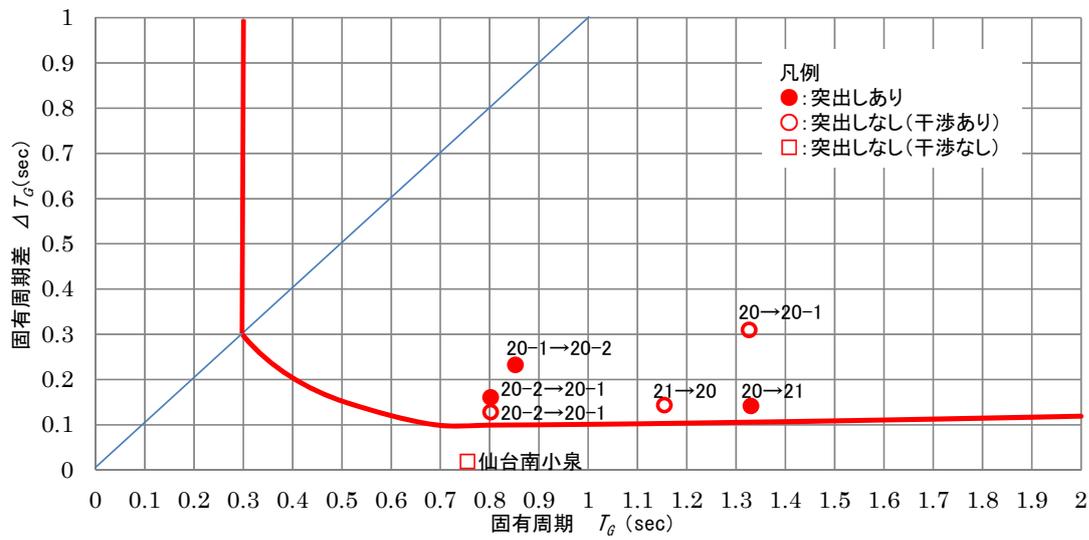


図 3.23 要否判定チャート($z/H \geq 0.3$)

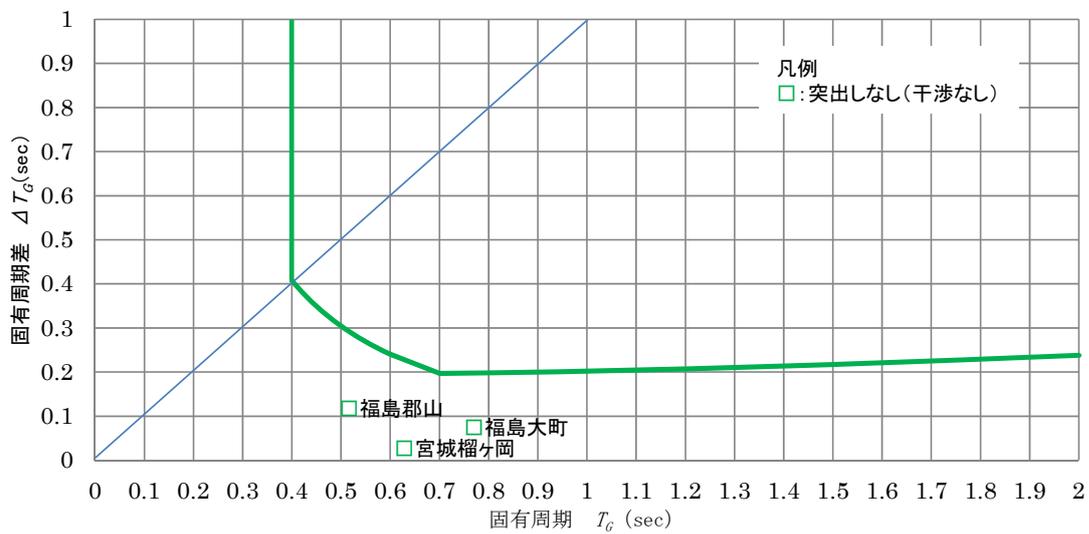


図 3.24 要否判定チャート($0 \leq z/H < 0.3$)

3.4 活用方法

実際の判定においては、図 3.22 に示した判定手順により検討対象を絞り込んだ上で、以下の検討を行う。

- 1) 立坑位置のボーリング(Br-1)と、とう道ライン上で直近のボーリング(Br-2)について、それぞれ固有周期 T_{G1} および T_{G2} を道路橋示方書で示された方法で算出する。
- 2) レベル 2 地震時の剛性劣化を考慮した固有周期 T_G' をそれぞれ算出する。
- 3) 固有周期差 ΔT_G を T_{G1}' と T_{G2}' の差から算出する。
- 4) レベル 2 地震時の剛性劣化を考慮した立坑口の固有周期 T_{G1}' と固有周期差 ΔT_G を、図 3.23、図 3.24 の要否判定チャートにプロットすることで、対策の要否判定を行う。

活用例として、東京立川方面から東京辰巳方面に実在するシールドとう道立坑接続部における試算例を表 3.3 に、図 3.25 に要否判定チャートへのプロット例を示す。A から F は、シールド立坑接続部の名称を表わしている。

表 3.3 実在するシールドとう道立坑接続部における試算例

	A	B	C	D	E	F
T_G (sec)	—	—	1.0	1.1	1.41	1.96
ΔT_G (sec)	—	—	0.12	0.004	0.36	0.24
基盤深度(m)	3.1	28.0	23.2	25.0	35.6	22.1
とう道深度(m)	29.8	40.3	21.6	6.7	13.3	15.2
Z/H	基盤内	基盤内	0.07	0.73	0.63	0.31

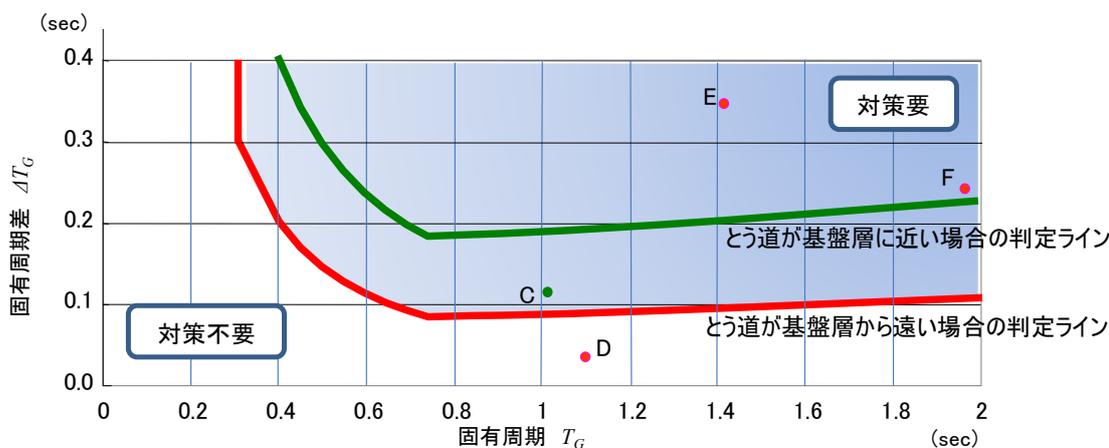


図 3.25 要否判定チャートへのプロット例

A は基盤深度が浅く、基盤層内であるため対策不要と判定、B は軟弱地盤エリアであるが基盤層内にあるため対策不要と判定、C はシールドとう道が基盤面付近にあるため対策不要と判定、D はシールドとう道が基盤層から遠いが基盤面が平坦で固有周期差が小さいことから対策不要と判定、E と F は判定ラインより上部に位置し固有周期差が大きく地震による影響が想定されることから対策必要と判定できる。

これまで対策の要否判定が不明確で対策が進まなかったが、本研究によりシールドとう道立坑口の簡易判定手順が確立されたことで要対策箇所の選定が可能となった。シールドとう道の立坑接続部に対し、地下水位及び立坑口の土質の判定から約 40%が対策不要となり、地盤種別の判定から約 50%が対策不要となった。これにより地盤の固有周期と固有周期差による判定が必要な対象箇所を 10%まで絞り込むことが可能となったと言える。さらに東京都内に実在するシールドとう道立坑接続部を対象に簡易判定手法を実施したところ 6%の設備に対策が必要との判定結果を得ることができ、対策箇所を絞り込むスクリーニング効果が確認できた。

3.5 本章の結論

本研究は、シールドとう道立坑接続部における突き出し現象の簡易判定手法に関する研究である。ボーリングデータを基に算出できる地盤の固有周期 T_G と 2 地点間の固有周期差 ΔT_G から判定チャートを用いる。レベル 2 地震動を想定した動的影響を加味するとともに基盤面からシールドとう道までの距離の影響を反映した上で、対策の必要性を簡易に判定できる手法である。およそ固有周期 0.2 から 2 秒の II 種、III 種地盤を対象としている。兵庫県南部地震、東北地方太平洋沖地震での実被災状況にて検証したところ、被災事例を反映できていることが確認できた。

簡易判定手法の検討に際し、2 次元 FEM 地震応答解析の結果から、1) 軟弱な地盤において、固有周期は大きくなり地盤変位も大きくなる、2) 地盤が急変する場所において、固有周期差 ΔT_G は大きくなり、地盤の相対変位も大きくなる、3) 地盤のひずみと固有周期差に相関がある、ことなどの結果が得られた。これらを用いて簡易判定式を導き出したものである。なお、簡易判定手法は、各種耐震設計指針等の考え方や諸数値を活用するとともに、2 次元 FEM 地震応答解析により得られた知見から諸数値の設定を行っている。

個々の設備に対し、高度で高価な 2 次元 FEM 地震応答解析等を実施することは現実的でなく、軟弱地盤や地盤急変部の影響を加味した簡易判定手法は、スクリーニングとしても実用的と考える。ただし、簡易判定手法は、2 次元 FEM 地震応答解析を不要とするものではない。複雑な地層や地形により地盤固有周期の変化が複雑な場合や設備の重要度など必要に応じ、2 次元 FEM 地震応答解析等を実施することが望ましいと考える。

本提案により、シールドとう道立坑接続部における突き出し現象への対策が必要と考えられる設備対象を、およそ 1 割程度までに絞り込むことができたことは、耐震対策を実施する上で有用である。今後の被災事例に注視し、諸数値等の最適化に向け検討を重ねていく必要がある。

3.6 参考文献

- 1) 地盤工学会：全国電子地盤図(<http://www.denshi-jiban.jp>), 2015.
- 2) 赤尾嘉彦, 伯野元彦：動的解析における無限境界での波動的処理, 土木学会論文報告集, 第 336 号, 1983.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 2012.
- 4) 安田進, 渡部博一：電子地盤図を用いた東京中心部の地震時の揺れに関する検討, 第 13 回日本地震工学シンポジウム, pp.2019-2026, 2010.
- 5) 安田進, 山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性, 第 20 回土質工学研究発表会, pp.539-542, 1985.
- 6) 地震調査研究推進本部：全国地震動予測地図<<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>>
- 7) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説, 2009.
- 8) 土木学会：トンネル標準示方書シールド工法・同解説, 2006.
- 9) 鈴木崇伸：応答変位法による地中構造物の軸変形解析に関する一考察, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.65, No.1, pp.263-272, 2009.

第4章 ケーブル收容管用ライニング管を適用した既設通信管路の耐震性向上に関する提案

1章, 2章で述べたとおり, これまで管路そのものの被害を軽減できる管路の開発, 設計に重点を置いてきたが, これまで最大震度階7の地震をいくつか経験し, 既設管路の性能がおおよそ判明し, 光ケーブルが被災するメカニズムや条件がわかってきている. 要求する耐震性能として, 管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないことと新たに定義し, ケーブル收容管用ライニング管を対象に, 地震時における力学的挙動を解析的, 実験的に明らかにする. その結果, 管路設備が損傷しても, ケーブル收容管用ライニング管が光ケーブルを防護する効果が期待できることを示す.

過去の被災状況から, 地震による地下管路の被災は, 2つのパターンに大別することができる. 一つは地震動により土中で引張, 圧縮を受け, 管路の継手部が被災するパターンであり, もう一つは, 地震動により地盤に変位が生じ, これにより管路が被災するパターンである.

前者の被災パターンでは, 引張力により損傷した継手が地盤振動により, 損傷した継手部で繰り返し衝突し, ケーブル被災にまで至るケースがある. 地震により継手が損傷, 損傷した事例を写真4.1に示す.

後者の被災パターンでも同様に, 管路の連続性が継手部で損なわれた場合には, ケーブル被災にまで至る可能性が高い. 液状化や軟弱地盤における不等沈下, 盛土の変状などに伴い多く見られる被災である. 地盤変状により地下管路が損傷, 露出した事例を写真4.2に示す.

このように, 地下管路の耐震性能は継手部の強度または伸縮, 屈曲許容量に左右されるため, 既設管内部に布設されるケーブル收容管用ライニング管の耐震性, ケーブル防護効果の検討にあたっては, 既設管の継手が破壊した後においてもケーブル收容管用ライニング管が破壊しないか, ケーブル收容空間を確保できるか, といった点に着目する必要がある.

既設管路の内面をライニングする技術は, 下水道等でも導入されており, 日本下水道協会は2011年12月に「管きよ更生工法における設計・施工管理ガイドライン(案)」²⁾を発行している. 同ガイドラインでは, 既設管とライニング管を一体として評価する方法やライニング管のみを評価する方法が提案されているが, 既設管の挙動を考慮したライニング管の耐震設計の考え方や手法は確立されていない.

電気通信分野において, 田中ら^{3),4)}は, ライニングされた管路の耐震性評価方法を提案し, ケーブルを收容していない空き管路用ライニング管を対象とした地震時の挙動及びケーブル防護効果を解析と検証実験により確認している. 空き管路用ライニング管は, 継手構造を有しない, シームレスな円形パイプであり, 本研究対象とする継手構造を有するケーブル收容管用ライニング管とは, 明らかに構造特性及び地震時挙動が異なる.

ケーブル收容管用ライニング管によるケーブル防護効果について, 奥津ら¹⁾及び山崎ら⁵⁾は, 地震応答解析と検証実験を行い, ケーブル收容管用ライニング管と既設管路との接触面積が小さ



写真 4.1 地震による継手損傷



写真 4.2 地盤変状による被害

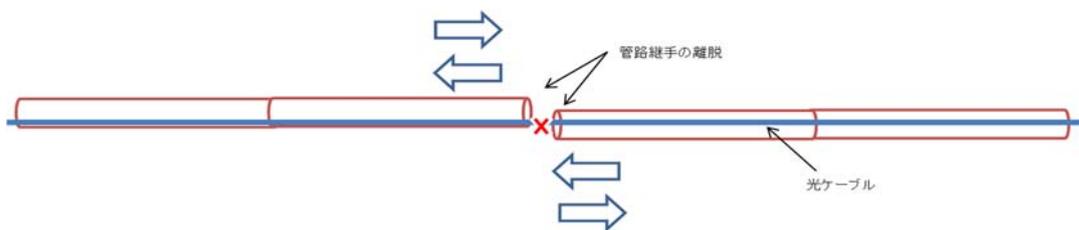


図 2.16 パターン 2:地震動による繰り返し衝突に伴う被災メカニズム(再掲)

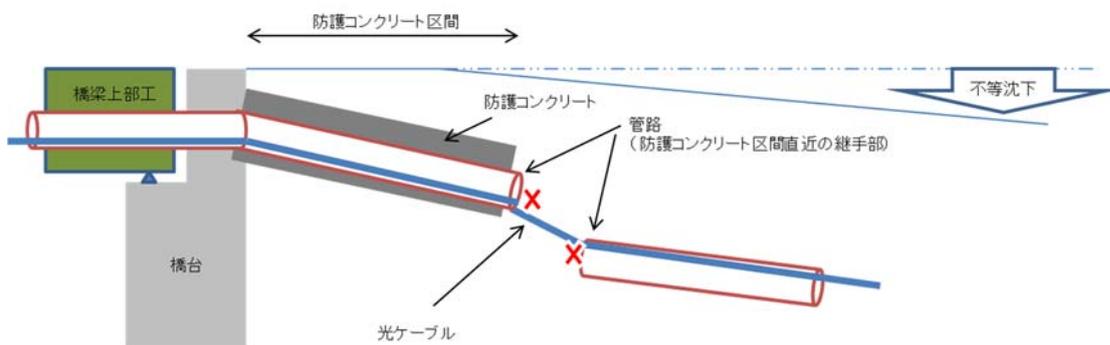


図 2.17 パターン 3:管路区間での不等沈下に伴う引張, 屈曲による被災メカニズム(再掲)

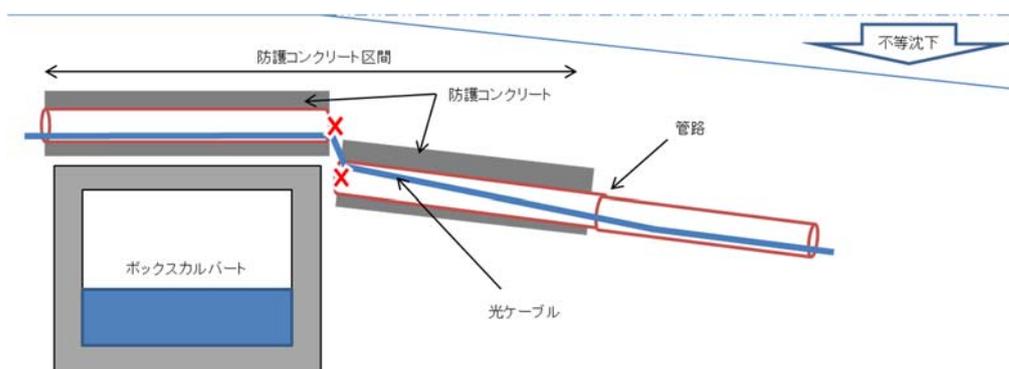


図 2.18 パターン 4:防コン区間内でのせん断作用による破断, 損失増加による被災メカニズム(再掲)

く既設管路の挙動による影響を受けにくいこと、短い間隔で継手があり系として変位を吸収できること、などから地盤ひずみ1.0%の地震動を想定した場合において光ケーブル保護効果が期待できるとし、既設管路継手が損傷した後の地震外力を想定した実験を行っている。しかしながら、光ケーブルが被災に至るメカニズムは十分に明らかになっておらず、さらにメカニズムを考慮した性能評価を示すには至っていない。

本提案では、奥津ら⁹⁾の研究で得られたデータに対して分析を加えるとともに、地震応答解析では求めることが難しい、既設管路が損傷した後のケーブル収容管用ライニング管の光ケーブル防護機能の評価を行い、光ケーブル損傷のメカニズムを実験及び解析的に明らかにし、メカニズム毎の性能評価を4.4節において行う。既設管路継手損傷後のケーブル収容管用ライニング管の挙動を確認する耐震性能評価を行う。図2.16から図2.18（前頁に再掲）に示した光ケーブル損傷メカニズムに基づき、1) 既設管路継手が押し込み、引き抜きにより繰り返し衝突する場合、2) 液状化地盤、軟弱地盤での不等沈下する場合、3) 防護コンクリート破断に伴うせん断作用を受ける場合、にケーブル収容管用ライニング管が損傷せず、連続性やケーブル収容空間を保持することができるかを性能評価する。

その上で、既設管路の損傷後におけるライニング管の光ケーブル防護機能を踏まえ、既設管路への耐震対策としての有用性を提案する。

4.1 ケーブル収容管用ライニング管の開発

本章で対象とするケーブル収容管用ライニング管は、ケーブルを収容したまま管路を再生する目的で、山崎ら⁶⁾が開発した PIT-78(Pipe Insertion Type)と呼ばれるタイプであり、本研究では、このタイプをケーブル収容管用ライニング管として扱う。ケーブルを収容した状態で管路を再生する技術はこれまでになく、特許第 5620218 号に登録されている。ケーブル収容用ライニング管（以下、ライニング管）の概要を図 4.1 に示す。

ライニング管は、既設の1000心光ケーブル1条と新設の細径1000心光ケーブル2条を収容できる様、独立した3つの空間を備えている。材料は主に硬質塩化ビニルである。

構造の特徴としては、推進力を低減するためにライニング管の本体部外径 72.3mm に対し継手部外径 77.7mm と大きく、継手部が主に既設管路と接触する構造とすることで摩擦力を軽減している。既設のねじ継手鋼管の内径は 80.7mm であり、ライニング管継手部における既設管路との隙間は 3mm 程度となる。また、曲線区間への対応として、ライニング管本体同士を接続する継手部分に 6mm の伸び代を設け、一か所で約 7 度の曲げを可能とすることで管軸方向および屈曲挙動に対し柔軟性を持たせている。

ライニング管は、本体部、継手部ともに既設光ケーブルを収容するため分割構造となっており、そこからの水、土砂等の流入を防ぐ必要がある。ライニング管の水密機能として、ライニング管本体部には板状のSBR（スチレンブタジレンゴム）、継手部には超吸水性繊維の止水材を採用し水密性を確保している。

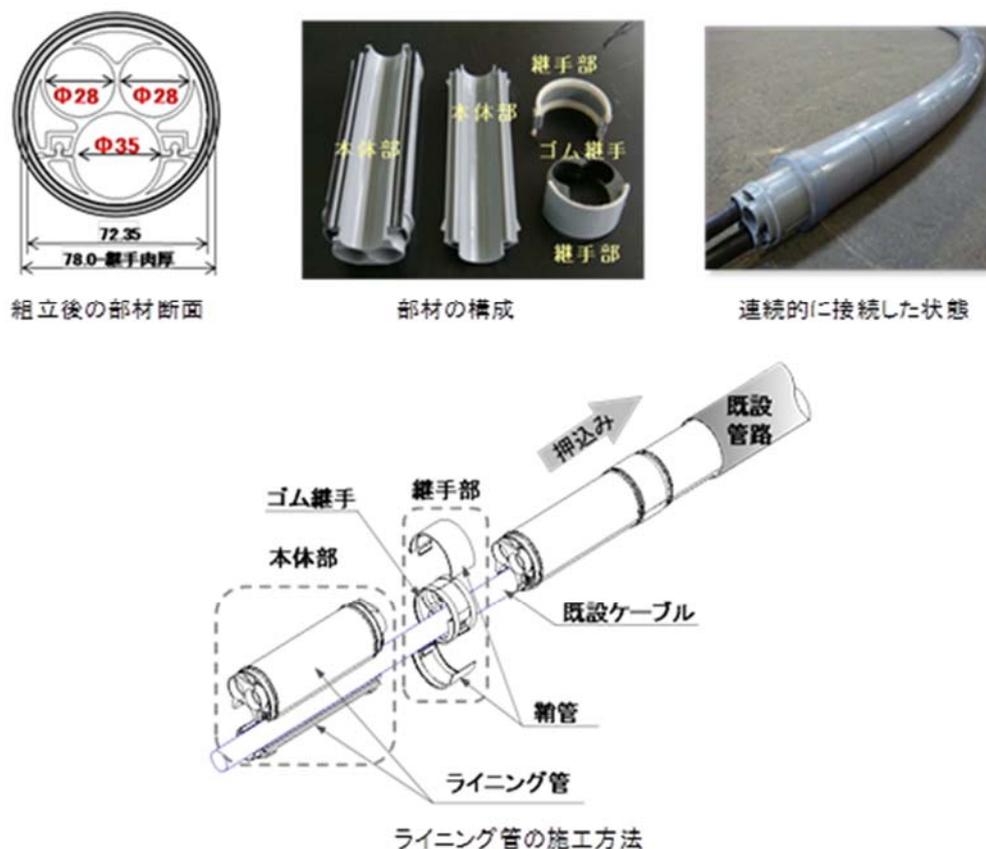


図 4.1 ライニング管の概要

ライニング管の施工方法は、既設光ケーブルを収容しながら本体部をマンホール内で組み立て、その本体部と本体部の間に継手部を接続することで、連続的に既設管路内に押込んでいく。本体部と継手部の接続を繰り返し、相対するマンホールに到達するまで押込むことで、既設管路内へのライニング管の施工が可能となる。押込みに際し、約50から60mまで人力で押込むことが可能であるが、それ以上は元押し装置等の機材を使用する。

なお、付録(2)にケーブル収容管用ライニング管(PIT-78)の性能特性について記載し、構造的な要件や施工面での特徴を示す。施工長150mの場合、約1100Nと比較的軽い推進力で施工可能であることを実験により確認している。推進にかかる時間は1m当り約6から7分程度であり、特殊車両等が必要ないため、交通規制等の緩和が図れる。さらに施工途中の部材を引き戻すことも特徴の1つである。

4.2 二重管構造によるケーブル收容管用ライニング管の非線形地震応答解析

本節では、奥津ら¹⁾の研究で得られたデータに対して分析を加え、その詳細を明らかにすることを目的とする。文献1)では、地震外力は、管軸方向に伝搬する波長を地下管路の区間長を参考に99m、地盤ひずみを最大1.0%、その際の最大変位振幅を158mmとする疎密波としており、1/4波長ずつ位相をずらした4パターンを設定している。地盤ひずみ1.0%までを想定した場合、疎密波の位相によって異なるものの、鋼管は、地盤ひずみが0.4%より大きくなると応答値が限界値を超えて損傷する可能性があるが、ケーブル收容管用ライニング管は、いずれのパターンでも応答値は、評価基準値以下で損傷には至らないという結果となっている。文献1)は、4パターンの1例を示したものであり、本節では、全てのパターンの詳細を示し、考察を加える。

4.2.1 非線形地震応答解析における諸数値設定

埋設管、トンネル等の地中構造物は、地震時に周辺地盤に追従して変形することが知られている。そこで、多くの耐震設計指針類では、地盤の運動を変位で表わし、その変位がばねを介して構造物に強制変位として与えられる応答変位法が用いられている。

文献1)では、地中構造物の地震応答解析に一般的に用いられている応答変位法を応用し、地盤から管路へ、管路からライニング管にばねを介する解析を試みている(図4.2)。

まず地震時の地盤変形を、地盤ばねを介して管路に作用させてその応答(変位)を把握し、次に応答変位法で求めた管路の変位を、拘束力ばねを介してライニング管に作用させることによりライニング管の地震応答を求めている。地震応答解析には、弾性床土上の梁理論に基づく地中管路の地震応答解析プログラムERAUL⁷⁾を用いている。

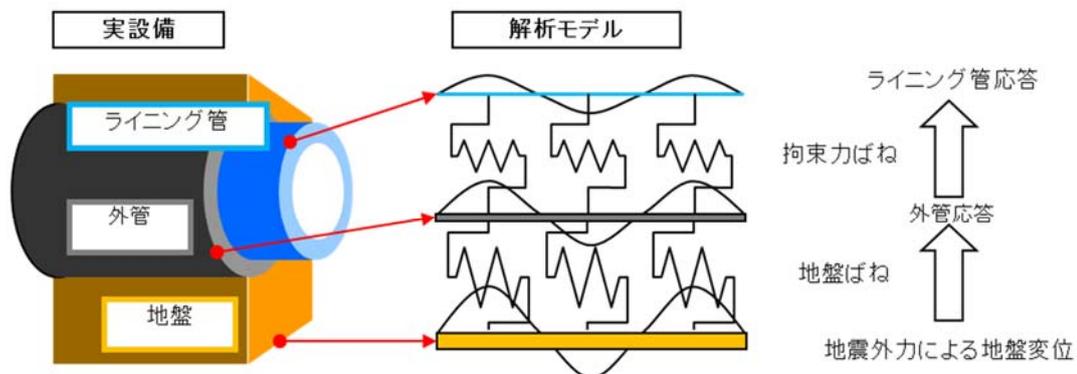


図4.2 解析手順 (文献1)図-4に加筆)

表 4.1 管材特性 (文献1)表-1 に加筆)

分類	項目	単位	ライニング管	ねじ継手鋼管
寸法	外径	mm	78.0	89.1
	肉厚	mm	5.9	4.2
	管長	mm	230	5,500
材料物性	弾性係数	N/mm ²	2,307	205,940
	塑性後の弾性係数	N/mm ²	23	2,059
	引張強度	N/mm ²	44	350
	塑性開始ひずみ	%	1.91	0.17
	ポアソン比	-	0.35	0.3

表 4.2 ばね特性¹⁾

	S (N/mm ³)	S' (N/mm ³)	δ_s (mm)
鋼管と地盤	5.8×10^{-3}	0.5×10^{-3}	5.0
ライニング管と鋼管	7.5×10^{-6}	0	5.0

(1) ねじ継手鋼管, ライニング管の管材特性

文献1) 表-1の情報に塑性開始ひずみ, ポアソン比を加筆し, 表4.1に解析に用いた各管材の特性を示す. なお, ライニング管の特性は, 開発時の物性試験値を基に設定されている. ライニング管は, 内径80.7mmの金属管を適用対象にしており, 旧規格管路の大半を占めるねじ継手鋼管とライニング管との組み合わせを検討している. ねじ継手鋼管における地震被害は数多く報告されており, ケーブルを収容した状態でねじ継手鋼管の耐震性を向上させることが可能となれば, 実用的な対策として通信ネットワークの信頼性向上に有用であるためである.

(2) 地盤とねじ継手鋼管, ねじ継手鋼管とライニング管におけるばね特性

地中埋設管路の地震応答解析では, 地盤と管路を結ぶばねの特性が重要である. 文献1)では, ライニング管に及ぼす既設管路による拘束, 付着の度合いが, このばね特性にあたるため, 実験により拘束力ばね特性を設定している.

実験は, ライニング施工した既設管からライニングを引き抜き, その際の荷重と変位(引き抜き量)を測定している. 拘束力特性確認実験の様子は文献1)よれば図4.3のとおりである. 既設管とライニングが付着している範囲で拘束力が均等に作用するものとし, 試験結果より, 荷重-変位曲線の最大荷重と変位で第1勾配を設定し, 最大荷重に達した後は傾きが0となる弾塑性モデルとしている. 以上より, 拘束力ばね特性設定の考え方は, 図4.4及び式(4-1)としている. 図中の破線が実験結果, 太実線がモデルである.

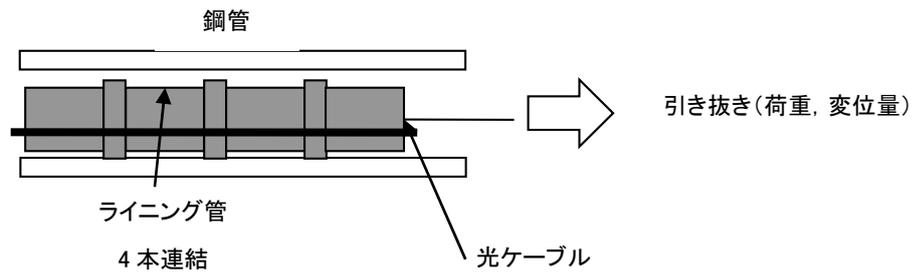


図 4.3 拘束力特性確認実験¹⁾

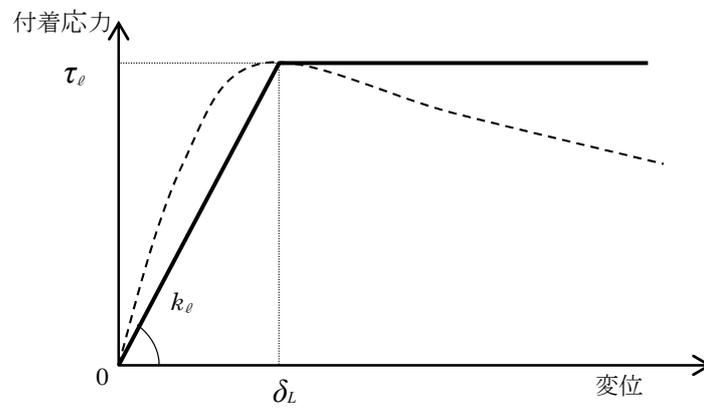


図 4.4 拘束力ばね設定の考え方¹⁾

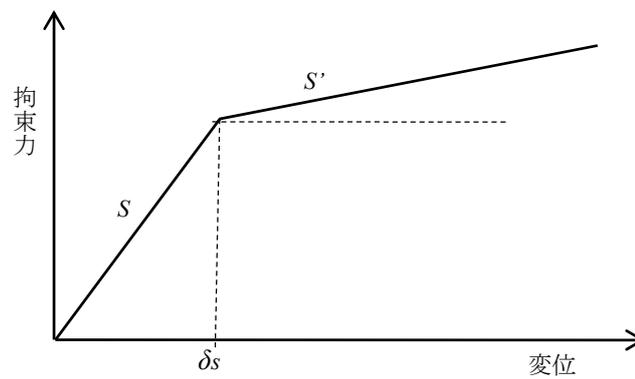


図4.5 ばね特性モデル¹⁾



写真 4.3 継手引張試験¹⁾



写真 4.4 継手圧縮試験¹⁾

$$k_{\lambda} = \tau_{\lambda} / \delta = \left(\frac{F}{\pi D_{\lambda} L} \right) \div \delta \quad (4-1)$$

ここに、 k_{λ} : 拘束力ばね係数(N/mm³), τ_{λ} : 単位面積当たりの拘束力(N/mm²), δ_L : 最大荷重時相対変位(mm), F : 最大荷重(N), D_{λ} : ライニング材外径(mm), L : ライニング管材の付着長(mm)である。

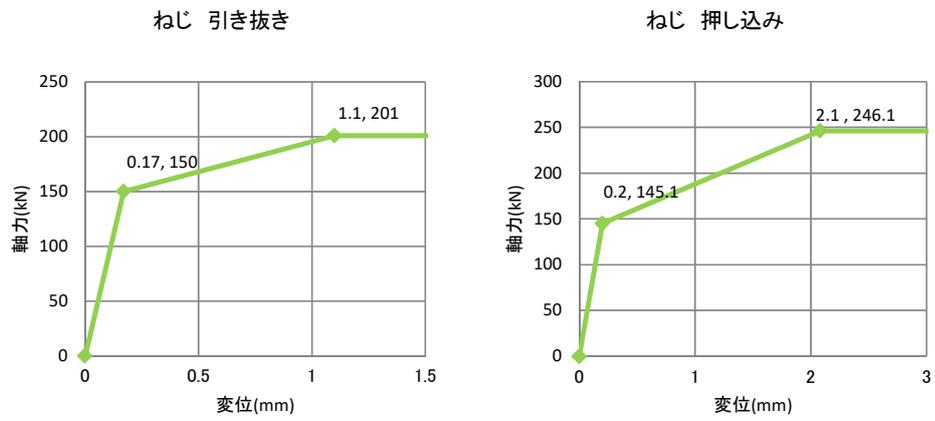
鋼管と地盤, ライニング管と鋼管それぞれの相互作用を表す管軸方向ばねの特性は、**図4.5**及び**表4.2**のとおりとしている。 S は拘束ばね係数, S' はすべり面でのばね係数, δ_s は地盤ばねのすべり限界変位量を表している。なお、文献1)では、地盤と鋼管のばね特性は、又木ら⁸⁾の研究により提案された通信用管路挙動解析における一般地盤での鋼管の地盤反力特性を使用している。

(3) ねじ継手鋼管, ライニング管の継手特性

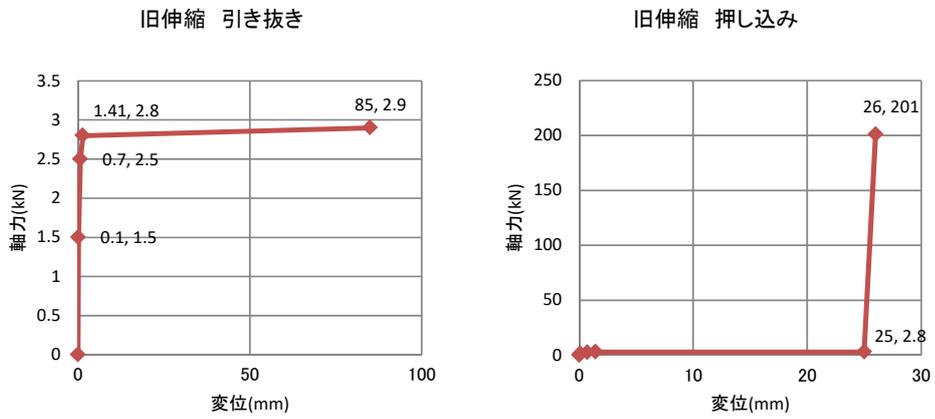
文献1)では、鋼管のねじ継手, マンホールからの第1接続点に使用されている鋼管旧伸縮継手及びマンホールと鋼管の固定部に使用されている鋼管ダクトソケットを対象とし, それらの引き抜きと押し込みに関する力学性状としての変位と軸力の関係を実験に基づき設定している。ライニング管継手の引張, 圧縮試験実験状況は、**写真 4.3**, **写真 4.4** のとおりである。なお、引張用試験体は、継手を挟むライニング管本体部にピンを貫通させ250kN 万能試験機に固定した上で, 各試験の試験体は3体としている。

文献1)を分析し, 鋼管における継手3種類の継手特性を**図 4.6(a)**から**(c)**に示し, 鋼管における継手3種類の継手特性とライニング管の継手特性について分析を加える。

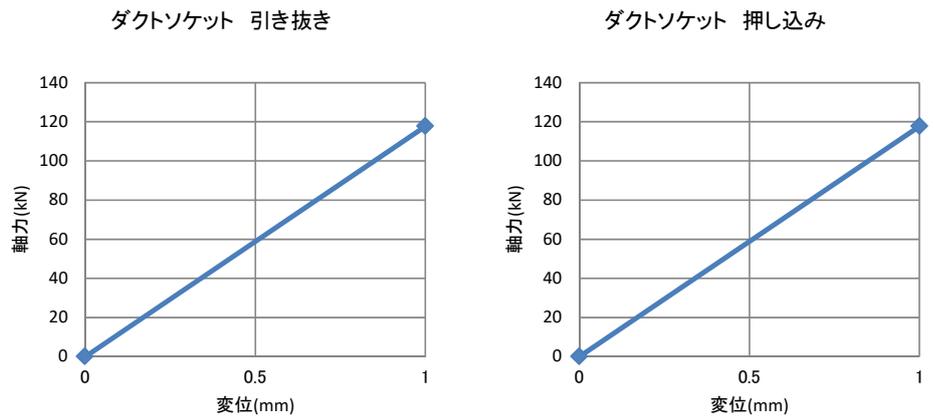
鋼管のねじ継手における引張特性は, 引き抜き量 0.17mm, 荷重 150kN まで比例し, ねじが緩みはじめ引き抜き量 1.1mm, 荷重 201kN に達し離脱するモデルとなる。圧縮特性は, 押し込み量 0.2mm, 最大荷重 145.1kN まで比例し, ねじが緩みはじめ, 押し込み量 2.1mm, 荷重 246.1kN に達した以降は押し込まれるモデルとなる。



(a) 鋼管ねじ継手



(b) 鋼管旧伸縮継手



(c) 鋼管ダクトソケット

図4.6 管路継手の特性

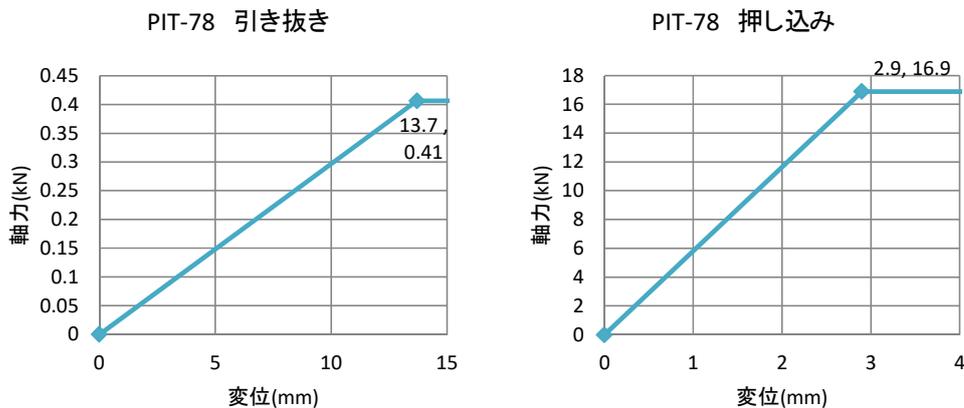


図 4.7 ライニング管継手の特性

鋼管旧伸縮継手における引張特性は、引き抜き量 1.41mm、荷重 2.8kN までほぼ比例し、旧伸縮継手が動きだし、引き抜き量 85mm、荷重 2.9kN で限界に達するモデルとなる。圧縮特性は、押し込み量 25mm、最大荷重 2.8kN まで比例関係し、押し込み量 26mm、荷重 201kN で限界に達するモデルとなる。

鋼管ソケットにおける引張及び圧縮特性は、引き抜き量 1mm、荷重 120kN で限界に達するモデルとなる。

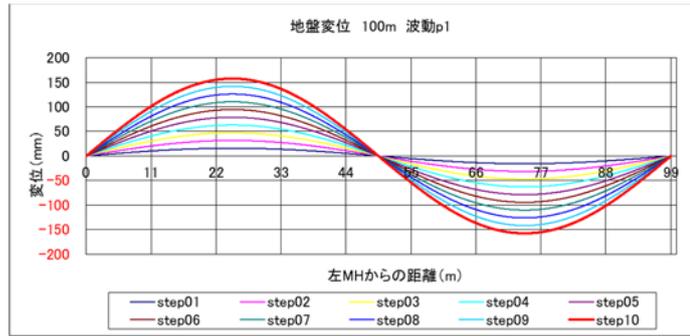
さらに、文献 1)を分析し、ライニング管の継手の引き抜きと押し込みに関する力学性状としての変位と軸力の関係を図 4.7 に示す。引張特性は、実験結果の変位－荷重曲線の初期勾配と最大荷重を用いて、引き抜き量の変位 13.7mm、荷重 0.41kN まで比例関係し、その後は離脱するモデルとなる。圧縮特性は、押し込み量の変位 2.9mm、最大荷重 16.9kN まで比例関係し、その後は押し込まれ続けるモデルとなる。

(4) 非線形地震応答解析の入力地震波

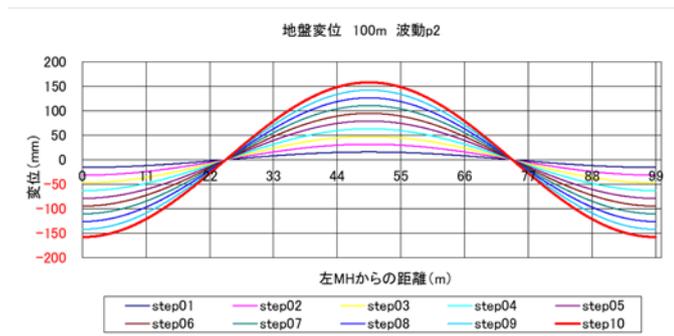
文献1)では、地震外力は、又木ら⁸⁾や本田ら⁹⁾の研究により提案された通信用管路の挙動解析のレベル2地震波動モデルを使用している。このモデルは、1995年兵庫県南部地震を踏まえて取り入れられたレベル2地震動として位置付けられている。モデルの設定にあたっては、まず公開されている強震記録を基に地表面での最大速度を150cm/s、基盤面における速度応答スペクトルの最大値を100cm/sとして算出している。次に、最大応答速度があらわれる周期帯が0.6秒以上であることからⅢ種地盤を対象とし、地表面最大速度150cm/sによる地盤ひずみを1.0%と算出している。文献1)における解析での地震波動は、管長5.5mを考慮し管軸方向に伝搬する波長を99m、地盤ひずみを最大1.0%（変位振幅158mm）の疎密波とし、1/4波長ずつ位相をずらした4パターンを設定している。

以下、図4.8に地震波動パターンを示し、分析を加える。

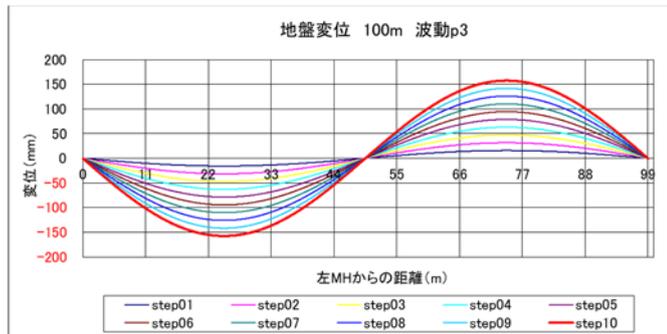
左端マンホールを起点として左から右へ変位量が増加する正弦波の疎密波をP1とし、1/4ずつ



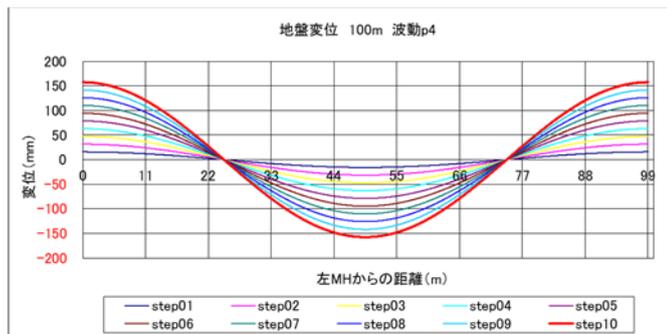
P1: パターン1



P2: パターン2



P3: パターン3



P4: パターン4

図 4.8 入力地震波動パターン(P1 から P4)

移動させたものをP2からP4としている。P1は、地盤ひずみがスパン中央で圧縮最大、P2は、左端マンホールから1/4点で地盤ひずみが引張最大、3/4点で地盤ひずみが圧縮最大となる。P3は、スパン中央で地盤ひずみが引張最大、P4は、左端マンホールから1/4点で地盤ひずみが圧縮最大、3/4点で地盤ひずみが引張最大となる。解析は、地盤ひずみを0.1%ずつ増加させ、地盤ひずみ0.1%をstep1、地盤ひずみ1.0%をstep10とする10stepまで行っている。

4.2.2 非線形地震応答解析における鋼管、ライニング管の解析モデル

文献1)では、鋼管は標準管長が5,500mmであることから要素長は55mm、スパン長は99mとし、両端マンホール際はダクトソケット、1着目は旧伸縮継手、それ以外の一般部はねじ継手としている。また、ライニング管は、標準管長が220mmで継手のあるモデルとしている。文献1)によれば、鋼管及びライニング管の解析モデルは図4.9のとおりである。鋼管モデルにおいては、左右の旧伸縮継手間では100節点ごとにねじ継手となり、ライニング管モデルにおいては、4節点ごとにライニング管継手となるモデルとなっている。

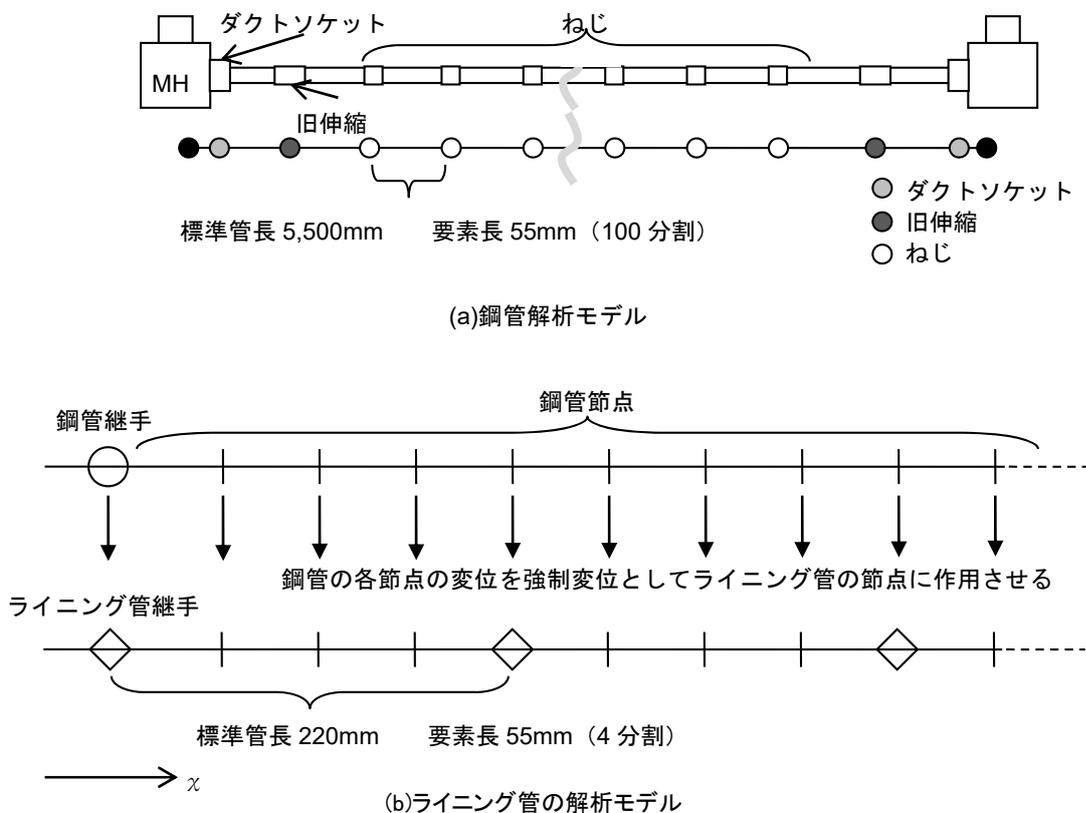


図4.9 解析モデル概要 (文献1)図-10に加筆)

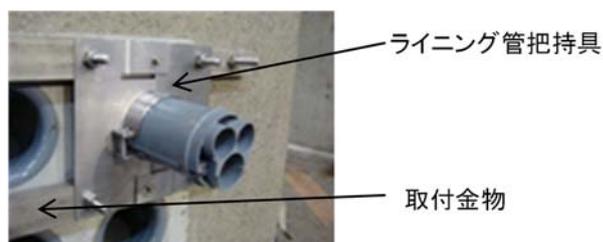


写真 4.5 マンホール内でのライニング管把持状況 (文献 1)写真 5 に加筆)

表 4.3 評価基準値 (文献 1)表-3 に加筆)

		継手伸縮量(mm)		管体ひずみ (%)
		圧縮	引張	
鋼 管	ねじ継手	2.1	1.1	0.17
	旧伸縮継手	26.0	85.0	
	ダクトソケット	1.0	1.0	
ライニング管		2.9	13.7	1.91

なお、実際の部材長は230mmであるが、解析ソフトの制約から便宜的に220mmとしている。この理由として、鋼管長5,500mm、ライニング管長230mmの場合、公約数となる要素長として10, 5, 2mmなどが考えられるが、ソフトの制約上、分割数は最大で4,096であり、管路モデルのスパン長が200mのとき要素長は50mm以上でなくてはならない。そこで、実際の部材長に近く、計算できる要素長が設定出来るよう220mmとしている。

以上より、文献1)では、両者の要素長は55mmで等しく設定し、まず応答変位法で鋼管の各節点の変位を求め、次に鋼管の節点の変位を対応する位置にある内管の節点に拘束力ばねを介して作用させている。また、ライニング管は、両端マンホール内で写真4.5に示す治具によって緩く把持されているため解析においては、厳しい条件となるようマンホールの動きに追従する設定にしている。

4.2.3 非線形地震応答解析結果と考察

文献 1)に示す検討対象とした各継手にダクトソケットを加え、管体ひずみを併記した評価基準値を表 4.3 に示す。継手の評価基準値は、図 4.6, 4.7 の特性に示す伸縮量と表 4.1 に示す塑性開始ひずみで設定している。

文献 1)では、入力地震波動 4 パターンの 1 例を示すものであるが、以下、本項では全てのパターンを示し分析を加える。

入力地震波動P1からP4の解析結果を図4.10から図4.13に示す。図中の左側に鋼管の解析結果を示し、右側にライニング管の解析結果を示す。上から下に、管体変位、管体の軸力、管体のひ

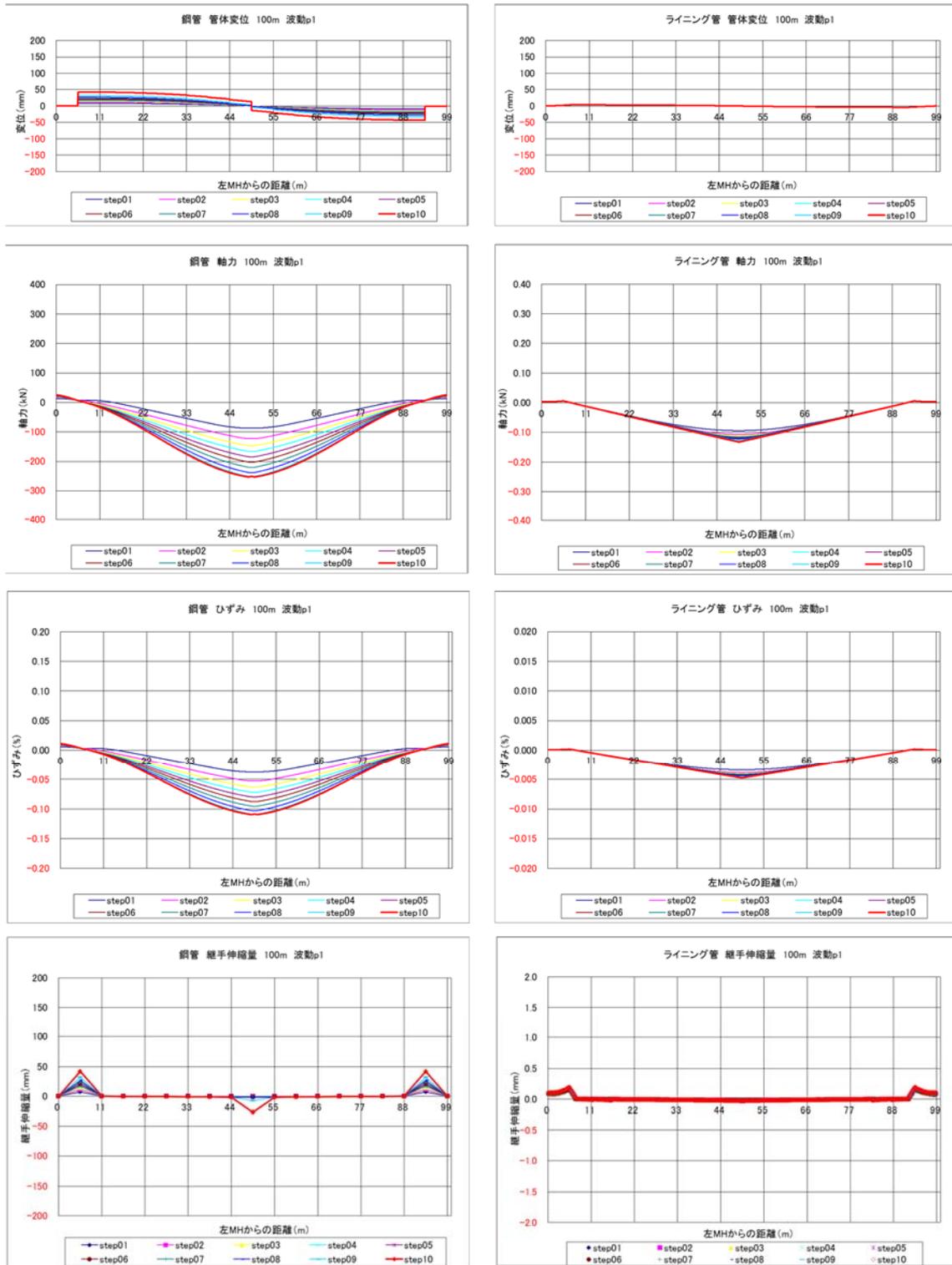


図 4.10 入力地震波動 P1 の解析結果

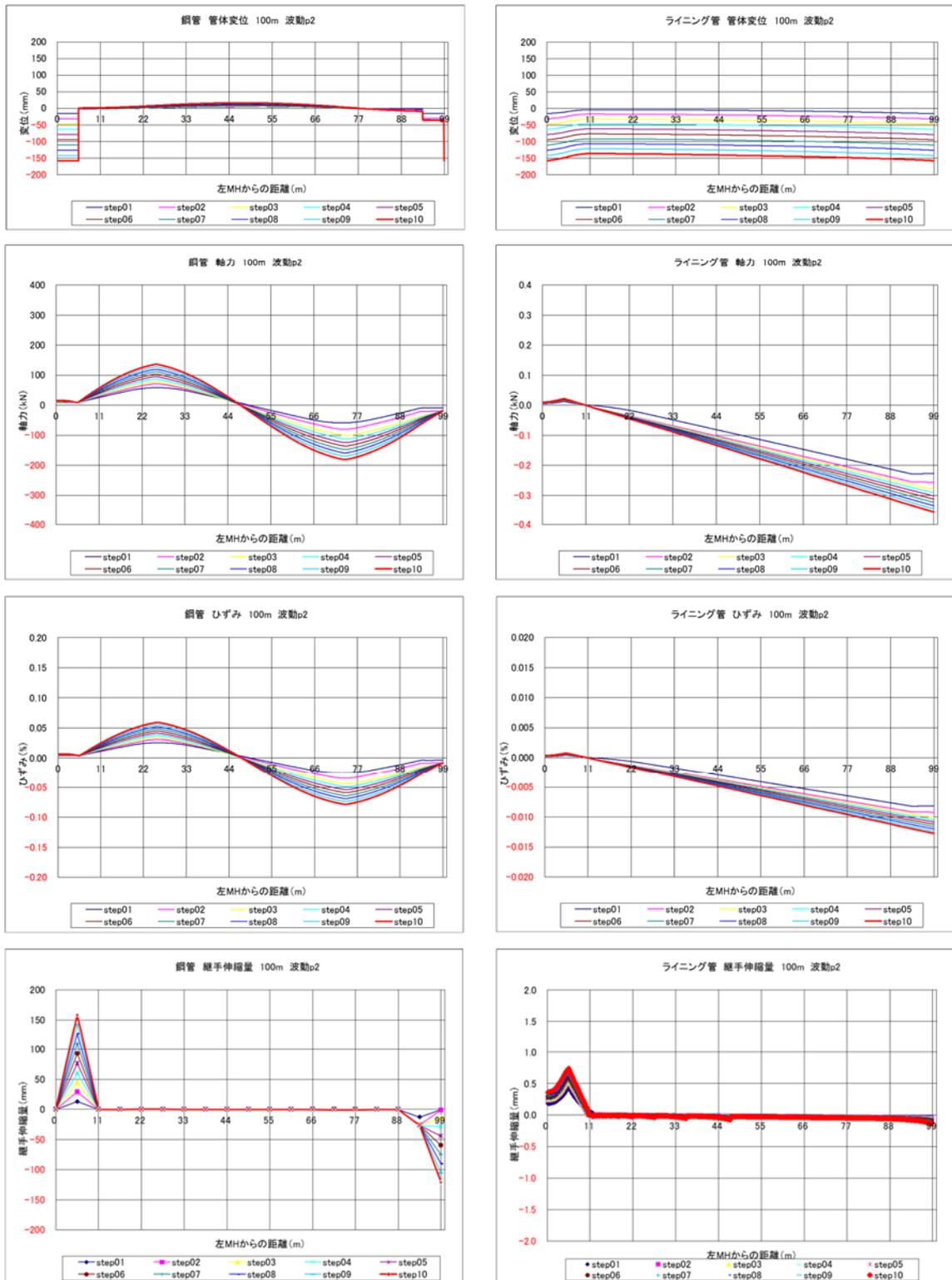


図 4.11 入力地震波動 P2 の解析結果

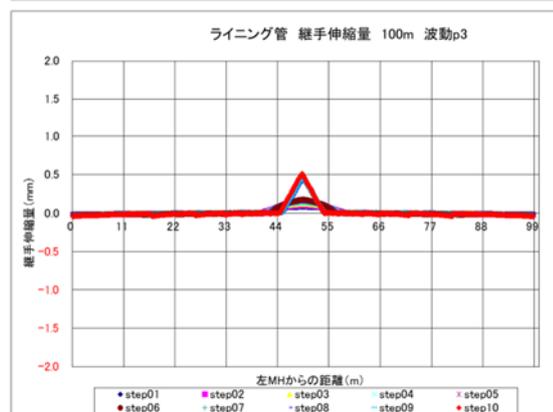
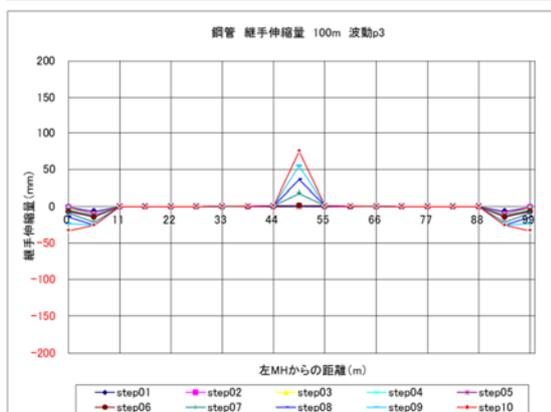
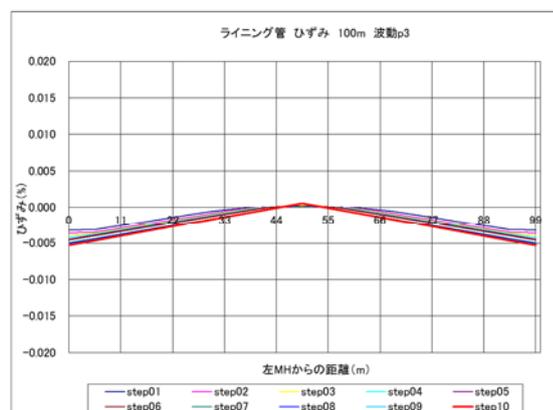
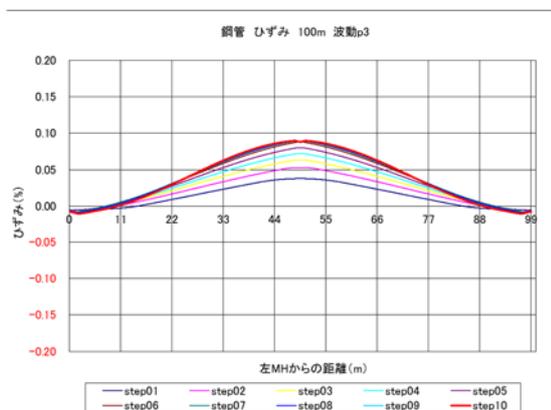
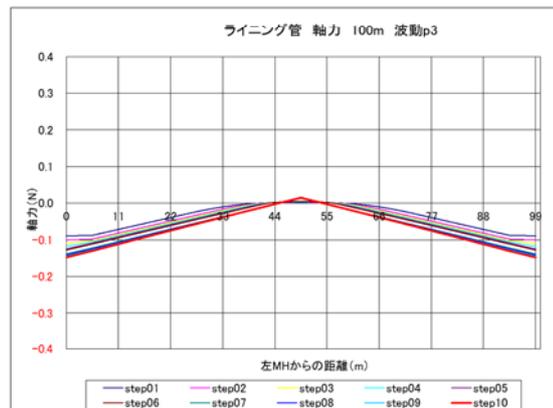
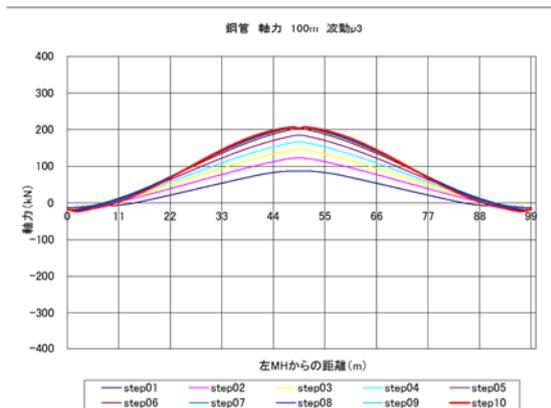
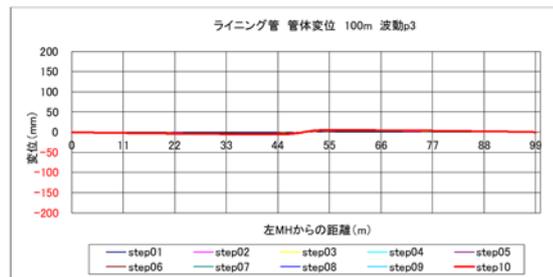
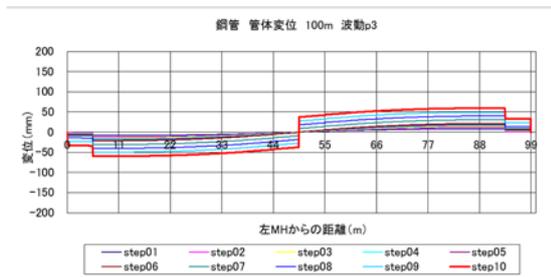


図 4.12 入力地震波動 P3 の解析結果

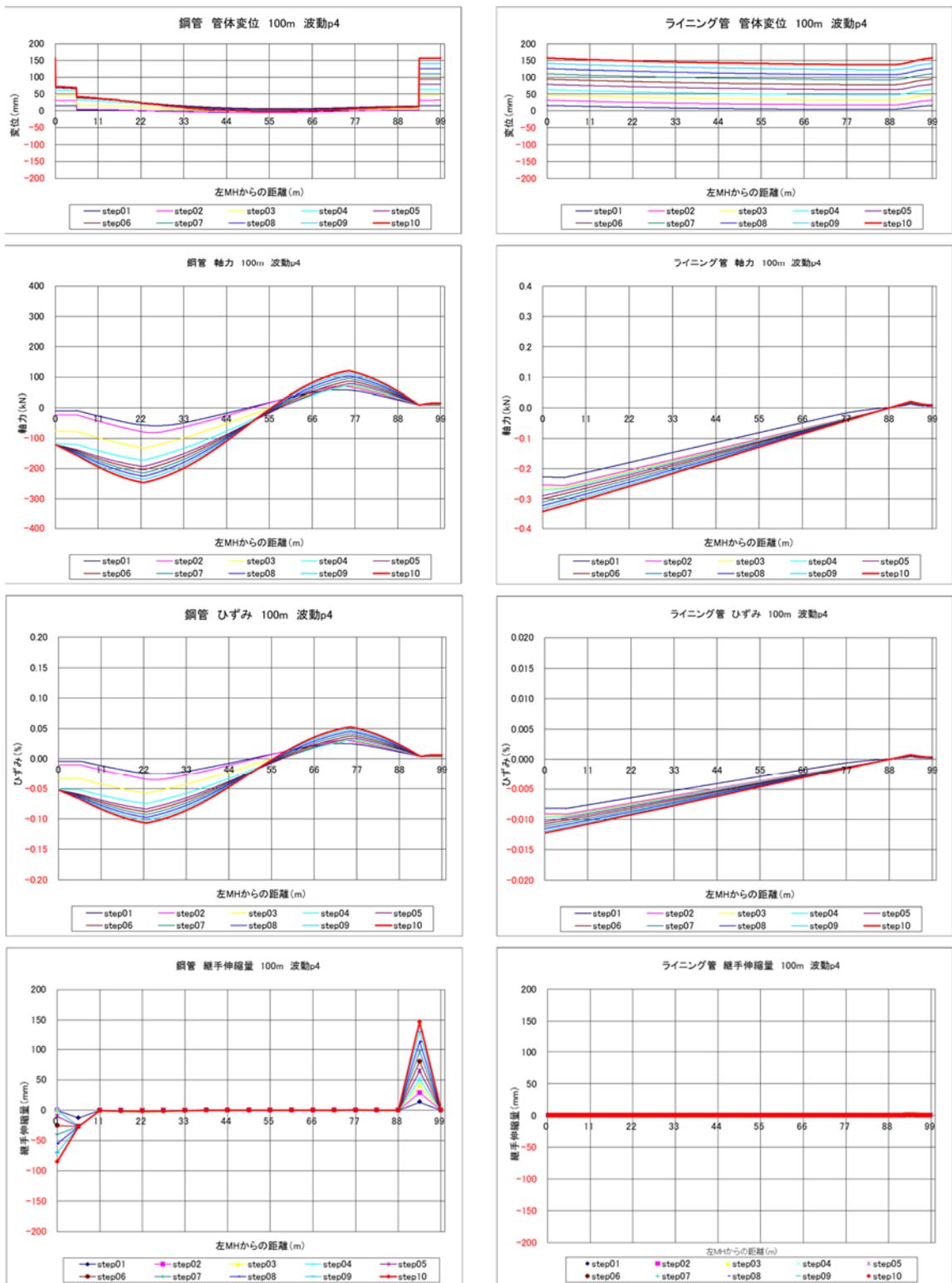


図 4.13 入力地震波動 P4 の解析結果

ずみ、継手伸縮量の順に示している。管体変位における縦軸のプラス方向は右から左、マイナス方向は左から右への変位を表す。また、管体の軸力、管体のひずみ、継手伸縮量のいずれにおいても、縦軸のプラス方向は引張、マイナス方向は圧縮を表す。

入力地震波動P1からP4のいずれの解析結果からも、鋼管の管体そのものは評価基準値以下であり損傷しないが、ダクトソケット、旧伸縮継手、ねじ継手のいずれかにおいて評価基準の伸縮量を上回り損傷するが、ライニング管は管体、継手ともに損傷しない結果となっている。

入力地震波動P1において、鋼管は、地盤ひずみ0.8%でスパン中央部のねじ継手が圧縮により損傷するものの、ライニング管の継手の引張伸縮量は1mm以下であり評価基準を大きく下回り損傷しない結果となっている。

入力地震波動P2において、鋼管は、地盤ひずみ0.4%で右側ダクトソケットが、地盤ひずみ0.6%で左側旧伸縮継手が損傷するものの、ライニング管の継手の引張伸縮量は1mm以下であり評価基準を大きく下回り損傷しない結果となっている。

入力地震波動P3において、P1とは対症的に鋼管は、地盤ひずみ0.6%でスパン中央部のねじ継手が引張により損傷するものの、ライニング管の継手の引張伸縮量は1mm以下であり評価基準を大きく下回り損傷しない結果となっている。

入力地震波動P4において、P2とは対症的に鋼管は、地盤ひずみ0.4%で左側ダクトソケットが、地盤ひずみ0.6%で右側旧伸縮継手が損傷するものの、ライニング管の継手の引張伸縮量は1mm以下であり評価基準を大きく下回り損傷しない結果となっている。

解析結果から得られた各継手の耐震上の特徴として、ダクトソケットと旧伸縮継手は、それぞれ一連で挙動すると考えられる。継手に引き抜き方向の強制変位が作用する場合、旧伸縮継手の方が小さな力で伸びるため先に伸縮性能の限界に達して離脱する。そのためダクトソケットに作用する強制変位は小さくなり、限界値には達しない。一方、押し込み方向の強制変位が作用する場合は、旧伸縮継手の方がダクトソケットよりも耐荷力が大きいためダクトソケットが先に伸縮性能の限界値に達して押し込まれる。そのため旧伸縮継手に作用する強制変位は小さくなり、地盤ひずみ1%までの入力では限界値に達しない。

解析結果の総括を表4.4に示す。表中の数値は、評価基準値に達する地盤ひずみであり、網掛けは、限界値に達する地盤ひずみが1.0%以下を表し、濃い網掛けは最初に限界値に達する箇所を表している。横バー(-)は、地盤ひずみ1.0%まで限界値に達しないことを表わしている。

地盤ひずみ1.0%までを想定した場合、疎密波の位相によって異なるものの、鋼管は、地盤ひずみが0.4%より大きくなると応答値が限界値を超えて損傷する可能性があるが、ライニング管は、いずれのパターンでも応答値は、評価基準値以下で損傷には至らないという結果である。

地震波動P1からP4における地盤ひずみ1.0%時の継手伸縮量、管体ひずみの最大応答値を表4.5に示す。なお、表中の括弧内は評価基準値に対する応答値の比を表しており、この値が1.0より大きい場合は損傷と判定される。ライニング管の応答値が小さい理由としては、ライニング管の場合、1) 拘束力ばね特性が小さく、既設管の変位が伝達されにくい、2) 短い間隔での継手が変位を吸収する、などが挙げられる。

表 4.4 解析による限界値に達する地盤ひずみ(%)

ねじ継手鋼管					ライニング管				
入力波動	P1	P2	P3	P4	入力波動	P1	P2	P3	P4
管体	-	-	-	-	管体	-	-	-	-
ダクトソケット	-	0.4	-	0.4	ライニング管 継手	-	-	-	-
旧伸縮継手	-	0.6	-	0.6					
ねじ継手	0.8	-	0.6	-					

表 4.5 解析による最大応答値 (文献1)表-4 に加筆)

		継手伸縮量(mm)		管体ひずみ(%)	
		圧縮	引張	圧縮	引張
鋼管	ねじ継手	26.7 (12.8)	74.8 (68.0)	0.11 (0.7)	0.09 (0.5)
	旧伸縮継手	26.9 (1.0)	158.2 (1.9)		
ライニング管		0.1 (0.0)	0.7 (0.1)	0.013 (0.0)	0.001 (0.0)

以上より、文献1)で得られたデータを分析した結果、全てのパターンでライニング管は、各継手が理想的に伸縮し、変位を吸収していることを確認できた。

4.3 ライニング管の管軸方向変形に関する検証実験

本節では、前節と同様に奥津ら¹⁾の研究で得られたデータに対して分析を加え、その詳細を明らかにすることを目的とする。文献1)の解析においては、鋼管継手損傷後もライニング管は損傷せず、ケーブルを保護する効果があるという結果であったが、さらに文献1)では、評価手法の妥当性を確認するための検証実験を行っている。

その際、鋼管継手近傍の区間を取り出した試験体を製作し、この試験体に表4.5に示した地盤ひずみ1.0%の伸縮量が各継手に生じるよう強制変位を加え、継手変位量、ライニング管のひずみ等を測定するとともに、試験体寸法、拘束条件等を考慮したモデルで再解析を行い、ひずみの解析値と測定値を比較し妥当性を検証している。文献1)は、検証実験結果の1例のみを示すものであったが、本節では、全ての検証実験モデルとその検証結果を示し、考察を加える。

4.3.1 管軸方向変形に関する検証実験のモデル

文献1)における検証実験のモデルにおいて、前節の解析で損傷が想定される結果となったね

じ継手と旧伸縮継手に、圧縮方向と引張方向の荷重方向を組み合わせた4パターンを行っている。設備の制約から、実設備と同じモデルで実験することは困難であるため、継手近傍区間を取り出した試験体を製作し、この試験体に、解析で得られた地盤ひずみ1%のときの継手伸縮量が生じるよう試験体に強制変位を加え、継手の変位量、ライニング管のひずみを測定している。

試験体の長さは、強制変位が継手の最大圧縮または最大引張に達するときの軸力に相当する拘束力となる付着長が必要となる。この様な必要付着長の考え方を図4.14としている。継手を中心に両側を同じ長さにすることが基本であるが、実験によって起きる現象のばらつきを抑えることや実験設備上の制約を考慮し、片側を固定した半分モデルとしている。

図4.14の状態のとき、次式(4-2)の力の釣り合いより必要付着長 L_P が決まる。

$$E_L A_L \varepsilon_L = E_L A_L \frac{2\Delta L}{L_P} = \pi D_L \tau_L L_P$$

$$L_P = \sqrt{\frac{2E_L A_L \Delta L}{\pi D_L \tau_L}} \quad (4-2)$$

ここに、 E_L :ライニング管の弾性係数 2,307 N/mm², A_L :ライニング管の断面積 1,336 mm², ε_L :ライニング管の軸ひずみ, $2\Delta L$:鋼管の目開き量, L_P :付着長, D_L :ライニング管の外径 78 mm, τ_L :ライニング管の付着応力 0.000037 N/mm²としている。

ライニング管の場合、拘束力ばねが非常に小さいため、必要付着長が90m以上になり、実験での再現が極めて困難である。そのため、文献1)では鋼管の寸法は過去に同様の実験を行った実績のあるものと同じとし、拘束条件や予備荷重により調節している。

さらに、実モデルで確認することが出来ないため、実験における試験体寸法、拘束条件等を考慮した検証実験モデルに対応した解析を行い、ひずみの解析値と測定値を比較している。

前項の解析では地盤変位を強制変位として地盤ばねを介して鋼管に作用させているが、実験では、周囲の拘束がない状態で一端をジャッキで圧縮、引張を行うため、検証実験の条件を考慮した解析を行ったものである。解析上、地盤ばね定数を一般地盤の1/100に、外力を端部強制変位とし、端部にジャッキを軸方向に作用させている。なお、検証実験の解析に使用した鋼管及びライニング管の各種特性は4.2項の挙動解析と同様としている。解析条件は文献1)によれば表4.6のとおりである。なお、表中には比較のため4.2項で述べた解析の条件を併記している。

測定項目は、ジャッキストローク、ジャッキ荷重、継手変位量及びライニング管軸ひずみとしている。軸ひずみ測定用のひずみゲージは、継手中心とその前後の3断面の向かい合う2ヶ所、計12ヶ所に貼り付けている。

検証実験は、表4.5に示した最大応答値まで行われている。実験方法は図4.15、写真4.6のとおりであり、検証実験における継手伸縮量と鋼管モデル長は表4.7のとおりである。

鋼管内にライニング管を施工された試験体の鋼管片端が反力フレームに固定され、もう一方の端がジャッキに取付けられ強制変位が加えられている。なお、圧縮の場合は、写真4.6(左)に示すように予備実験で座屈が発生したため、試験体の上下左右を鋼材で囲み変形を防止している。

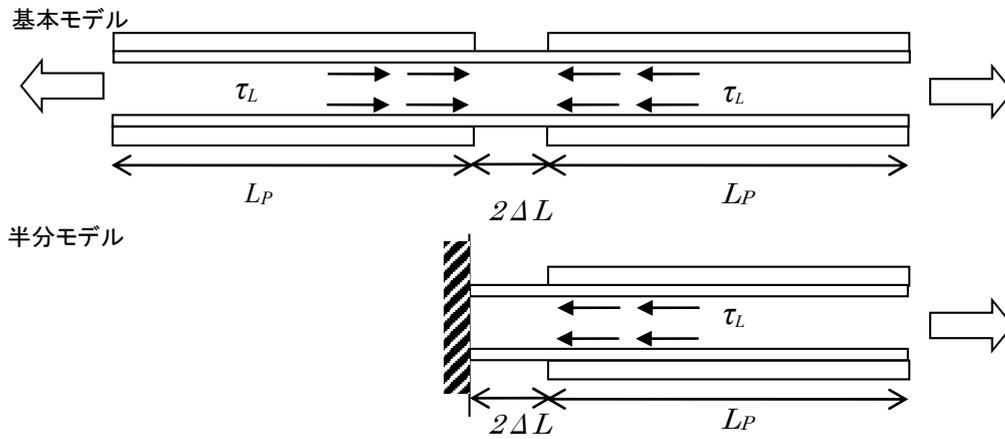


図 4.14 必要付着長の考え方

表 4.6 検証実験モデルにおける解析条件 (文献1)表-6 に加筆)

	検証実験における解析条件	4.2 節における解析条件
外力	端部強制変位 地盤ひずみ 1%での継手伸縮量(表 4.5)	粗密波(波長:99m, 地盤ひずみ 1%)
鋼管解析条件	地盤ばね 1/100	地盤ばね有り
鋼管両端条件	ジャッキ側: ジャッキに追従 反力側: 固定	マンホールに追従
ライニング管 管解析条件	鋼管変位を強制変位として作用させる 拘束力ばね有り	
実設備 イメージ		
解析モデル イメージ		

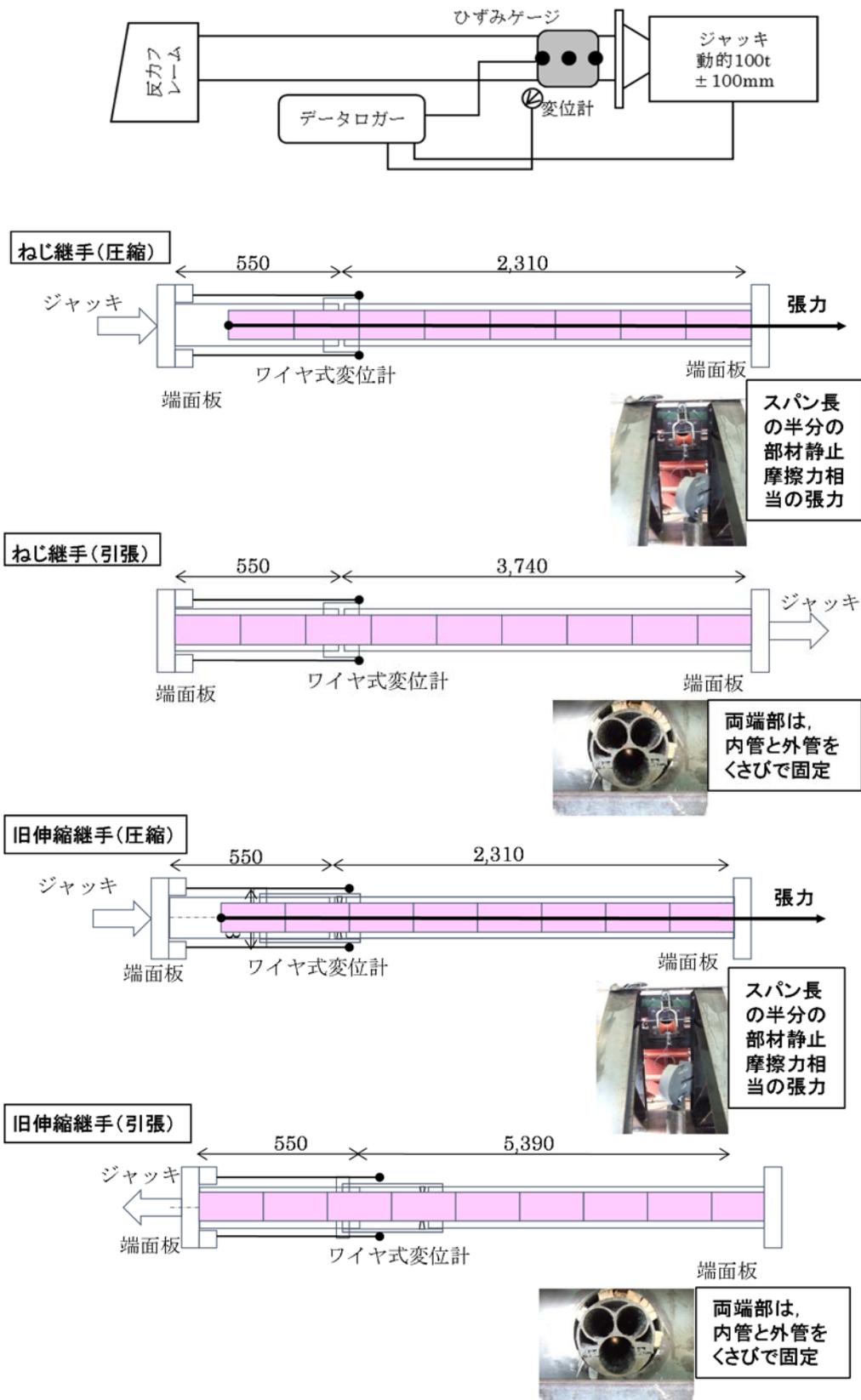


図 4.15 検証実験方法(上から、計測状況、ねじ継手の圧縮、引張、旧伸縮継手の圧縮、引張)



写真 4.6 検証実験状況(左:ねじ継手圧縮, 右:ねじ継手引張)

表 4.7 検証実験における継手伸縮量と鋼管モデル長

継手種別	方向	継手伸縮量 (mm)	鋼管モデル長 (mm)
ねじ継手	圧縮	27	2,860
	引張	75	4,290
旧伸縮継手	圧縮	27	2,860
	引張	158	5,940

4.3.2 検証実験結果と考察

文献1)では、検証実験結果の1例のみを示すものであるため、本項では全ての検証実験モデルの検証結果を示し、考察を加える。

地盤ひずみ1.0%に相当する鋼管への強制変位に対し、鋼管の試験体は損傷するものの、ライニング管の試験体は、全てのケースでケーブル收容空間に影響する損傷が無いことを確認している。表4.8に実験結果一覧、図4.16に実験結果の状況を示す。引張、圧縮それぞれの実験後の鋼管の外観及びライニング管のケーブル收容空間の状況である。

文献1)では、ねじ継手鋼管の伸縮代は小さいものの、耐荷力が大きいため、引張の場合、載荷開始直後から荷重が急激に増大し限界に達すると、瞬間的に強烈な破裂音を伴って離脱している。その際においても、ライニング管の継手や本体の損傷は無いことを示している。一方、圧縮の場合、鋼管は限界値を超えると継手内部で管の端部がすぼまるように変形し、押し込まれることを明らかにしている。過去の地震において、このような管継手部での押し込み破壊によるケーブル損傷が確認され¹⁰⁾、過去実験でも再現している^{3),4)}。

さらに文献1)では、旧伸縮継手は、引張の場合、約3kNで動きだし、そのまま離脱するまで滑らかな挙動を示し、圧縮の場合は、ねじ継手と同様の挙動を示す結果としている。

表 4.8 検証実験の結果一覧

継手種別	方向	継手伸縮量 (mm)	鋼管	ライニング管
ねじ継手	圧縮	27	圧縮破壊	損傷なし
	引張	75	継手離脱	損傷なし
旧伸縮継手	圧縮	27	圧縮破壊	損傷なし
	引張	158	継手離脱	損傷なし

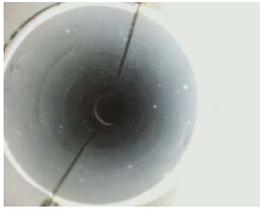
		鋼管	ライニング管
ねじ 継手	圧縮	 圧縮破壊	 損傷なし
	引張	 継手離脱	 損傷なし
旧伸縮 継手	圧縮	 圧縮破壊	 損傷なし
	引張	 継手離脱	 損傷なし

図 4.16 実験結果の状況

文献1)において、検証実験は、地上における一軸載荷という条件で行われているため、検証実験での拘束条件等を考慮した解析、さらに解析で得られたひずみ値と実測したひずみ値の比較が行われている。

以下、文献1)のデータに基づき考察を加える。ねじ継手の圧縮、引張の結果を図4.17、図4.18に、旧伸縮継手の圧縮、引張の結果を図4.19、図4.20にそれぞれ示す。なお、グラフ縦軸の最大値はライニング管の評価基準値である1.91%を考慮した2.0%スケールでは、表示する管体ひずみ値がほぼ0となるため、1/20の0.1%スケールで表示している。一方、横軸は、各継手における変位に相当する地盤ひずみを表示している。プロットは、試験体1から3それぞれの全ひずみゲージのデータを平均した値である。

図4.17は、スパン長99m、スパン中央で圧縮ひずみが最大となる入力地震波動P1の解析より得られたスパン中央部のねじ継手の地盤ひずみと押し込み量の関係から、継手押し込み量の実験値を地盤ひずみに変換した。解析における境界条件は、左端が自由、右端が固定にしており、拘束力ばね係数が非常に小さいためひずみはきわめて小さい値となっている。一方、実験値は載荷直後に圧縮ひずみが上がり、その後はほぼ横ばいとなっている。一部でひずみが発生しているのは、ひずみゲージのリード線を試験体外面に沿わせている影響が考えられる。この影響を除くと、実験でのひずみは最大でも0.001%程度と小さい。

図4.18は、スパン長99m、スパン中央で引張りひずみが最大となる入力地震波動P3の解析より得られたスパン中央ねじ継手の地盤ひずみと引き抜き量の関係から、継手引き抜き量の実験値を地盤ひずみに変換した。検証実験、解析とも地盤ひずみが0.6%で傾きが大きくなっている。これは、ねじ継手の離脱により、鋼管の変位がそれ以前と比較して大きくなり目開きが生じ、ライニング管が大きく引っ張られるためである。実験値が載荷直後に0.001%程度上がっているのは、前述した図4.17と同様にリード線を試験体外面に沿わせている影響が考えられる。

図4.19は、スパン長99m、マンホール際で圧縮ひずみが最大となる入力地震波動P2の解析より得られた旧伸縮継手の地盤ひずみと押し込み量の関係から、継手押し込み量の実験値を地盤ひずみに変換した。なお、このパターンでは地盤ひずみが0.2%で旧伸縮継手は押し込み限界値に達するが、耐荷力が約200kNと大きいいため、圧縮力が隣の継手であるダクトソケットに集中し、ダクトソケットが先に壊れる。そのため、旧伸縮継手の押し込み量は地盤ひずみが0.2%以降はほとんど変化しない。解析における境界条件は、前述した図4.17と同様に、左端が自由、右端が固定にしており、拘束力ばね係数が非常に小さいためひずみは極めて小さい値となっている。一方、実験では地盤ひずみ0.2%相当まで圧縮ひずみがなだらかに上がっている。実験でひずみが発生しているのは、前述した図4.17と同様にひずみゲージのリード線を試験体外面に沿わせている影響が考えられる。実験での発生ひずみは最大でも0.004%程度と小さい。

図4.20は、スパン長99m、マンホール際で引張りひずみが最大となる入力地震波動P4の解析より得られた旧伸縮継手の地盤ひずみと引き抜き量の関係から、継手引き抜き量の実験値を地盤ひずみに変換した。旧伸縮継手は引き抜きに対する抵抗が小さいため、地盤ひずみの増加に比例して

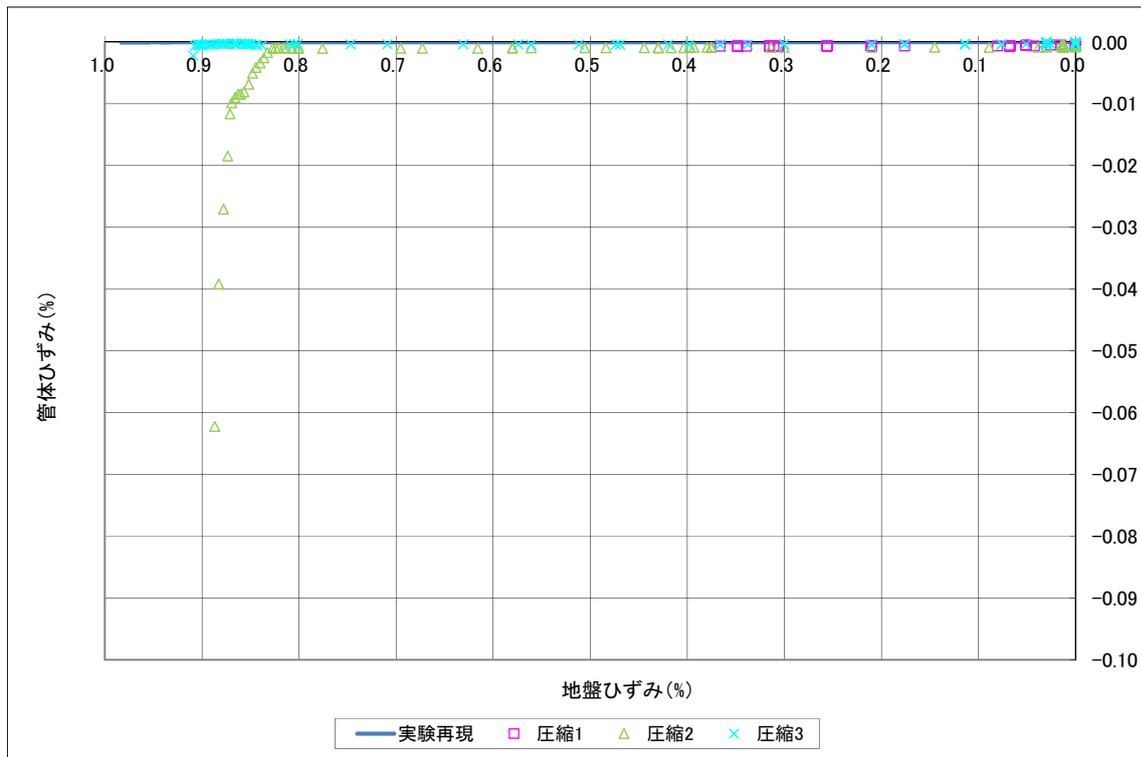


図4.17 ねじ継手圧縮におけるライニング管ひずみ値

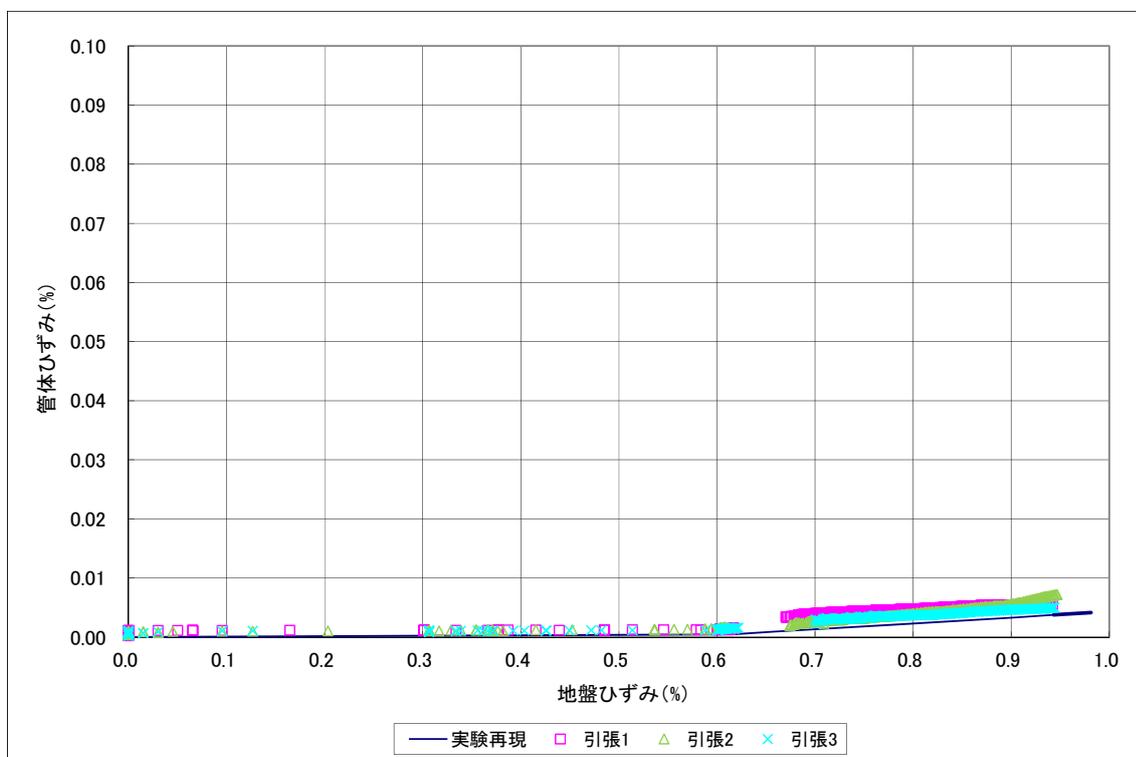


図4.18 ねじ継手引張におけるライニング管ひずみ値

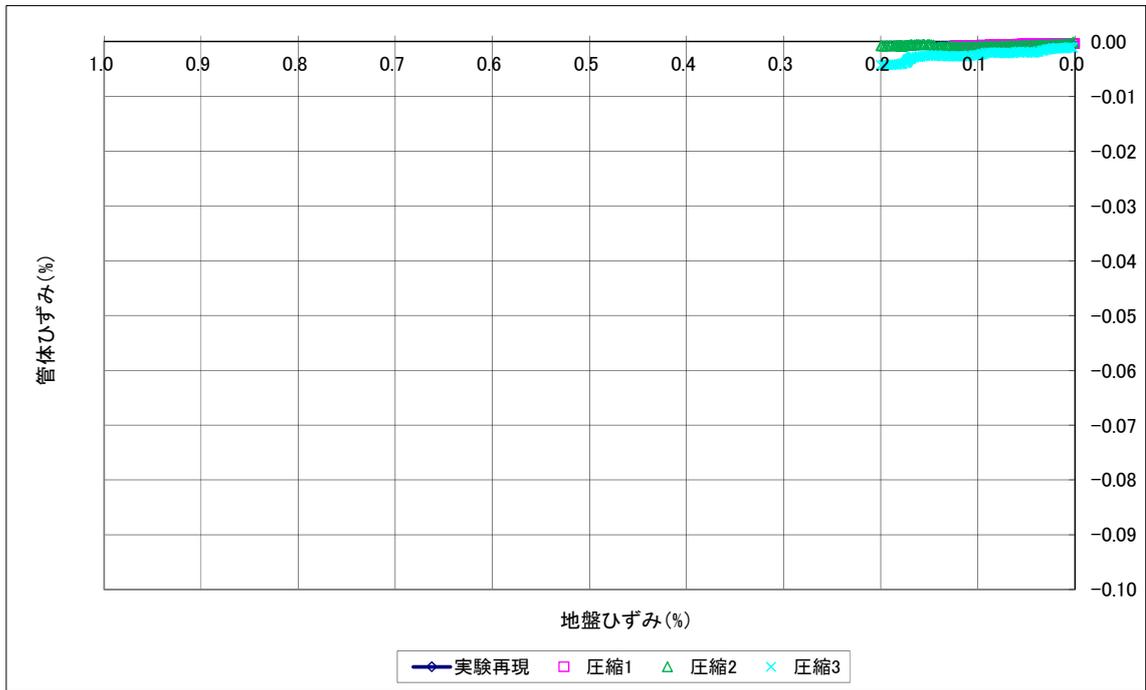


図4.19 旧伸縮継手圧縮におけるライニング管ひずみ値

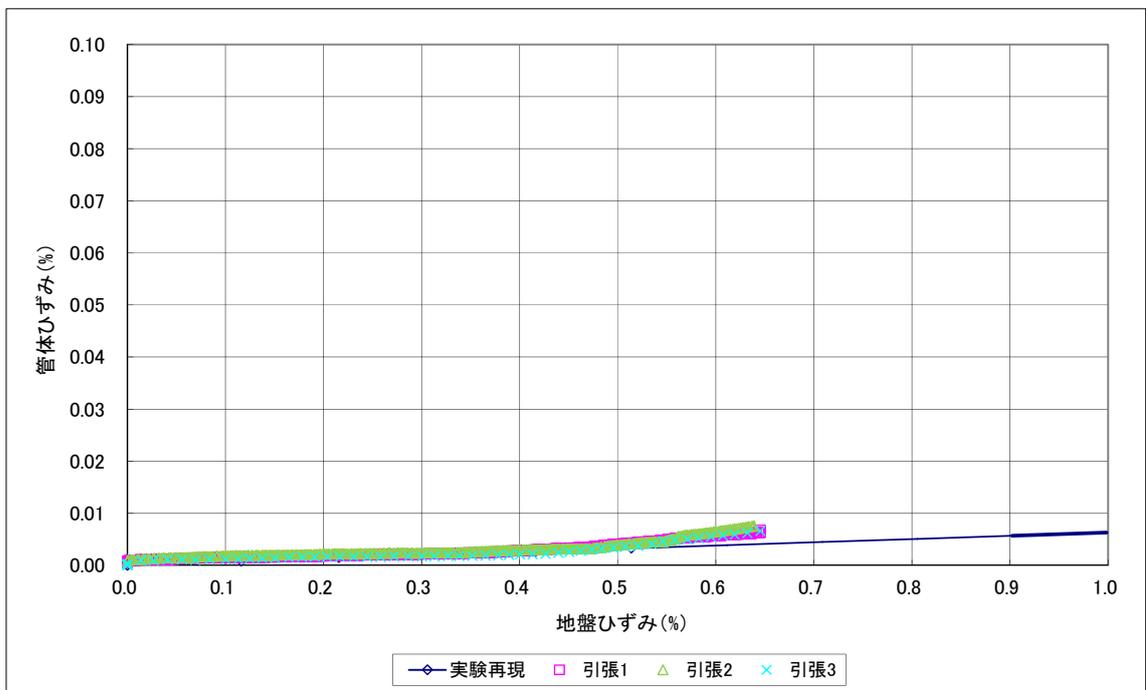


図4.20 旧伸縮継手引張におけるライニング管ひずみ値

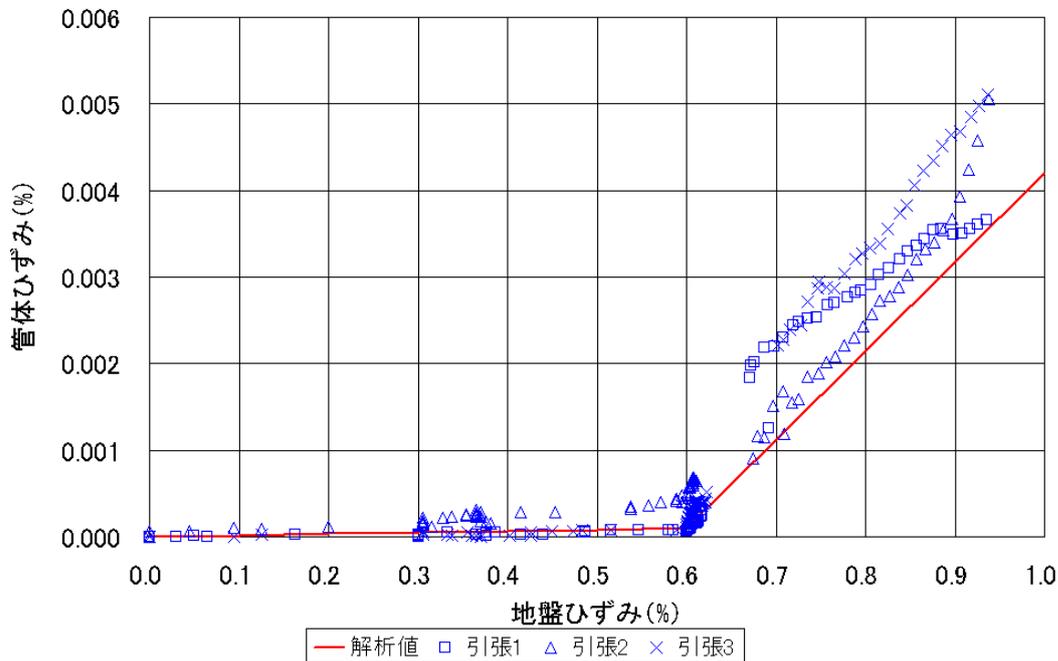


図 4.21 ねじ継手引張におけるライニング管ひずみ値(拡大)¹⁾

一様に引き抜き量が増加する。このため解析値はそれと同じ挙動を示している。一方、実験値は地盤ひずみが0.6%近傍からその傾きが大きくなっている。これは旧伸縮継手に挿入した管が引き抜かれるに従って管の重量がライニング管に加わり、曲げ引張が作用したためと考えられる。

特に、急激な挙動を示したねじ継手の引張については、ひずみ表示を拡大し、図4.21に示す。実験、解析とも地盤ひずみが0.6%に達するとねじ継手が離脱することにより、鋼管の変位がそれ以前と比較して大きくなり、ライニング管のひずみも大きくなっている。実験値と解析値の傾向は類似しており、両者の差も0.001から0.003%と小さい。解析では、強制変位を段階的、静的に増加させているが、実験では、引張作用により生じたひずみが瞬間的に解放され、鋼管がねじ継手で離脱している。その挙動がライニング管にも影響して、継手離脱後の実験値が不連続かつ解析値よりも大きくなっていると考えられる。

以上、文献1)に分析を加えた結果、全てのケースで、計測ひずみは評価基準値に対し極小であり、地盤ひずみが1.0%相当の強制変位に対し、ライニング管は損傷することなく、各継手が伸縮し、変位を吸収していることを確認できた。

4.4 管路設備損傷後の外力を想定したケーブル防護機能に関する性能評価

過去の被災状況を踏まえ、要求する耐震性能として、管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないことと定義し、既設管路設備損傷後のケーブル収容管用ライニング管の挙動を確認する。本節では、表2.13、図2.16から図2.18に示した光ケーブル損傷メカニズムに基づき、1) 既設管路継手が押込み、引き抜きにより繰り返し衝突する場合、2) 液状化地盤、軟弱地盤での不等沈下する場合、3) 防護コンクリート破断に伴うせん断作用を受ける場合、を想定し、ケーブル収容管用ライニング管が損傷せず、連続性やケーブル収容空間を保持することを性能評価する。

4.4.1 繰り返し衝突に関するケーブル防護機能の評価

(1) 繰り返し衝突に関する評価モデルの設定

過去の被災では、図2.16に示したとおり、土中での引張、圧縮を受け、管路の継手部が被災し継手が損傷した後、再び元の位置に戻ろうとするため損傷した継手部で繰り返し衝突が生じ、ケーブル被災にまで至るケースがある。繰り返し衝突によって管端部が著しく損傷した実被災状況を写真4.7に、図4.22に繰り返し衝突の評価モデルを示す。

評価は、250kN万能試験機を用いて軸方向に繰り返し引張、圧縮を加え、ライニング管がある場合と無い場合で光ケーブルの損傷に与える影響を比較する。振幅は、2007年新潟県中越沖地震での被災事例を再現した解析より得られた値⁴⁾とし、継手が50mm押し込まれる圧縮を想定している。その際、屈曲角なしの場合(屈曲0°)と側方流動等により屈曲角を伴う場合(屈曲4°)の2ケースを想定した。繰り返し衝突の評価モデルを図4.22に、評価模様を写真4.8に示す。



写真4.7 実際の地震による管路の被災状況

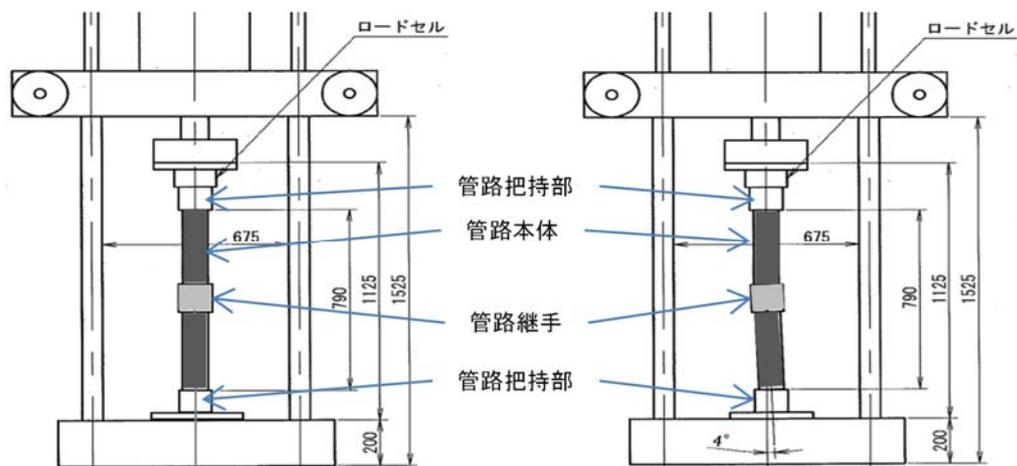


図4.22 繰り返し衝突の評価モデル(左:屈曲0° , 右:屈曲4°)



写真 4.8 評価模様(左:屈曲0° , 右:屈曲4°)

屈曲角0°の試験では、試験機の圧縮性能の関係からねじ同士を突き当てた位置（ねじ込んだ位置から30mm程度抜けた位置）から80mmの押し込み、引き抜きのサイクル試験を3サイクル行った。ライニング管がない状態で管内部に光ケーブル(SM1000)を挿入し、ケーブル外被の損傷状況を確認する。

屈曲角 4°の試験では、試験機の圧縮性能の関係から管端部同士を突き当てた位置（ねじ込んだ位置から 65mm 程度抜けた位置）から 115mm の押し込み、引き抜きのサイクル試験を 3 サイクル行った。屈曲角 0°の試験と同様に、ライニング管のケーブル収容空間に光ケーブル(SM1000)を挿入し、ケーブル外被の損傷状況を確認する。

なお、衝突による鋼管の変形は、3 回程度の衝突で収束し、さらなる衝突回数による変形が期待できないことから 3 サイクルとしている。また、試験速度はいずれの屈曲角のケースにおいても試験機の最大速度である 500mm/min とした。

(2) 繰り返し衝突に関する評価結果と考察

屈曲角 0°の時、ライニング管がない場合は、図 4.23 に示すように、衝突時の軸ずれにより鋼

管継手部が管内側に捲れ上がる様な被災が再現され、鋼管の変形により収容された光ケーブルの外被が損傷している。ケーブルを多条布設している場合やケーブルに張力が働いている場合は、更に損傷度が高くなることが想定される。一方、ライニング管がある場合は、**図 4.24** に示すように、ねじ継手鋼管は損傷するが、ライニング管が管軸方向へのガイドになり鋼管の変形は軽減され、ライニング管の表面に傷は付いたがケーブル収容空間は健全であり、収容した光ケーブルに損傷は生じなかった。

一方、屈曲角 4°の時、ライニング管がない場合は、**図 4.25** に示すように、衝突時の軸ずれが大きくなるため鋼管継手部が管内側に大きく捲れ上がり、内側に食い込む被災が再現され、鋼管の変形により光ケーブルが断線にまで至っている。ライニング管がある場合、**図 4.26** に示すように、ねじ継手鋼管は損傷するが、ライニング管が管軸方向へのガイドになり鋼管の変形は著しく軽減され、ライニング管の表面に傷は付いたがケーブル収容空間は健全であり、収容した光ケーブルに損傷は生じなかった。



図 4.23 屈曲角 0° ライニング管なし



図 4.24 屈曲角 0° ライニング管あり



図 4.25 屈曲角 4° ライニング管なし

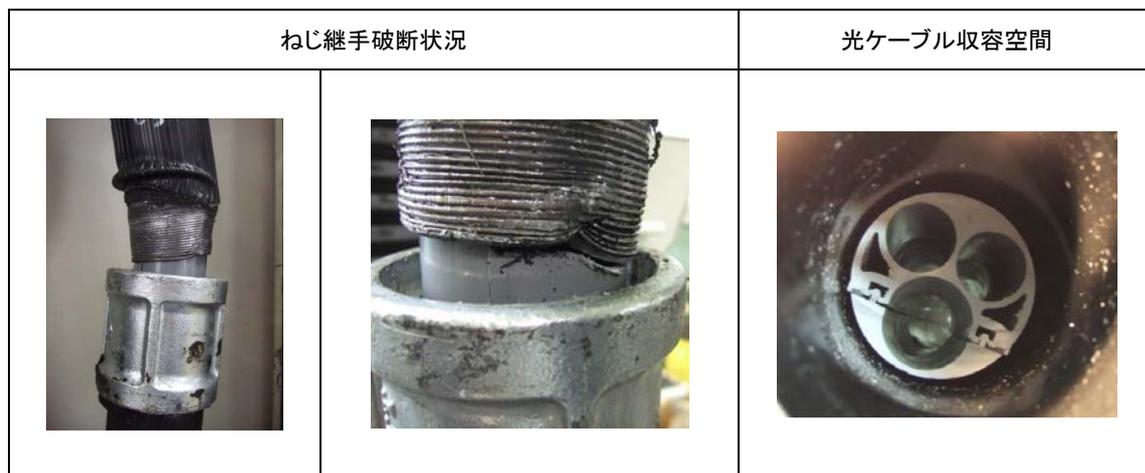


図 4.26 屈曲角 4° ライニング管あり

被災事例を基にした繰り返し衝突に関する性能評価として、ライニング管が無い場合のねじ継手鋼管は、継手部でねじが管内部に捲れるように損傷し、收容された通信ケーブルを損傷する可能性があることが確認できた。一方、ライニング管がある場合は、ライニング管の表面に傷は付くがケーブル損傷は無く、光ケーブルを防護する効果が期待できることが確認できた。

4.4.2 不等沈下に関するケーブル防護機能の評価

(1) 不等沈下に関する評価モデルの設定と解析的検証

液状化や軟弱地盤においては、図 2.17 に示したとおり、不等沈下や盛土の変状などにより、防護コンクリート直近継手部が損傷し、損傷した管路が地盤変状に追随することでケーブルが被災することがある。地盤変状による管路の実被災状況を写真 4.9 に示す。なお、防護コンクリート



写真4.9 実際の地盤変状による管路被災

は無筋構造で、コンクリート強度は 13MPa 以上と定めている。

ここでは、防護コンクリートによる補強が機能し、防護コンクリート区間直近の第一接続部のねじ継手が損傷した事例を想定する。この被災パターンも、管路の連続性が継手部で損なわれた場合にはケーブル被災にまで至る可能性が高い。このような箇所への耐震対策として、1983 年に現行規格として離脱防止継手を導入しており、現在まで被災事例がないことから、その効用は確認されていると考える。

離脱防止継手の設計値は、引き抜き量 105mm、曲げ角 2.5°である。設計上の沈下量は、道路土工指針¹⁷⁾により盛土道路における供用後の残留沈下量を 10 から 30cm 以内になるよう規定していることから、30cm の不等沈下に対応することとし、地盤沈下で 5mm、地震による伸縮で 40mm、温度伸縮で 30mm、施工誤差等で 30mm を見込み、引き抜き量 105mm としている。

ライニング管のケーブル防護効果を評価する手順は、1) 解析により 30cm の不等沈下が発生した時のねじ継手鋼管の挙動を求めた上で、ねじ継手鋼管の被災が見られる場合には、2) 解析により 30cm の不等沈下が発生した時の離脱防止継手の挙動を求め、さらに、解析結果で離脱防止継手の被災が確認できない場合には、解析で得られた離脱防止継手の挙動がライニング管に作用すると考え、3) ライニング管が離脱防止継手以上の地盤追従性を有するか検証する。

不等沈下に伴うねじ継手の挙動解析モデルを図 4.27 に示す。挙動解析は、不等沈下が発生した際の強制変位を、地盤ばねを介して管路に作用させた。解析には、地下線状構造物の耐震解析に実績のある ERAUL2007 を用いた。防護コンクリート部の長さを 5.5m とし、5.5m のねじ継手鋼管 3 本が接続されたモデルとした。1983 年に離脱防止が導入される以前の管路設計に基づく、代表的な旧規格管路の設備形態である。左端のボックスカルバート端部は沈下しないため固定点とし、右端を自由端とした。各部材の要素長は 0.1m で分割した。表 4.9 に防護コンクリート外の区間と防護コンクリート区間の断面形状を示す。

部材の特性は、ERAUL2007 で解析可能な様に、断面幅と断面係数が等価となるパイプ断面に置き換えた特性を用いて解析を行った。地盤ばねは、又木らの研究⁸⁾により報告された軟弱地盤における通信管路の挙動解析の値を用い、表 4.10 に示すようにバイリニア形の地盤ばね特性と

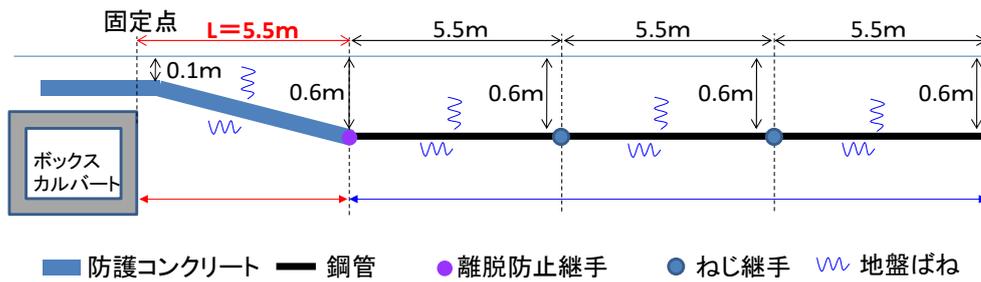


図 4.27 不等沈下に伴うねじ継手の挙動解析モデル

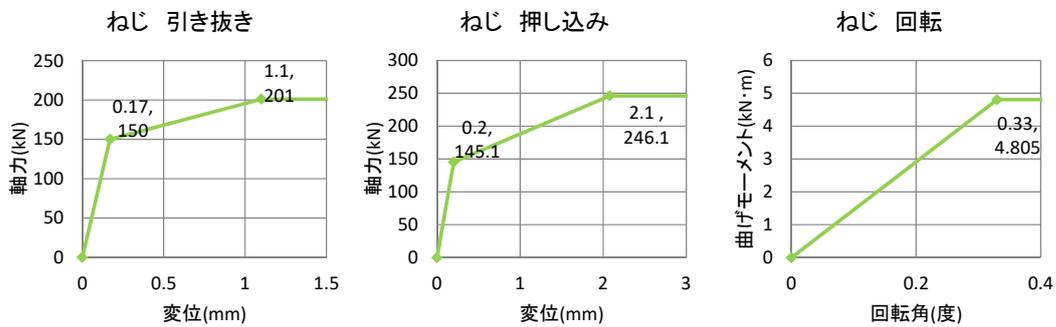


図 4.28 ねじ継手の特性

表 4.9 部材特性

区間	断面形状	部材特性
防護コンクリート (外) 区間	外径: 89mm 肉厚: 4.2mm	弾性係数E: 206 kN/mm ² 標準管長L: 5500 mm 外径D: 178 mm 肉厚t: 0.92 mm
防護コンクリート 区間	外径: 350mm 肉厚: 16.5mm	弾性係数E: 35 kN/mm ² 標準管長L: 5500 mm 外径D: 350 mm 肉厚t: 16.5 mm

表 4.10 地盤ばね

地盤ばね (N/mm ³)		すべり限界値 (mm)
軸直角方向 	$K = 0.89 \times 10^{-3}$ $K' = 0.0089 \times 10^{-3}$	40
軸方向 	$K = 1.9 \times 10^{-3}$ $K' = 0.17 \times 10^{-3}$	5

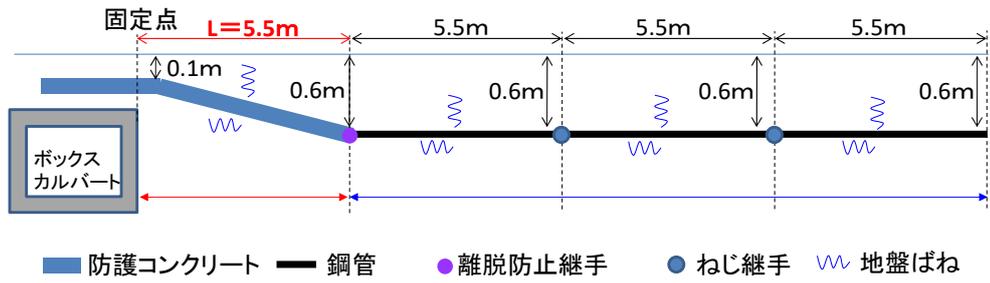


図 4.29 不等沈下に伴う離脱防止継手の挙動解析モデル

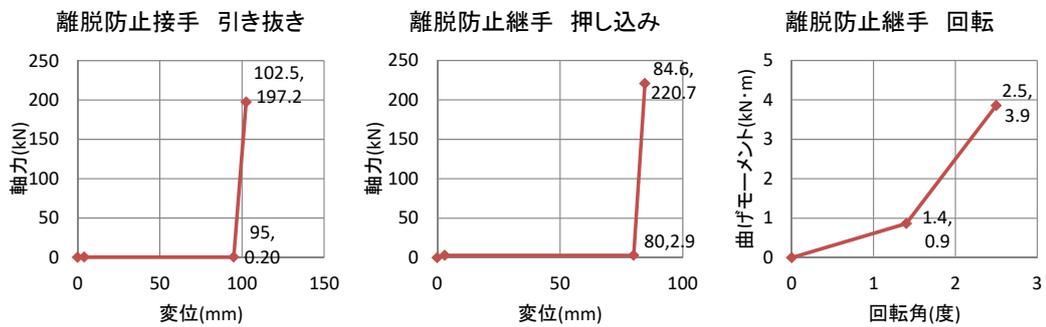


図 4.30 離脱防止継手の特性

表 4.11 不等沈下に伴う挙動解析結果

第一接続点の 継手種別	沈下量 10cm		沈下量 20cm		沈下量 30cm	
	回転量	伸縮量	回転量	伸縮量	回転量	伸縮量
	(Deg)	(mm)	(Deg)	(mm)	(Deg)	(mm)
ねじ継手	-0.14	0.01	0.73	0.02	1.70	0.02
離脱防止継手	-0.23	4.10	0.69	7.00	1.74	8.01

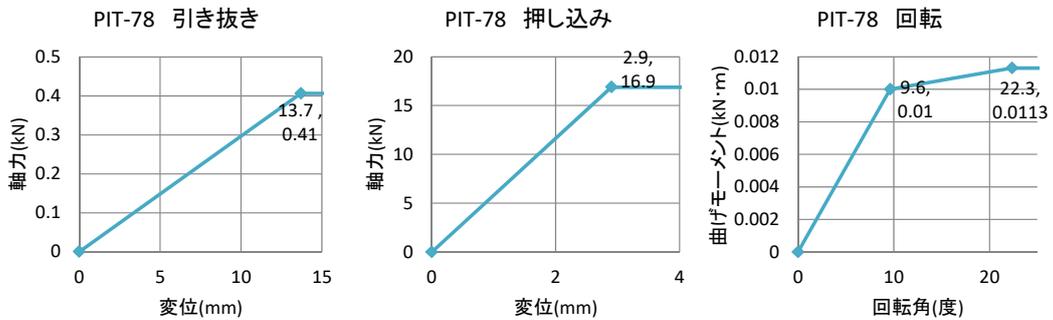


図 4.31 ライニング管継手の特性

した。すべり限界値までの地盤ばねを K 、すべり限界以降の地盤ばねを K' とする。ねじ継手の特性は、**図 4.28** に示すように実験から得られた非線形特性を用いた。

表 4.11 に不等沈下に伴う挙動解析結果を示す。不等沈下に伴うねじ継手の挙動解析から、伸縮量は 0.02mm と許容値 0.17mm を下回るものの、回転量については、沈下量が 20cm を越えた時点で 0.73° となり、許容値 0.33° を大きく超え、損傷する結果となった。

次に、防護コンクリート端に離脱防止継手を設置した現行設計における挙動を求める。なお、離脱防止継手を設置した現行規格管路で被害が生じた事例は報告されていない。解析により 30cm の不等沈下が発生した時の離脱防止継手の挙動を求めることで、既設管路に作用する最大クラスの変形を求める。不等沈下に伴う離脱防止継手の挙動解析モデルを**図 4.29** に示す。**図 4.27** に示したねじ継手の解析と同様に、防護コンクリート部の長さを 5.5m とし、防護コンクリート右端部の継手を離脱防止継手とした。各部材の要素長は 0.1m で分割した。断面形状、部材の特性および地盤ばね特性もねじ継手と同様に、**表 4.9**、**表 4.10** の値を使用した。離脱防止継手の特性は、**図 4.30** に示すように実験から得られた非線形特性を使用した。設計上の引き抜き量は 105mm であるが、実験で得られた結果から引き抜き量の許容値は 95mm とする。

不等沈下に伴う離脱防止継手の挙動解析結果を**表 4.11** に示す。沈下量 30cm の場合において、離脱防止継手の伸縮量は 8mm 程度と許容値 95mm に対し小さな値となり、回転量についても、 1.7° となり、許容値 2.5° を下回り継手の損傷や収容ケーブルの被害は生じない結果となった。従って、ライニング管の不等沈下に伴う地盤追従性については、ライニング管が離脱防止継手以上の伸縮量と回転量を有している場合、光ケーブルを防護できる可能性が高いと考えられる。

図 4.31 に示したライニング管継手の特性から、離脱防止継手の伸縮量 8mm に対しライニング管継手は 13.7mm と上回り、離脱防止継手の回転量 1.7° に対しライニング管継手は 9.6° と上回る結果となった。従って、**図 4.27**、**図 4.29** に示す不等沈下モデルに対し安全と考えられる。しかしながら、離脱防止継手の特性として、引き抜き量 95mm を有していることから、性能評価として離脱防止継手と同等以上の引き抜き量と回転量を有していることを実験的に検証することとした。



写真 4.10 地盤追従性実験状況

表4.12 地盤追従性能

		回転変位量						
		0°	2.5°	5.0°	7.5°	10.0°	12.5°	15.0°
水 平 変 位 量	7cm 引張	離脱防止継手の可動域		ライニング管の可動域				
	10cm 引張	の可動域						
	15cm 引張							
	20cm 引張							

(2) 不等沈下に関する評価結果と考察

検証実験は、ライニング管部材 36 個(8.3m)を接続し、アクリル製の透明な管の中に設置した。アクリル管とライニング管は、両端でボルトにより固定した状態から、引張から曲げの順番で行い、継手部に異常がないか確認した。実験状況を写真 4.10 に示す。

検証結果を表 4.12 に示す。7cm から最大 20cm まで引張り、0°から 2.5°間隔で最大 15°まで曲げた。これらの引張及び曲げ角度の数値は、2 項で述べたライニング管継手の特性より、引張については 6mm/箇所×35 箇所、曲げ角度については 10°/箇所×1, 2 箇所を考慮し、およそ限界に達する範囲での検証とした。

不等沈下に関する性能評価として、ねじ継手鋼管損傷後の地盤変状に対し、ライニング管は、現行対策である離脱防止継手以上の十分な追従性を有していることから、光ケーブルを防護する効果が期待できることを確認した。

4.4.3 防護コンクリート破断に伴うせん断作用に関するケーブル防護機能の評価

(1) 防護コンクリート破断に伴うせん断力のモデル化

暗渠や橋台などの周辺は、構造物を建設した後に埋め戻した土により覆われている。埋戻土は、一般地盤に比べ地震動で沈下が生じやすい軟弱な地盤と言える。このような、沈下の生じやすい埋戻土に覆われた暗渠や橋台の周辺では、構造物の周辺地盤が沈下する不等沈下が発生しやすい。

東北地方太平洋沖地震時に実際に生じたケーブル切断事例は、**図2.18**に示したボックスカルバートを上越した区間の防護コンクリートが破断し、周辺地盤の沈下に伴い防護コンクリートが鉛直方向に沈下し、光ケーブルにせん断力が作用し破断した事例である。**図4.32**に光ケーブル被災状況を示す。

被災は、国道に添って歩道内に占用する管路設備と国道を横断するボックスカルバート製の水路との交差する箇所が発生している。管路設備は、ボックスカルバートを上越するために占用位置を浅くする必要があり、通常であれば多条多段のところを1段9条の平積みにしてボックスカルバートに直接載せていた。管種は、ねじ継手鋼管であり、継手位置は、管軸方向に千鳥配置ではなく同一箇所にて位置していた。管路敷設時に管路を並べてから継手を接続するため施工上のやり易さから継手位置を揃えていることが過去多かったためである。継手位置としては、4条はボックスカルバート直上に位置し、残り5条はボックスカルバート直上からずれ、埋戻土の上に位置している。なお、管路敷設後は、占用位置が浅く設備事故の可能性があり、周辺での不等沈下が予想されることなどからボックスカルバートの直上並びに横断する前後2から4mに防護コンクリートを打設している。防護コンクリートは、構造物本体ではないことから鉄筋はなく、コンクリート強度は13MPa程度以上としている。なお、ボックスカルバート直上を上越する防護コンクリート区間については、設備記録図から抽出でき、同様の事象が発生する可能性のある箇所を抽出することが可能である。

被災状況は、ボックスカルバート端部に位置する管路継手部で防護コンクリートが継手位置に添って割れ、管路継手は全て損傷していた。今回、複数の管路継手の位置を同一線上に揃えることで継手の外径分のコンクリート厚さが薄くなること、隣り合う継手間のコンクリート厚さが薄くなること、など構造体として弱点部になり易いと考えられる。なお、損傷した継手のねじ部を中心に管路が腐食しており、地震前から防護コンクリートに亀裂等が発生し、水分を供給していた可能性も考えられるが、コンクリート厚さが薄いことやこのような形態での施工箇所が多いことを考えると防護コンクリート区間における不等沈下に伴う現象と考えられる。

ボックスカルバート直上に継手が位置している4条については、防護コンクリート端部がボックスカルバート上にあり、段差を伴う沈下は見られない。一方、管路継手位置がボックスカルバート上に無い5条については、管路を含む防護コンクリート、アスファルト舗装ともに管軸鉛直方向に約15cm沈下している。鋼管の内径は80.7mm、外径は89.1mmであり、約15cmの沈下は、管路直径の約2倍の沈下に相当する。管路に収容されている光ケーブルは、ボックスカルバート上に位置し続ける管路と損傷後沈下する管路に挟まれるように上載荷重相当のせん断力が加わ

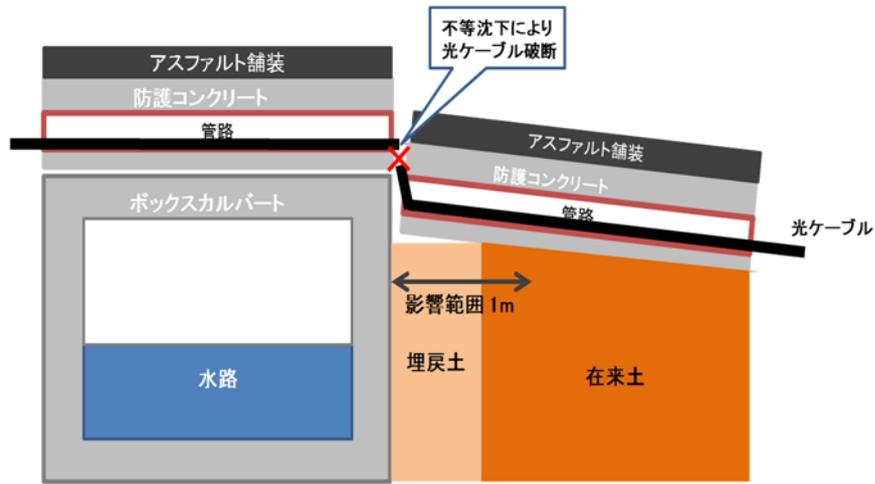


図4.32 (a) 光ケーブル破断状況(縦断方向)

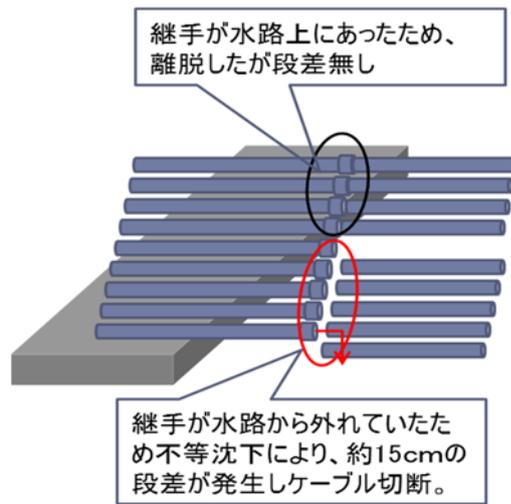


図4.32 (b) 光ケーブル破断状況(横断方向)

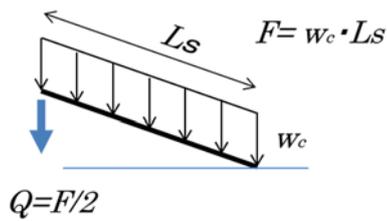


図4.33 片端持上荷重モデル

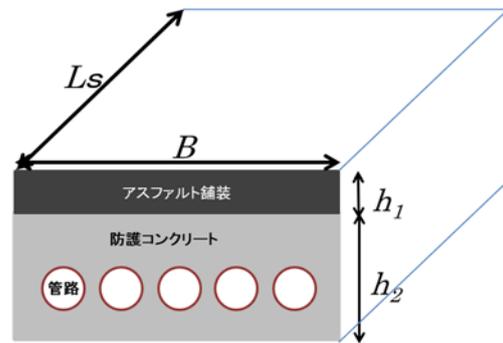


図4.34 上載荷重モデル(管路鉛直方向断面)

り、光ケーブルが破断し通信が途絶した。

鋼管は、ボックスカルバートを上越しするため地表面に近い場所に占用している。ケーブル切断箇所では、15cmの沈下が見られたが、1m程度先からは元の地面と接地しており、上載荷重は地盤が負担している。管路の占用位置は、歩道0.6m、車道1.2mを標準としておりボックスカルバートを上越しする浅層区間からは通常の占用位置に向かって深く埋設することになる。

今回の被災事象は、1) ボックスカルバートの埋戻土近辺で発生する急激な段差を伴う不等沈下であること、2) 沈下側の管路、防護コンクリートの軸方向は埋設深度が深くなる方向に傾斜していること、3) ボックスカルバート周辺から離れた位置では地盤の転圧が利いており比較的安定した状態で防護コンクリートを支持していること、などから光ケーブルに作用したせん断力は、**図4.33**に示す片端持上荷重モデルとした上で、全上載荷重 F の1/2がせん断力 Q として作用するモデルで考えることとした。**図4.34**に上載荷重モデルを示す。上載荷重としては、①アスファルト舗装重量、②防護コンクリート重量、③既設管路重量、を考える。

荷重モデルから総計重量の1/2がせん断力として作用するので光ケーブルに作用するせん断力 Q は、以下の式(4-3)となる。

$$Q = \frac{1}{2} [B \cdot h_1 \cdot L_s \cdot \gamma_1 + B \cdot h_2 \cdot L_s \cdot \gamma_2 - \frac{\pi}{4} D_c^2 \cdot L_s \cdot \gamma_2 \cdot R + \frac{\pi}{4} (D_c^2 - d_c^2) L_s \cdot \gamma_3 \cdot R] \quad (4-3)$$

ここに、 L_s ：管路軸方向の不等沈下する区間の長さ、 B ：管路鉛直方向の沈下する防護コンクリートの幅、 h_1 ：アスファルト厚、 γ_1 ：アスファルト単位体積重量、 h_2 ：防護コンクリート厚、 γ_2 ：防護コンクリート単位体積重量、 D_c ：管路外径、 d_c ：管路内径、 γ_3 ：管路の単位体積重量、 R ：管路条数をとす。なお、これらの諸量は以下の数値となる。

γ_1 ：アスファルト単位体積重量 22.5 kN/m³

γ_2 ：防護コンクリート単位体積重量 23.0 kN/m³

γ_3 ：管路の単位体積重量 78.5 kN/m³

D_c ：管路外径：0.0891m

d_c ：管路内径：0.0807m

これより、今回の被災事象における光ケーブルに作用したせん断力を算出する。現場の状況から管路軸方向の不等沈下した長さ L_s は1m、管路鉛直方向の沈下した防護コンクリートの幅 B は1m、管路条数 R は5条、アスファルト舗装厚 h_1 は0.15m、防護コンクリート厚 h_2 は0.2mであることから、式(4-3)より3.9kNであったと算出できる。

なお、今後の対策を考える場合、設計時に光ケーブルに作用するせん断力を算出する必要がある。アスファルト舗装厚、防護コンクリート厚は設備記録図から算出できるが、個々の地震時における不等沈下する長さや幅など挙動を把握することは困難である。高田ら^{14),15)}は、実際の地震時における地盤沈下では沈下部と非沈下部との間に穏やかな過渡的沈下領域があること、本事例のような段差的な沈下は地中に強固な構造物が埋設されているなど特殊な条件でのみで発生す

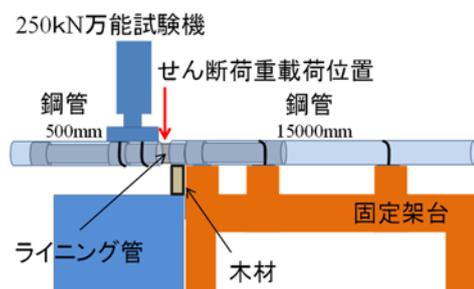


図4.35 せん断作用の実験概要

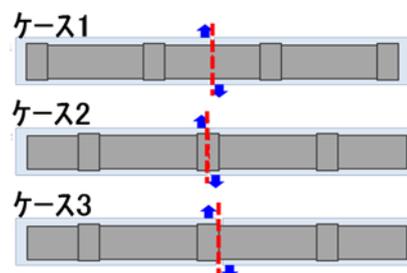


図4.36 せん断荷重を作用させる位置

るとしている。

また、管路設備の占用位置は地表面に近いボックスカルバートの上越し区間から深くなる方向に線形していることや、ボックスカルバート建設時に必要以上の余掘りを行うことは稀であり埋戻す範囲は最小限であること、などを勘案し不等沈下する長さは、今回の被災事例である1mで設計し、防護コンクリートの幅は、部分的な沈下は考慮せず既設設備全体を対象にした沈下幅を設計することが妥当と考える。ただし、この考え方は、構造物背面における転圧不足を想定したもので、大規模な盛土のすべりや流動を想定したものではない。

(2) ライニング管のせん断耐荷力の算出

これまで、管路や管渠更生工法など地下に連続する小口径の構造体では、管軸方向に地震動が伝搬するとしており、そのため影響の受けやすい管軸方向を主体に検討し、せん断力などの鉛直断面に対する照査、検証を省略してきた。特に管渠更生工法における自立管については、既設管路の影響について地震時の挙動を把握することは不可能として既設管がないものとして検討を行っている²⁾。

評価実験にあたり、管路が継手部で損傷し鉛直方向に変位しようとする状況下で、光ケーブルを収容しているライニング管にせん断力が作用した場合には、ライニング管は変形するが、光ケーブル収容孔の内径が光ケーブル外径より大きい状況では光ケーブルに外圧は作用していないことから、通信が途絶することはないレベル（以下、通信途絶回避レベル）と定義する。図4.35に実験概要を示す。

管路は既に損傷していることから250kN万能試験機に鋼管を固定した側と固定架台に固定した鋼管側を突合せ、その中にライニング管と光ケーブルを設置する。万能試験機に設置した鋼管側に鉛直方向に変位制御にて荷重をかけることでライニング部材にせん断力を作用させる。なお、固定側は、鋼管のたわみによる影響を低減するため木材で支えるとともに、鋼管が回転しないように固定した。载荷の際、光ケーブル収容孔が変形し光ケーブルを挟み込むことで容易に軸方向前後に移動できなくなる荷重を通信途絶回避レベルにおける空間限界荷重と定義する。その後、部材が破断するまでの荷重を破断荷重とする。なお、ライニング部材は、継手を有する構造から

表 4.13 せん断耐荷力試験結果

ケース	破断荷重 (kN)	平均破断荷重 (kN)	空間限界荷重 (kN)	平均空間限界 荷重 (kN)	せん断耐荷力 (平均空間限界荷重 - 1.64 σ) (kN)
ケース 1	22.8	26.6	10.1	9.90	9.68
	27.0		9.96		
	30.0		9.76		
ケース 2	7.44	7.52	3.85	3.56	3.19
	8.16		3.31		
	6.97		3.51		
ケース 3	11.2	11.1	8.36	7.49	6.08
	11.5		6.31		
	10.5		7.80		

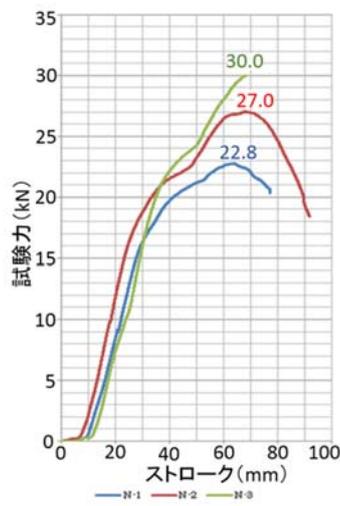
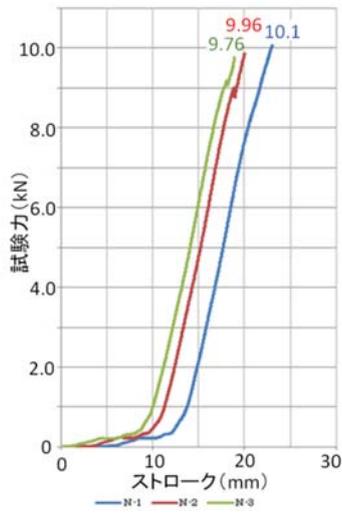
継手部が弱点となり、せん断荷重を作用させる位置により空間限界荷重、破断荷重が異なることが想定される。せん断力を作用させる位置を3ケース設定し、各ケース3回測定する。図4.36にせん断荷重を作用させる位置3ケースを示す。赤色破線がせん断力を作用させる位置である。

ケース1は、部材本体部の中央に位置し、せん断力は継手に左右されず本体部分に作用する。ケース2は、継手部中央に位置し、継手内部の本体部材の切れ目となるため、せん断力は継手部材に作用する。ケース3は、継手部端部に位置し、継手内部の一部本体と継手部が重なり合っており、せん断力は本体並びに継手内部の一部本体と継手部に作用する。

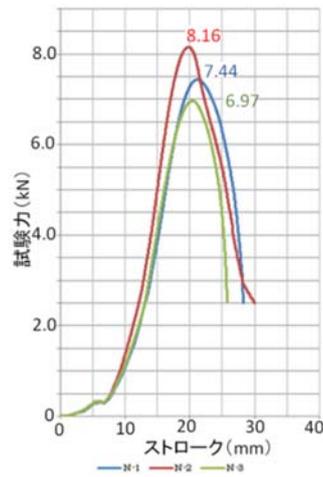
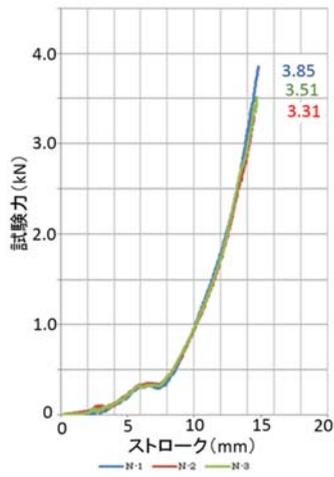
各ケースにおいて、破壊荷重 > 空間限界荷重 の関係が成り立ち、かつ空間限界荷重が弾性領域内での変形であることが確認できれば、構造力学的に安定した状態での通信途絶回避レベルを設定することが可能となる。

(3) せん断作用に関する安全照査方法の提案

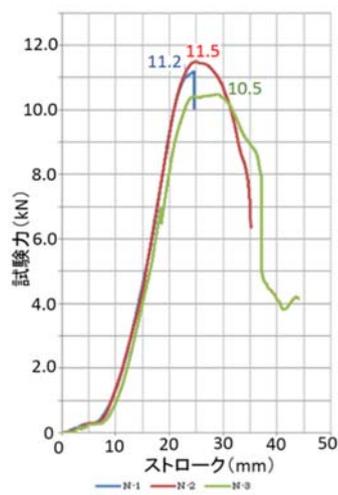
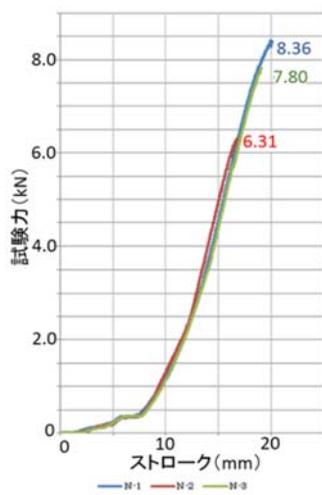
表4.13に各ケースのせん断耐荷力試験結果を示す。また、各ケースでの空間限界荷重、破断荷重の実験結果を図4.37に示す。空間限界荷重は、ライニング部材にせん断力を作用させながら、光ケーブル収容孔の変形により光ケーブルが軸方向前後に移動できなくなる位置まで荷重を行った結果である。破断荷重は、ライニング部材が破断するまで荷重を継続的に行った結果であり、破断状況の写真も記載する。いずれのケースもストローク長10mm程度まで荷重曲線が緩やかになっているが、鋼管の内径とライニング管の外径の差（継手部4mm、本体部9mm）を有することから安定した裁荷状態になるまでの状況である。ケース1から3で破断荷重、空間限界荷重ともに異なる結果であった。



(a) ケース 1 (左: 空間限界荷重 中: 破断荷重 右: 破断状況)



(b) ケース 2 (左: 空間限界荷重 中: 破断荷重 右: 破断状況)



(c) ケース 3 (左: 空間限界荷重 中: 破断荷重 右: 破断状況)

図 4.37 せん断作用実験結果

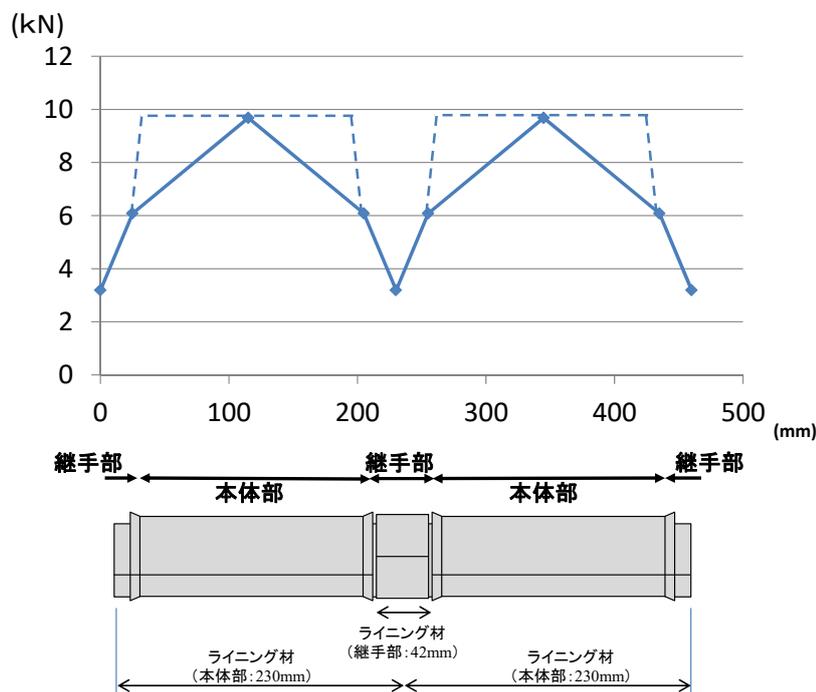


図4.38 部材が連続した場合のせん断耐荷力

ケース1は破断荷重，空間限界荷重ともに最も高い数値となっている．継手部を含まない本体部材のみでせん断荷重を受けるため鋼管と鋼管に挟まれ本体部材に食い込むように破断した．破断荷重と変位図から弾性変形領域は15kNと想定できることから空間限界荷重は弾性領域内での結果と考えられる．

ケース2は破断荷重，空間限界荷重ともに最小値を示した．これは，ライニング管の構造上の不連続点にあたる継手中央位置であり，せん断荷重に対しても最も弱い箇所と言える．せん断荷重に継手部が抵抗するもの上下に引きちぎられるように継手が損傷し破壊した．破断荷重と変位図から弾性変形領域は5.5kNと想定できることから空間限界荷重は弾性領域内での結果と考えられる．

ケース3は破断荷重，空間限界荷重ともにケース1，2の間に位置する．せん断力が作用する継手部の端部は，継手本体部材と継手内部で一部本体と継手部が重なり合っている箇所との間に位置するため，荷重の増加に伴い継手部から本体部材側で引きちぎられるように破壊した．破断荷重と変位図から弾性変形領域は9kNと想定できることから空間限界荷重は弾性領域内での結果と考えられる．

今回の実験から，せん断荷重を作用させる位置を変えたいずれのケースも，「破断荷重>弾性領域>空間限界荷重」の関係が成り立ことを確認できた．構造力学的に安定した状態で空間限界荷重を通信途絶回避レベルとして設計に用いることが可能であることを意味する．さらにデータ母数が少ないこともあり試験結果を正規分布と考え95%の信頼性をもって安全側に判断することとし¹¹⁾，標準偏差(σ)を求め平均空間限界荷重から -1.64σ の値を通信途絶回避レベルにおける

せん断耐荷力 q と定義する。なお、通信途絶を想定した限界設計であることから安全率は考慮しない。

部材が連続した状態での通信途絶回避レベルとしてのせん断耐荷力を図4.38に示す。横軸に本体部と継手部の位置関係がわかるよう併記した。230mmが継手部の中心となりケース2の載荷位置に相当する。なお、本体部分でのせん断耐荷力が連続していると想定したラインを点線で示した。実際の現場において、どの位置にせん断荷重が作用するかは不確定なため、最も弱い継手部にせん断荷重が作用するものと考えることが安全側と言える。従ってライニング管のせん断耐荷力 q は、設計上3.2kN程度と考えるのが妥当と言える。

光ケーブルに作用するせん断力 Q に対し、それを上回るに必要な必要条数 P_x を求めることで、安全照査を可能とした設計が実施できる。式(4-4)に計算式を示す。

$$P_x > \frac{Q}{q} \quad (4-4)$$

ここに、 P_x ：ライニング管の必要条数(本)、 Q ：上載荷重によるせん断力(式4-3)、 q ：ライニング管のせん断耐荷力(3.19kN/本)である。

通信途絶回避レベルでのライニング管のせん断耐荷力を明確することで安全照査を可能とした耐震設計が可能となる。また、本事例と同様の現象を伴う可能性の高いと考えられる橋台背面での不等沈下対策への適用が期待できる。さらに、ケーブルが収容されていない空き管路がある場合には、空き管用ライニング管などを適用することで、せん断耐荷力を向上させる方法も考えられる。

これまで管路のような小口径の設備については、断面方向の検討を省略してきたが、ライニング管など継手構造を有する構造物については、せん断耐荷力を明確にし、せん断荷重に耐えうる必要条数を設計することで安全照査が可能となる。

4.5 旧規格管路への耐震対策の提案

表 2.13 に示した光ケーブルの損傷要因と既設設備への対策に、これまでの検討結果を踏まえ、表 4.14 に光ケーブルの損傷要因と既設設備への対策についてまとめる。

パターン1については、既設管路への対策ではなく、マンホール内に光ケーブルの余長を多くとり、光ケーブルに作用する引張力や屈曲角度を緩和する方法が有効である。なお、既設管路の突き出しに対しては、ライニング管による二重管を適用している場合においては、写真4.5に示すようにライニング管把持具や取付け金物により、ダクト部におけるコンクリートの剥離、落下や管路突き出しへの抑制効果も期待できることから、今後とも被災事例を注視していく必要がある。

パターン2からパターン4に対しては、ケーブル収容管用ライニング管による既設管路との二重管とする対策を提案するものである。なお、パターン3については、マンホール内で光ケーブルの余長を多くとり、光ケーブルに作用する引張力や屈曲角度を緩和する方法が有効である。

表 4.14 光ケーブルの損傷要因と既設設備への対策

要因	解説	被災しやすい箇所	既設設備への対策
パターン 1: マンホール内での引張、屈曲による破断、損失増加 (図 2.15)	管路やマンホールが大きく移動、または、管路が突き出すことにより、マンホール内の光ケーブルの固定部に引張り力や屈曲が作用して被災する。	<ul style="list-style-type: none"> ・軟弱地盤、液状化地盤における不等沈下 ・液状化による側方流動 ・盛土区間の側方流動 ・盛土区間の崩壊などの発生したマンホール 	マンホール内に光ケーブルの余長をとり、引張り力や屈曲角度を緩和する。
パターン 2: 管路区間での繰り返し衝突による破断、損失増加 (図 2.16)	管路が損傷した後、地震動による繰り返し衝突で変形した管路が光ケーブルを突き刺す、あるいは管軸がずれることで光ケーブルに屈曲が作用して被災する。	<ul style="list-style-type: none"> ・マンホール直近の接続部（ダクト部、旧伸縮継手部） ・橋台背面を含む防護コンクリート区間直近の継手部 ・管路区間中央部 など 	ケーブル収容管ライニング管による二重管とすることで、管路が損傷した後の繰り返し衝突による管路変形や管軸ずれを緩和する。
パターン 3: 管路区間での引張、屈曲による破断、損失増加 (図 2.17)	管路が損傷した後、不等沈下により光ケーブルに引張り力や屈曲が作用して被災する。	<ul style="list-style-type: none"> ・軟弱地盤、液状化地盤における不等沈下 ・盛土区間の側方流動などが発生した橋台背面やボックスカルバート上越しなどの防護コンクリート区間直近の継手部 など 	マンホール内に光ケーブルの余長をとり、引張り力や屈曲角度を緩和するとともに、ケーブル収容管ライニング管による二重管とすることで、線形や屈曲角度を緩和する。
パターン 4: 防護コンクリート区間内でのせん断作用による破断、損失増加 (図 2.18)	管路が損傷し鉛直方向にずれることにより、光ケーブルにせん断力が作用して被災する。	<ul style="list-style-type: none"> ・ボックスカルバート上越し区間 ・橋台背面の防護コンクリート区間 など 	ケーブル収容管ライニング管による二重管とすることで、管路が損傷した後に作用するせん断力を内管が受け持ち、光ケーブルを防護する。

4.6 本章の結論

奥津ら¹⁾の研究で得られたデータに対して分析を加え、二段階の応答変位法によるライニング管の耐震性評価手法を用いて、ケーブル収容管用ライニング管の耐震性を評価し、検証実験により評価手法の妥当性を確認することで、地震時のライニング管によるケーブル防護効果を確認した。文献1)に分析を加え、管軸方向における非線形地震応答解析において、地盤ひずみ1.0%の地震動を想定した場合、外管である鋼管は損傷してもライニング管は損傷することが無く、ケーブルを防護できること、地震応答解析の検証実験では、測定値と解析値が比較的よい対応をしていることなどを確認した。ライニング管は、鋼管との接触面積が小さく鋼管からの拘束力が弱いこと、短い間隔で継手が多数あることから変位を吸収できること、などから既設管である鋼管の影響を受けにくいことが耐震上の優位点である。なお、地震動による地盤ひずみとして1.0%は、世の中の耐震設計指針類^{12),13)}と比較しても大きいと考えられる。流動化のような現象まで考えると1.0%を超えることもあるが、通信用管路では、性能として大規模な地盤変状に耐えることを想定していない。

さらに、要求する耐震性能として、管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないことと新たに定義し、既設管路が損傷した後、光ケーブルの損傷パターンを考慮した性能評価により、ライニング管によるケーブル防護機能の検証を試みた。このことは、たとえ通信管路は被災しても、光ケーブルは途絶させない、既設管路に対する耐震対策として有用である。性能評価結果として、1) 繰返衝突によるケーブル損傷を低減できること、2) 不等沈下時の地盤追従性が高いこと、3) 防護コンクリートが破壊し、せん断力が作用した場合でもケーブル損傷を低減できることを確認した。

ただし、この性能評価は拘束条件のない地上で行っており、実際の埋設環境とは異なる。軸方向変位であれば、継手外径見合いの張り出しにより地盤内に空隙を生じること¹⁶⁾や、沈下を伴う場合は、地盤拘束力が低下すること¹⁵⁾が知られているが、今後の被災事例に注視し、検証を重ねる必要がある。

また、これまで管路のような小口径の設備については、断面方向の検討を省略してきたが、ライニング管など継手構造を有する構造物については、そのせん断耐荷力を明確にし、せん断荷重に耐えうる必要条数を設計することで安全照査が可能であることを提案した。

地滑りを伴うような著しい地盤変状や熊本地震で見られた断層による地盤のずれなどに関しては課題と考えるが、既往地震において経験した一般的な被災現象に関しては、ライニング管を既設管路に適用することで光ケーブルを防護することが十分可能であると考えられる。

本提案により、ケーブル収容管用ライニング管は、既設管路損傷後のケーブル防護機能の観点からも既設管路に対する耐震性向上施策として展開できることが明らかとなった。これまでケーブルを収容した既設管路を対象とした耐震対策はなかったが、ケーブル収容管用ライニング管を適用することで新たな耐震対策が可能となり、ネットワークの更なる信頼性向上が期待される。

4.7 参考文献

- 1) 奥津大, 榊克実, 山崎泰司, 片桐信, 鈴木崇伸: ケーブル収容管補修技術によりライニングした通信管路の地震時ケーブル防護効果, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp. I_897-I_907, 2014.
- 2) 公益社団法人日本下水道協会: 管きょ更生工法における設計・施工管理ガイドライン(案), 2011.
- 3) 田中宏司, 鈴木崇伸, 片桐信, 山崎泰司: 通信管路設備の実被害分析によるライニング補強の耐震性に関する考察, 土木学会第64回年次学術講演会, I -204, pp.407-408, 2009.
- 4) 田中宏司, 奥津大, 山崎泰司, 片桐信, 鈴木崇伸, 杉山俊幸: ライニング補強した通信管路の地震時ケーブル防護効果評価方法, 土木学会論文集, A1(構造・地震工学), Vol.68, No.4, pp.I_959-I_968, 2012.
- 5) 山崎泰司, 瀬川信博, 奥津大, 石田直之, 稲村俊郎, 田中宏司: ケーブル収容管補修技術(3000心タイプ)による既設設備の耐震性向上, NTT 技術ジャーナル, Vol.23, No.11, pp.42-46, 2011.
- 6) 山崎泰司, 是国亨, 小高直樹, 山下宏幸, 稲村俊郎, 山田佳彦, 秋山武士: 不良管路を再生する「ケーブル収容管補修技術」, NTT技術ジャーナル, Vol.22, No.12, pp.50-54, 2010.
- 7) 高田至郎: ライフライン地震工学, 共立出版, pp.50-56, 1991.
- 8) 又木慎治, 出口大志, 中野雅弘, 鈴木崇伸, 友永則雄: 通信用中口径管路設備の耐震設計の検討, 構造工学論文集Vol.42A, pp.685-696, 1996.
- 9) 本田健一, 出口大志, 中野雅弘, 鈴木崇伸, 高田至郎: 通信用中口径管路評価における地震波動モデル化に関する一考察, 土木学会第52回年次学術講演会, I -B452, pp.902-903, 1997.
- 10) 田中宏司, 鈴木崇伸: 新潟県中越地震の電話施設の被害分析, 第12回地震工学会シンポジウム, 2006.
- 11) 土木学会: トンネル標準示方書シールド工法・同解説, 第5編限界状態設計法3材料の設計値, pp.253, 2006.
- 12) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説2009年版, 2009.7.
- 13) 日本ガス協会: 高圧・中低圧ガス導管耐震設計指針, 2013.4.
- 14) 高田至郎, 中野雅弘, 片桐信, 谷和弘, 小柳悟: 地震時地盤不等沈下を受ける耐震性硬質塩化ビニル管路の挙動, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp.145-154, 1999.
- 15) 高田至郎: ライフライン地震工学, 共立出版, pp.112-119, 1991.
- 16) 若竹雅人, 伊藤陽, 田中宏司, 片桐信, 鈴木崇伸: コンクリート巻き立て管の埋設地盤内の挙動に関する研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.I_496-I_505, 2016.
- 17) 公益社団法人日本道路協会: 道路土工一軟弱地盤対策工指針, 第4章 軟弱地盤対策, 2012.

第5章 結論

5.1 本研究で得られた知見

電気通信サービスを日本全国の津々浦々まで提供する上で、膨大な電気通信基盤設備が構築され維持管理が行われている。とう道設備で約 650km、管路設備で約 62 万延長 km に及ぶ。

このような電気通信基盤設備は、一朝一夕に出来上がるものではなく、長い年月をかけて、その時々での設計の考え方に準拠して構築されてきたものである。しかしながら、耐震設計の考え方は日々進化し、当時の設計が必ずしも現在の設計に過不足なく対応できているとは言えない。1995 年の兵庫県南部地震以降、2011 年には東北地方太平洋沖地震を経験し、2016 年の熊本地震までの間、最大震度 7 の地震をいくつか経験してきた。現在は、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を有するレベル 2 地震動を考慮する必要がある。さらに設備の重要度を考慮した性能設計の考え方が必要である。

本研究では、地中埋設された既設電気通信基盤設備を対象に、再構築するのではなく、比較的簡易に実現可能な方法を前提とする耐震対策及び対策箇所の選定手法についての提案を行った。

まず、これまで経験してきた過去の被災状況に関する分析を行い、とう道設備における課題、管路設備における課題についてまとめ、それぞれの課題解決に向けた提案を行った。

とう道設備においては、シールド立坑接続部における突き出し現象の簡易判定手法に関する提案を行った。これにより、シールドとう道における耐震対策の必要箇所の選定が容易になり、計画的な対策実施が可能となる。

管路設備においては、ケーブル収容管用ライニング管を適用した既設管路の耐震性向上の提案を行った。まず、耐震的な要求性能として、管路設備は損傷するものの光ケーブルは損傷しないことと新たに定義し、その上で、ケーブル収容管用ライニング管を対象に、地震時における力学的挙動を解析的、実験的に明らかにした。地震時において管路設備が損傷しても、ケーブル収容管用ライニング管が光ケーブルを防護できることを示した。これまでケーブルを収容している既設管路の耐震性を向上させる方法はなかったが、ケーブル収容管用ライニング管を適用することで費用的にも現実的な耐震対策を展開できる。

これらの提案により、耐震対策が進むことで通信ネットワークの信頼性向上に役立つものと期待している。

本研究を通じて得られた知見について、以下に記述する。

(1) とう道設備

- 1) 開削とう道においては、通信ビルとの接続部、地盤急変部や土質急変部で、不等沈下、液状化による沈下・流動などによる継目部の損傷が発生しており、1996 年に可とう性ゴムジョイント (M ジョイント) が導入され、現時点でおおよそ設置を完了している。
- 2) シールドとう道においては、1995 年の兵庫県南部地震時にシールドとう道が最大 2cm 立坑側に突き出す現象が確認されたため、2002 年に可とう性ゴムジョイント (E ジョイント) が導

入されている。しかし、対策要否の判定方法が個々の設備に対する動的解析に基づくため、費用面、技術面で現実的でなく対策は進んでいない。費用面、技術面において負担の少ない簡易判定手法が望まれている。

- 3) 2次元FEM地震応答解析の結果から、a) 軟弱な地盤において、固有周期は大きくなり地盤変位も大きくなること、b) 地盤が急変する場所において、固有周期差 ΔT_G は大きくなり、地盤の相対変位も大きくなること、c) 地盤のひずみと固有周期差に相関があること、などを確認した。さらに、解析結果を分析し、地盤の相対変位式における諸数値として、動的影響係数 K 、とう道の埋設深さ低減係数 $f(z/H)$ 、地表面応答速度 V の設定を行った。
- 4) 軟弱地盤や地盤急変部の影響を加味した簡易判定手法を提案するとともに、兵庫県南部地震及び東北地方太平洋沖地震における被災状況の検証を行い、判定式の妥当性を確認した。
- 5) 東京に実在する設備を対象に簡易判定手法を用いることで、シールドとう道立坑接続部における突き出し現象への対策が必要と考えられる設備対象を、およそ1割までに絞り込むことが可能であることを確認した。

(2) 管路設備

- 1) 1985年以降の現行規格においては、大規模な土砂崩壊、地割れ、大規模な液状化による側方流動など大規模な地盤変位を除けば、現行規格管路での被災事例は確認されておらず、現時点で現行規格を見直す必要性はないと考えられる。
- 2) 強震動エリアにおいて、橋台背面など不等沈下が生じる箇所の被災率が高くなる。
- 3) 弱体管や老朽管など旧規格の中でも特に古い規格の管路設備は被災率が高い。また、ケーブルを収容していない弱体管や老朽管に適用する空き管用ライニング管による耐震性向上を確認した。ライニングを実施することで、ケーブルを防護できる可能性を確認した。
- 4) 管路設備の被災率は、計測震度が6弱から6強へ大きくなるほど、また、計測震度増分が0.8から1.0へ大きくなるほど被災率が高くなる。
- 5) ケーブルを収容した状態で通信サービスを提供している既設の旧規格管路が多く存在する中、現行規格に移行するには多大な費用が必要であり進んでいない。費用面の負担が少なく、既設管路の耐震性向上が図られる対策が望まれている。
- 6) 非線形地震応答解析において、先行研究で示されたデータを活用し、分析を加えた結果、全てのパターンで既設管路は評価基準値を超えるものの、ケーブル収容管用ライニング管は評価基準値以下となった。ライニング管の各継手が理想的に伸縮し、変位を吸収していることが確認できた。
- 7) 軸方向変形に関する検証実験において、先行研究で示されたデータを活用し、分析を加えた結果、全てのケースで計測ひずみは評価基準値に対し極小であり、地盤ひずみ1.0%相当の強制変位に対し、ケーブル収容管用ライニング管は損傷することなく、各継手が理想的に伸縮し、変位を吸収していることが確認できた。
- 8) 既設管路の継手損傷後の外力を想定し、繰り返し衝突、不等沈下時の地盤追従性、防護コンクリート破断に伴うせん断作用の各現象に関する性能評価を行い、ケーブル収容管用ライニ

ング管の光ケーブル防護機能を確認した。

- 9) これまで小口径 75mm の管路については、断面方向の検討を省略してきたが、ケーブル収容管用ライニング管のせん断耐荷力を明確し、上載荷重に耐えうるライニング管の必要数を設計することで安全照査が可能であることを提案した。
- 10) 土砂崩壊などの大規模な地盤変状を除き、ケーブル収容管用ライニング管を適用することで既設管路の耐震性向上を図ることが可能となり、費用面からの負担も少なく実施できることから、通信ネットワークの信頼性向上への貢献に期待できる。

5.2 今後の課題

地中に埋設された既設のとう道設備及び管路設備について、耐震対策を推進する上で課題となっていた対策方法やその対策箇所選定について提案を行った。これらにより、対策が進むことで通信ネットワークの信頼性向上に役立つものと期待される。しかしながら、本研究で扱わず、個別に検討すべき事項として、断層に伴う地割れ、大規模な土砂崩壊、液状化に伴う大規模な側方流動などの事象が挙げられる。このような事象に対する個別検討を行い、有用な対策を実施していく必要がある。

また、既存の通信ネットワークは、面的に広範囲に存在するため、対策を実施する上で、優先順位を適切に行い、計画的に推進する必要がある。一方、今後発生する地震は、いつ、どこで、どの程度の規模で発生するか、予測することは難しい。

対策方法が明らかになり、その対策箇所の選定が可能となれば、今後、公共機関等から公表される情報に基づき、土質、防護コンクリートの有無、設備の線形などの埋設環境、建設年度、通信ケーブルの重要度、ネットワーク構成、劣化状況、など多様な観点から検討を行い、限られた予算の中で適切に優先順位付けを行う対策実施計画手法の開発が望まれると考える。

通信事業者においても、大規模地震を想定した被災シミュレーションに取り組んでおり、従来からの管路設備の被災率に加え、GIS 技術を活用し、液状化マップなど公開情報と通信設備を括り付けることで効率的な被災シミュレーション技術の改良を進めてきた¹⁾。さらに、庄司ら²⁾により、東北地方太平洋沖地震における通信埋設管路の被災分析や地震対策に活用するスクリーニング手法の検討が進んでいる。これらの研究成果が体系化され、適切な優先順位に基づき、効率的な耐震対策が実現されることで、通信ネットワークの更なる信頼性の向上が図られると考える。今後とも、被災事例分析、耐震性向上技術、シミュレーション技術などに関する研究を高度化していく必要がある。

5.3 参考文献

- 1) 山崎泰司, 瀬川信博, 田中宏司, 岡澤毅, 石田直之, 岸本敏明: 通信設備の地震時機能性評価技術の開発, NTT技術ジャーナル, Vol.21, No.8, pp.75-78, 2009.
- 2) 庄司学, 宮崎史倫, 若竹雅人, 伊藤陽, 鈴木崇伸: 通信埋設管路の地震対策に活用するスクリーニング手法の提案及び地震被害関数の構築, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.I_523-I_541, 2016.

謝辞

本論文は, NTT アクセスサービスシステム研究所在籍中に実施した研究成果を基に, 筑波大学大学院 システム情報系 庄司学准教授(指導教員)のご助言, ご指導を踏まえ, 学術的視点から取りまとめたものです。

庄司学准教授には, 入学前のご相談から今日まで, 社会人であることに特段のご配慮を頂きつつ, 有益かつ的確な多くのご指導, ご助言を頂きました。心より感謝いたします。なお, ご助言頂いた内容に十分にお答えできていない面もありますが, 今後の取組みに継続して反映していきたいと考えています。

筑波大学大学院 システム情報系 境有紀教授, 松島亘志教授の両教授には, 副指導教員として入学前から論文指導を頂き, 入学審査, 中間審査, 予備審査のみならず, 学術的観点から適宜ご指導, ご助言を頂きました。

筑波大学大学院 システム情報系 金久保利之教授, 東京大学 地震研究所 市村強准教授には, 予備審査時に幅広い視点からのご指導, ご助言を頂きました。

NTT アクセスサービスシステム研究所 杉野文秀プロジェクトマネージャー, 田中宏司主任研究員, さらに, 株式会社エイト日本技術開発 岩田克司プロジェクトマネージャーには, 本論文の基となるデータ分析等で有意義なご助言を頂きました。

NTT アクセスサービスシステム研究所在籍中, 東洋大学 理工学部都市環境デザイン学科 鈴木崇伸教授, 東京電機大学副学長 安田進教授, 京都大学 小池武先生, 摂南大学 理工学部 都市環境工学科 片桐信教授, NTT インフラネット株式会社 飯田敏昭取締役, その他, 数多くの関係者からご指導, ご助言を頂いて参りました。

皆様から, 今日に至るまでの数々のご指導, ご助言, ご支援, ご協力により研究を進めることができました。ここに改めて感謝申し上げます。本当にありがとうございます。

業績リスト

1. 査読付き学術論文

- 1-1) 山崎泰司, 瀬川信博, 石田直之, 鈴木崇伸: 東日本大震災における電気通信土木設備の被害状況に関する考察, 日本地震工学会論文集, 第12巻, 第5号(特集号), pp.55-68, 2012.
- 1-2) 山崎泰司, 田中宏司, 岩田克司, 鈴木崇伸: シールドとう道立坑接続部における突出現象の簡易判定手法に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.62A, pp.280-290, 2016.

2. 国際会議論文

- 2-1) Yasushi Yamazaki, Koji Tanaka, Yoshihiko Tashiro, Masato Wakatake, Akira Ito, Qiusong Zhang, Takanobu Suzuki, and Gaku Shoji: Analysis of telecommunication conduit damages in the Great East Japan earthquake, and effective lining repair technology, 16th World Conference on Earthquake Engineering(16WCEE), Paper No.1553,Santiago, Chile,2017.

3. 著書

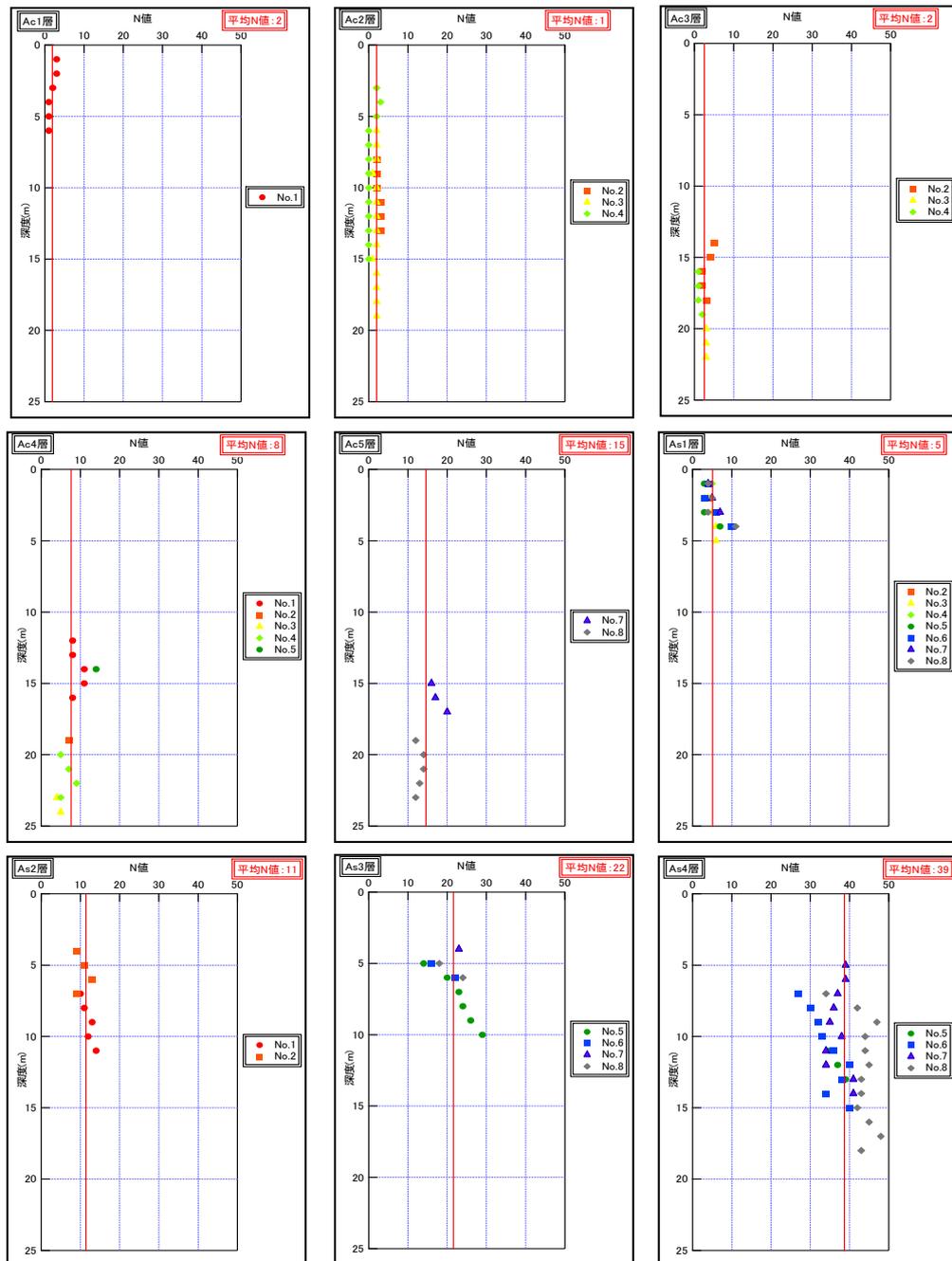
- 3-1) 土木学会, 日本機械学会, 日本原子力学会, 日本建築学会, 日本地震学会, 日本地震工学会, 地盤工学会, 日本都市計画学会: 東日本大震災合同調査報告, 土木編3 ライフライン施設の被害と復旧, 第6章 通信施設(共著), pp.310-319, 2015.

4. 口頭発表

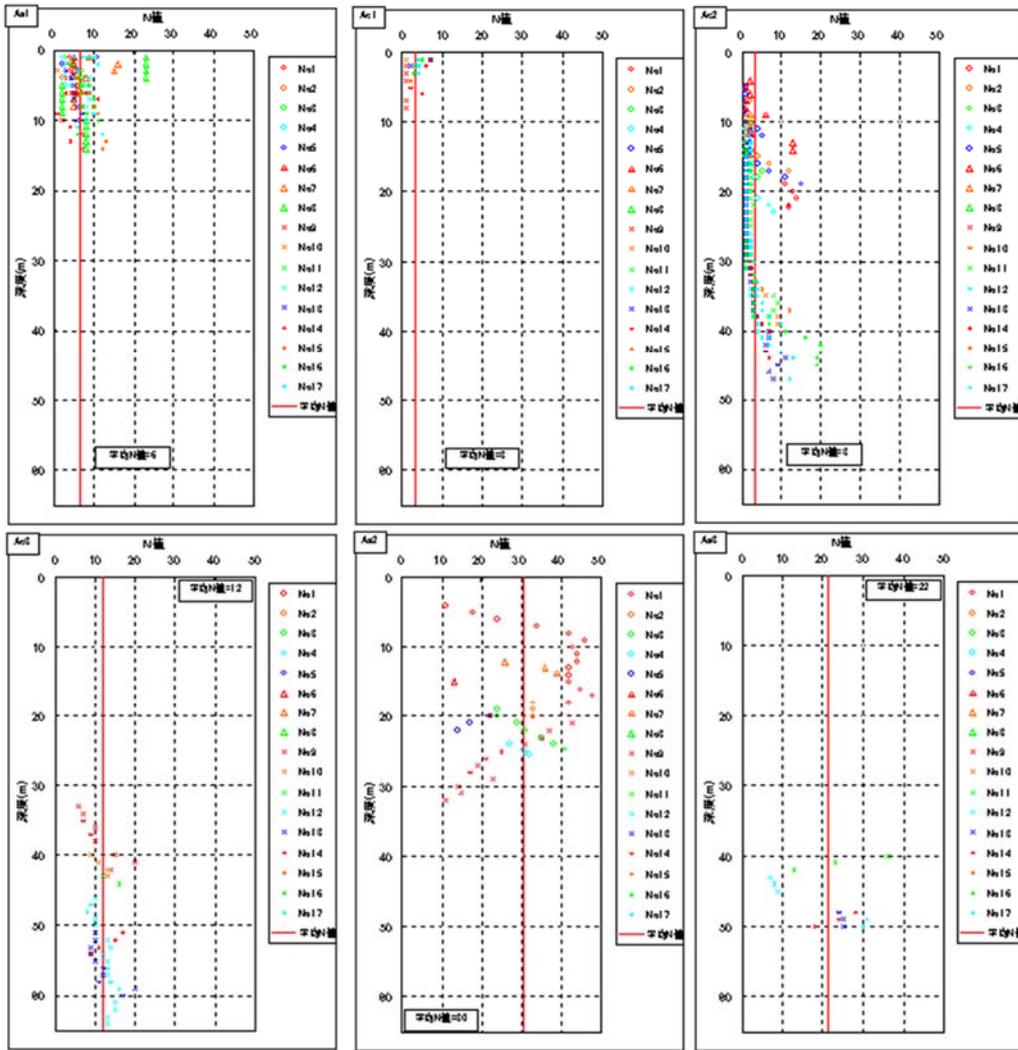
- 4-1) 山崎泰司, 松下弘樹, 是石康則, 滝口剛史: 浅層反射法による空洞調査の可能性について, 土木学会第50回年次学術講演会, VI-332, pp. 664-665, 1995.
- 4-2) 小松秀一, 蜂川譲司, 臼井孝夫, 山崎泰司: シールドトンネル設計における浅層反射法による地盤探査結果の反映事例, 土木学会第50回年次学術講演会, VI-273, pp. 546-547, 1995.
- 4-3) 山崎泰司, 山下宏幸, 是國亨, 山田佳彦: ケーブル収容管補修技術の曲線施工適用に向けた検討について, 土木学会第65回年次学術講演会, VI-089, pp.177-178, 2010.
- 4-4) 山崎泰司, 田中宏司, 奥津大, 若竹雅人, 鈴木崇伸, 庄司学: ケーブル収容管用ライニング管のケーブル防護機能に関する耐震性能評価, 土木学会第36回地震工学研究発表会, A21-931, 2016.

付録(1) 2次元FEM地震応答解析に用いた地盤モデル

3.1.2 (1) 2次元FEM地震応答解析のモデルに使用するボーリング柱状図のN値を付図1-1, 付図1-2に示す. さらに, 解析に使用した各ボーリングデータの深さ方向における土層区分, 層厚, N値に関する地盤モデルを付図1-3から付図1-7に示す.



付図1-1 各地層のN値分布(虎ノ門～銀座)



付図 1-2 各地層の N 値分布(銀座～辰巳)

No.1				No.2				No.3				No.4					
電子地盤図		2次元FEM		電子地盤図		2次元FEM		電子地盤図		2次元FEM		電子地盤図		2次元FEM			
深度 (GL-m)	N値	土質区分	層区分	層厚(m)	解析N値	深度 (GL-m)	N値	土質区分	層区分	層厚(m)	解析N値	深度 (GL-m)	N値	土質区分	層区分	層厚(m)	解析N値
1	3	C			2	1	4	S	As1	3	5	1	5	S	As1	2	5
2	3	C			2	2	4	S				2	3	S			
3	2	C			2	3	6	S				3	5	S	As1	5	
4	1	C	Ac1		2	4	9	S				4	6	S			
5	1	C			2	5	11	S	As2	4	11	5	6	S			
6	1	C			2	6	13	S				6	2	C			
7	10	S			2	7	9	S				7	2	C			
8	11	S			2	8	2	C				8	2	C			
9	13	S	As2		2	9	1	C				9	1	C			
10	12	S			2	10	2	C	Ac2	6	1	11	2	C			
11	14	S			2	11	3	C				11	2	C			
12	8	C			2	12	3	C				12	2	C			
13	8	C			2	13	3	C				13	2	C	Ac2	14	1
14	11	C	Ac4		2	14	5	C				14	2	C			
15	11	C			2	15	4	C				15	1	C			
16	8	C			2	16	2	C	Ac3	5	2	16	1	C			
17					2	17	2	C				17	2	C			
18					2	18	3	C				18	2	C			
19					2	19	7	C	Ac4	1	8	19	2	C			
T ₀ (sec) 0.40				地盤種別 II種				T ₀ (sec) 0.60				地盤種別 II種					
S: 砂				Ac1				T ₀ (sec) 0.84				地盤種別 III種					
C: 粘土				Ac2				T ₀ (sec) 0.79				地盤種別 III種					
V: シルト				Ac3													
Ac4																	
Ac5																	
As1																	
As2																	
As3																	
As4																	

No.5				No.6				No.7				No.8					
電子地盤図		2次元FEM		電子地盤図		2次元FEM		電子地盤図		2次元FEM		電子地盤図		2次元FEM			
深度 (GL-m)	N値	土質区分	層区分	層厚(m)	解析N値	深度 (GL-m)	N値	土質区分	層区分	層厚(m)	解析N値	深度 (GL-m)	N値	土質区分	層区分	層厚(m)	解析N値
1	3	S			5	1	4	S				1	4	S			
2	3	S			5	2	3	S	As1	4	5	2	5	S			
3	3	S			5	3	6	S				3	7	S	As1	3	5
4	7	S			5	4	10	S				4	23	S	As3	1	22
5	14	S			5	5	16	S	As3	2	22	5	39	S			
6	20	S			5	6	22	S				6	39	S			
7	23	S			5	7	27	S				7	37	S			
8	24	S	As3		5	8	30	S				8	36	S			
9	26	S			5	9	32	S				9	35	S			
10	29	S			5	10	33	S	As4	9	39	10	44	S	As4	10	39
11	35	S			5	11	36	S				11	34	S			
12	37	S	As4		5	12	40	S				12	34	S			
13	39	S			5	13	41	S				13	41	S			
14	14	C	Ac4		5	14	34	S				14	41	S			
T ₀ (sec) 0.29				地盤種別 II種				T ₀ (sec) 0.27				地盤種別 II種					
Ac4								T ₀ (sec) 0.30				地盤種別 III種					
Ac5								T ₀ (sec) 0.41				地盤種別 III種					
As5																	
As6																	
As7																	
As8																	
As9																	
As10																	
As11																	
As12																	
As13																	
As14																	
As15																	
As16																	
As17																	
As18																	
As19																	
As20																	
As21																	
As22																	
As23																	
As24																	
As25																	
As26																	
As27																	
As28																	
As29																	
As30																	
As31																	
As32																	
As33																	
As34																	
As35																	
As36																	
As37																	
As38																	
As39																	
As40																	
As41																	
As42																	
As43																	
As44																	
As45																	
As46																	
As47																	
As48																	
As49																	
As50																	
As51																	
As52																	
As53																	
As54																	
As55																	
As56																	
As57																	
As58																	
As59																	
As60																	
As61																	
As62																	
As63																	
As64																	
As65																	
As66																	
As67																	
As68																	
As69																	
As70																	
As71																	
As72																	
As73																	
As74																	
As75																	
As76																	
As77																	
As78																	
As79																	
As80																	
As81																	
As82																	
As83																	
As84																	
As85																	
As86																	
As87																	
As88																	
As89																	
As90																	
As91																	
As92																	
As93																	
As94																	
As95																	
As96																	
As97																	
As98																	
As99																	
As100																	

付図 1-3 地盤モデル(虎ノ門～銀座)

層番号		N11655-502-28		2/5分厚	
層厚 (G・cm)	N層	土層区分	層厚(m)	標準貫入値	質量
1	1'	S			
2	2	S			
3	3	S			
4	4	S			
5	5	S			
6	6	C			
7	7	C			
8	8	C			
9	9	C			
10	10	C			
11	11	C			
12	12	C			
13	13	C			
14	14	C			
15	15	C			
16	16	C			
17	17	C			
18	18	C			
19	19	C			
20	20	S			
21	21	S			
22	22	S			
23	23	S			
24	24	S			
25	25	S			
26	26	S			
27	27	S			
28	28	S			
29	29	S			
30	30	S			
31	31	S			
32	32	S			
33	33	S			
34	34	S			
35	35	S			
36	36	S			
37	37	S			
38	38	S			
39	39	S			
40	40	S			
41	41	S			
42	42	S			
43	43	S			
44	44	S			
45	45	S			
46	46	S			
47	47	S			
48	48	S			
49	49	S			
50	50	S			
51	51	S			
52	52	S			
53	53	S			
54	54	S			
55	55	S			
56	56	S			
57	57	S			
58	58	S			
59	59	S			
60	60	S			
61	61	S			
62	62	S			
63	63	S			
64	64	S			
65	65	S			
66	66	S			
67	67	S			
68	68	S			
69	69	S			
70	70	S			
71	71	S			
72	72	S			
73	73	S			
74	74	S			
75	75	S			
76	76	S			
77	77	S			
78	78	S			
79	79	S			
80	80	S			
81	81	S			
82	82	S			
83	83	S			
84	84	S			
85	85	S			
86	86	S			
87	87	S			
88	88	S			
89	89	S			
90	90	S			
91	91	S			
92	92	S			
93	93	S			
94	94	S			
95	95	S			
96	96	S			
97	97	S			
98	98	S			
99	99	S			
100	100	S			
101	101	S			
102	102	S			
103	103	S			
104	104	S			
105	105	S			
106	106	S			
107	107	S			
108	108	S			
109	109	S			
110	110	S			
111	111	S			
112	112	S			
113	113	S			
114	114	S			
115	115	S			
116	116	S			
117	117	S			
118	118	S			
119	119	S			
120	120	S			
121	121	S			
122	122	S			
123	123	S			
124	124	S			
125	125	S			
126	126	S			
127	127	S			
128	128	S			
129	129	S			
130	130	S			
131	131	S			
132	132	S			
133	133	S			
134	134	S			
135	135	S			
136	136	S			
137	137	S			
138	138	S			
139	139	S			
140	140	S			
141	141	S			
142	142	S			
143	143	S			
144	144	S			
145	145	S			
146	146	S			
147	147	S			
148	148	S			
149	149	S			
150	150	S			
151	151	S			
152	152	S			
153	153	S			
154	154	S			
155	155	S			
156	156	S			
157	157	S			
158	158	S			
159	159	S			
160	160	S			
161	161	S			
162	162	S			
163	163	S			
164	164	S			
165	165	S			
166	166	S			
167	167	S			
168	168	S			
169	169	S			
170	170	S			
171	171	S			
172	172	S			
173	173	S			
174	174	S			
175	175	S			
176	176	S			
177	177	S			
178	178	S			
179	179	S			
180	180	S			
181	181	S			
182	182	S			
183	183	S			
184	184	S			
185	185	S			
186	186	S			
187	187	S			
188	188	S			
189	189	S			
190	190	S			
191	191	S			
192	192	S			
193	193	S			
194	194	S			
195	195	S			
196	196	S			
197	197	S			
198	198	S			
199	199	S			
200	200	S			
201	201	S			
202	202	S			
203	203	S			
204	204	S			
205	205	S			
206	206	S			
207	207	S			
208	208	S			
209	209	S			
210	210	S			
211	211	S			
212	212	S			
213	213	S			
214	214	S			
215	215	S			
216	216	S			
217	217	S			
218	218	S			
219	219	S			
220	220	S			
221	221	S			
222	222	S			
223	223	S			
224	224	S			
225	225	S			
226	226	S			
227	227	S			
228	228	S			
229	229	S			
230	230	S			
231	231	S			
232	232	S			
233	233	S			
234	234	S			
235	235	S			
236	236	S			
237	237	S			
238	238	S			
239	239	S			
240	240	S			
241	241	S			
242	242	S			
243	243	S			
244	244	S			
245	245	S			
246	246	S			
247	247	S			
248	248	S			
249	249	S			
250	250	S			
251	251	S			
252	252	S			
253	253	S			
254	254	S			
255	255	S			
256	256	S			
257	257	S			
258	258	S			
259	259	S			
260	260	S			
261	261	S			
262	262	S			
263	263	S			
264	264	S			
265	265	S			
266	266	S			
267	267	S			
268	268	S			
269	269	S			
270	270	S			
271	271	S			
272	272	S			
273	273	S			
274	274	S			
275	275	S			
276	276	S			
277	277	S			
278	278	S			
279	279	S			
280	280	S			
281	281	S			
282	282	S			
283	283	S			
284	284	S			
285	285	S			
286	286	S			
287	287	S			
288	288	S			
289	289	S			
290	290	S			
291	291	S			
292	292	S			
293	293	S			
294	294	S			
295	295	S			
296	296	S			
297	297	S			
298	298	S			
299	299	S			
300	300	S			

層番号		N11655-502-29		2/5分厚	
層厚 (G・cm)	N層	土層区分	層厚(m)	標準貫入値	質量
1	1	S			
2	2	S			
3	3	S			
4	4	S			
5	5	S			
6	6	C			
7	7	C			
8	8	C			
9	9	C			
10	10	C			
11	11	C			
12	12	C			
13	13	C			
14	14	C			
15	15	C			
16	16	C			
17	17	C			
18	18	C			
19	19	C			
20	20	C			
21	21	C			
22	22	C			
23	23	C			
24	24	C			
25	25	C			

No.106339-0883-20				No.106339-0883-20				No.106339-0883-20					
層別		層別		層別		層別		層別		層別		層別	
深さ (G.L-m)	N値	土質区分	層区分	厚さ(m)	層区分	土質区分	層区分	厚さ(m)	層区分	土質区分	層区分	厚さ(m)	層区分
1	5	S	Ac1	30	Ac1	S	Ac1	2.0	Ac1	S	Ac1	2.0	Ac1
2	5	S		5.0		S				S			
3	5	S				S				S			
4	2	O				O				O			
5	1	O		80	Ac1	S		8.0	Ac1	S		8.0	Ac1
6	2	O				S				S			
7	1	O				S				S			
8	1	O				S				S			
9	6	C	Ac2	11.0	Ac2	S	As1	14.0	Ac2	S	As1	14.0	Ac2
10	6	C		20		S				S			
11	6	C				S				S			
12	6	O				S				S			
13	13	C		27	Ac2	S				S			
14	13	C				S				S			
1434	13	S	Ac2	09		S	Ac2	20		S	Ac2	20	
T ₆₀ (sec)		Q41		130		Q43		300		Q43		300	

No.745339-0883-03				No.815339-0883-20				No.815339-0883-20					
層別		層別		層別		層別		層別		層別		層別	
深さ (G.L-m)	N値	土質区分	層区分	厚さ(m)	層区分	土質区分	層区分	厚さ(m)	層区分	土質区分	層区分	厚さ(m)	層区分
1	9	S				S				S			
2	16	S				S				S			
3	15	S				S				S			
4	9	S				S				S			
5	6	S	As1	80	As1	S				S			
6	6	S				S				S			
7	5	S				S				S			
8	5	S				S				S			
9	2	C				S				S			
10	2	C	Ac2	30	Ac2	S				S			
11	2	C		20		S				S			
12	26	S				S				S			
13	36	S	Ac2	27	Ac2	S				S			
1368	39	S		337		S				S			
T ₆₀ (sec)		Q34		337		Q43		300		Q43		300	

No.106339-0883-20				No.815339-0883-20				No.815339-0883-20					
層別		層別		層別		層別		層別		層別		層別	
深さ (G.L-m)	N値	土質区分	層区分	厚さ(m)	層区分	土質区分	層区分	厚さ(m)	層区分	土質区分	層区分	厚さ(m)	層区分
1	1	C				C				C			
2	2	C				C				C			
3	1	C				C				C			
4	2	S				S				S			
5	2	S				S				S			
6	4	S				S				S			
7	5	S				S				S			
8	7	S				S				S			
9	1	C				S				S			
10	1	C				S				S			
11	1	C				S				S			
12	1	C				S				S			
13	2	C				S				S			
14	1	C				S				S			
15	1	C				S				S			
16	1	C				S				S			
17	1	C	Ac2	5.0	Ac2	S				S			
18	1	C		1.8		S				S			
19	1	C				S				S			
20	1	C				S				S			
21	1	C				S				S			
22	1	C				S				S			
23	1	C				S				S			
24	1	C				S				S			
25	1	C				S				S			
26	2	C				S				S			
27	2	C				S				S			
28	2	C				S				S			
29	2	C				S				S			
30	2	C				S				S			
31	3	C				S				S			
32	3	C				S				S			
33	4	C				S				S			
34	5	C				S				S			
35	6	C				S				S			
36	9	C				S				S			
37	9	C				S				S			
38	12	C				S				S			
39	9	C				S				S			
40	9	C				S				S			
41	11	C				S				S			
42	13	C				S				S			
43	13	C				S				S			
44	14	C				S				S			
T ₆₀ (sec)		1.19		113		1.28		113		1.28		113	

層区分	平均N値
Ac1	9
Ac2	4
Ac3	12
As1	6
As2	30
As3	22

付図 1-5 地盤モデル(銀座～辰巳 その2)

No.1(559-577-59)			No.17(559-577-91)		
層数 (G-10)	N値	土質区分	層区分	層厚	平均N値
1	5	C			
2	4	C	Ad	3.0	4.0
3	3	C			
4	2	S			
5	1	S			
6	12	S			
7	0	S			
8	9	S	Ae1	9.0	7.3
9	5	S			
10	7	S			
11	10	S			
12	12	S			
13	2	C			
14	1	C			
15	1	C			
16	2	C			
17	2	C			
18	1	C			
19	1	C			
20	1	C			
21	1	C			
22	1	C			
23	1	C			
24	1	C			
25	1	C			
26	1	C			
27	1	C			
28	1	C			
29	1	C			
30	1	C	A2	85.0	55
31	1	C			
32	3	C			
33	3	C			
34	3	C			
35	3	C			
36	3	C			
37	3	C			
38	3	C			
39	7	C			
40	11	C			
41	16	C			
42	20	C			
43	20	C			
44	19	C			
45	19	C			
46	19	C			
47	19	C			
T(50)	1.41		地盤類別		直層
48	12	C			
49	31	S	Ae3	2.0	30.5
50	30	S			
T(50)			1.E3	地盤類別	直層

層区分	平均N値
Ac1	5
Ac2	4
Ac3	12
Ae1	6
Ae2	30
Ae3	22

付図 1-7 地盤モデル(銀座～辰巳 その4)

付録(2) ケーブル收容管用ライニング管 (PIT-78) の性能特性

光サービスの拡充に伴い、光ケーブルとメタルケーブルの重畳期を迎え、管路設備が逼迫しつつある状況を付図 2-1 に示す。そのため、管路の有効活用を目的として、1 条の管路に 2 条以上のケーブルを布設する多条布設が恒常的に実施される様になり、現在では、年平均 3000km 程度の多条布設工程が発生している。しかし、多条布設予定管路に対して実施する点検診断の結果では、付図 2-2 に示すとおり、59%の管路が不良と診断され、不良とされる管路の原因のうち、97%が錆・腐食によるものであることが分かる。

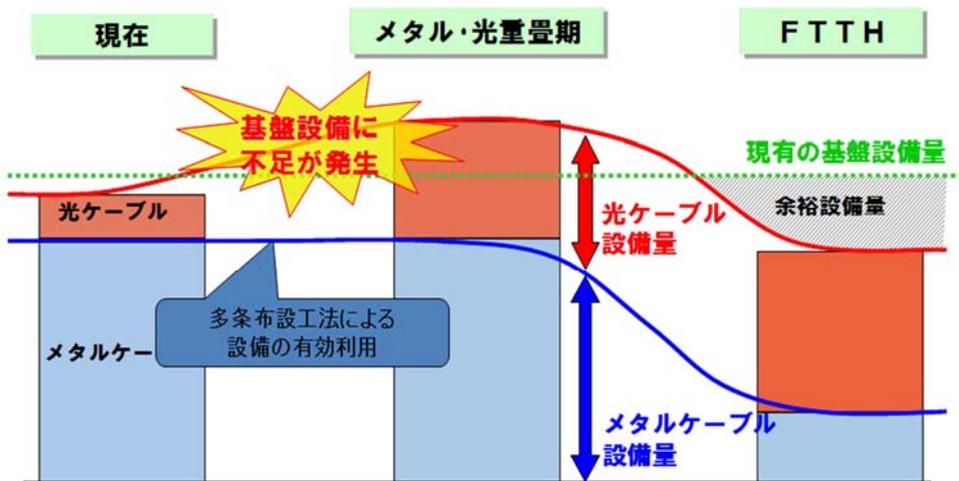
つまり、多条布設を計画した管路のうち半分以上の区間で実際には多条布設が出来ずに、ダクトの変更や他ルートへの迂回、管路の増管、または、ケーブルを收容した状態での開削による管路補修などの対応が必要となっている。

これまで不良管路に対応する管路点検補修技術は、ケーブルを收容していない空管を対象としていた。非開削点検補修技術については、一通りの技術が実用化されている。しかしながら、ケーブル收容管路については、パイプカメラによる点検技術が実用化されているものの、空管の様に管内洗浄（ウォータージェット）を併用すると、收容ケーブルを損傷するため、管内の汚れを除去する事が出来ず、十分な点検精度の確保が難しい。補修についても、実用化された技術は存在しない^{1),2)}。付表 2-1 に管路設備への点検・診断・更改技術の状況を示す。したがって、不良と診断されたケーブル收容管に多条布設を実施するためには、補修するにも、増管するにも、道路掘削を伴う開削施行による対応が必要となる。しかし、開削施行は、コストが高いこと、工期が長期間におよびタイムリーなサービス提供が難しい事などに加えて、比較的規模の大きい路上作業になることから、交通渋滞や騒音などの問題があり、縮減が求められている。そこで、不良と診断されたケーブル收容管路を非開削で收容ケーブルに影響を与えずに再生できる技術 (PIT-78) の開発を進めた。

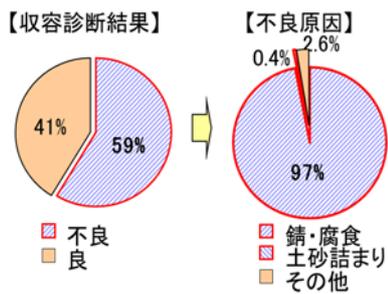
構造的な要件としては、①光ケーブル 3000 心の收容が可能であること、②ライニング材の外径及び各小穴の形状は真円形状とすること、③既設管路がない場合でも自立的強度を有すること、④水密性を有すること、が必要となる。

施工面での要件としては、⑤管路長 150m まで施工・適用できること、⑥曲管部（曲率半径 2.5m 以上、交角 60°以下）へもフレキシブルに対応すること、⑦施工トラブル時に撤去できること、が必要となる。

①②③の要件を確認するため、「扁平強さと内空間出来型」に関する性能評価を行った。④の要件を確認するため、「水密性」に関する性能評価と「長期止水性の評価」を行った。⑤⑥の要件を確認するため、「摩擦係数」「軸方向圧縮強度」「軸方向引張強度」に関する性能評価と「施工時の推力及び引戻力の評価」を行い、要件を満たしていることを確認した。



付図 2-1 ケーブルと基盤設備量の関係



付図 2-2 多条布設予定管の診断結果

付表 2-1 管路設備への点検・診断・更改技術

管路種別		点検技術	補修技術		
			洗浄技術	除錆技術	内面補修技術
空管	金属管	パイプカメラ ウォータージェット	管内洗浄工法 (ウォータージェット)	ギヤハンマ	薄膜ライニング (防錆)
	弱体管				TMライニング (再生)
ケーブル收容管		ケーブル收容管 パイプカメラ	ケーブル收容管 高圧洗浄技術		ケーブル收容管 補修再生技術

■ : 新規開発領域

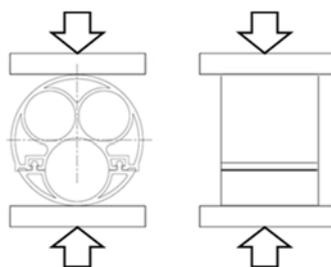
1. 扁平強さと内空間出来型

(1) 扁平強さ試験方法

土圧等による断面方向の自立性及びケーブル通過空間の品質を確認する。

ライニング管材本体を嵌合した後、長さ 50mm の環状試験片を切り取り、下図に示すように 2 枚の平板に挟み、管軸に直角の方向に押し、扁平量が所定の値に達したときの荷重を測定する。付図 2-3 に扁平強さ試験方法を示す。

- ・試験速度 : 10mm/min
- ・試験温度 : 23°C
- ・状態調節 : 試験片は、23°C±2°Cで 60 分間以上状態調節を行う。
- ・載荷位置 : 嵌合部を上・横・下・斜め（上）の 4 方向に設置する。
- ・扁平量 : 外径の 2%まで扁平させる。

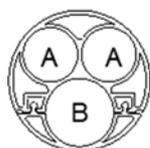


付図 2-3 扁平強さ試験方法

(2) 内空間出来型試験方法

ライニング管扁平時のケーブル通過に空間の出来型を担保するための規格であり、扁平強さ試験と同一の試験片、試験条件により測定を行うこととする。

1.6N/mm の線荷重を載荷した状態で、付図 2-4 に示す出来形検査用治具が通過することを確認する。



出来形検査用治具

孔種別	外径
28mm	27.2mm
35mm	33.8mm

※外径公差は、+1.0 -0とする。

付図 2-4 出来形検査用治具

(3) 扁平強さと内空間出来型の試験結果

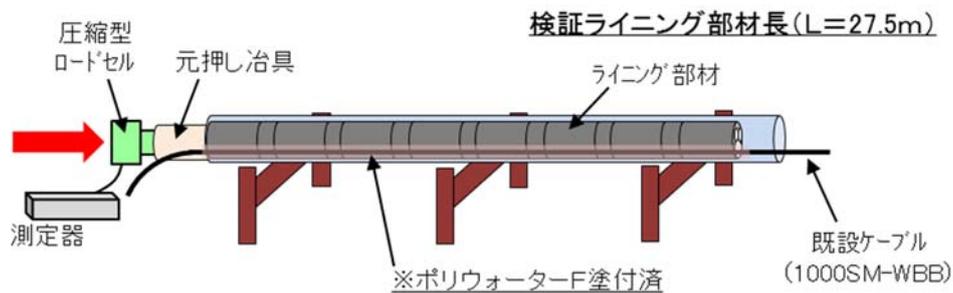
2%扁平時の変位量，荷重，外径に関する試験結果を付表 2-2 に示す．扁平強さにおいては，すべての方向で規格値より大きい値となり，最も弱い値(4.66N/mm)でも 3 倍以上の強度を有する結果となった．

付表 2-2 ライニング材外径寸法測定結果

No	No	No	外径 (mm)	2%扁平			規格値 (N/mm)
				変位量 (mm)	荷重 (N)	線荷重 (N/mm)	
1		No.1	72.94	1.46	259.44	4.99	1.6
		No.2	72.98	1.46	284.92	5.43	
2		No.1	72.95	1.46	256.90	5.02	
		No.2	72.98	1.46	242.95	4.66	
3		No.1	72.01	1.44	437.94	8.43	
		No.2	72.30	1.45	413.03	8.11	
4		No.1	72.46	1.45	635.20	12.19	
		No.2	72.34	1.45	397.05	7.71	

付表 2-3 光ケーブル収容スペースの内径寸法(試験前, 2%扁平時)

No	No	収容スペース①			収容スペース②			収容スペース③		
		試験前 (≥27.5)	2% 扁平時 (≥27.2)	変形率 (%)	試験前 (≥27.5)	2% 扁平時 (≥27.2)	変形率 (%)	試験前 (≥34.4)	2% 扁平時 (≥33.8)	変形率 (%)
1	No.1	28.20	27.97	0.82	28.16	27.90	0.92	36.14	35.45	1.91
	No.2	28.20	27.88	1.13	28.18	27.93	0.89	36.14	35.44	1.94
2	No.1	28.22	27.98	0.85	28.19	27.89	1.06	36.16	35.46	1.94
	No.2	28.22	27.89	1.17	28.18	27.93	0.89	36.13	35.44	1.91
3	No.1	28.09	27.92	0.61	28.05	27.67	1.35	34.68	34.12	1.61
	No.2	28.10	27.93	0.60	28.09	27.69	1.42	34.68	34.23	1.30
4	No.1	28.13	27.45	2.42	28.16	27.69	1.67	35.48	34.94	1.52
	No.2	28.10	27.37	2.60	28.16	27.83	1.17	35.48	35.05	1.21



付図 2-5 摩擦係数試験

付表 2-4 摩擦係数の試験結果

回数	動き出し推力(N)	静止摩擦係数
1	146.15	0.20
2	146.15	0.20
3	134.91	0.18
4	138.66	0.19
5	134.91	0.18
6	134.91	0.18
7	134.91	0.18
8	142.40	0.19
9	142.40	0.19
10	142.40	0.19
Ave	139.78	0.19
Ave+3σ	153.85	0.21

また、2%偏平時の光ケーブルの収容スペースの内径寸法を付表 2-3 に示す。内空間出来形評価においてもすべての結果が必要内径を満足する値となり、扁平挙動に対し十分な自立強度とケーブル通過空間を有することを確認した。

2. 摩擦係数

(1) 試験方法

実際の施工形態を想定した実験環境において動き出し時の推進力を測定し、静止摩擦係数を算出する。規格値 0.5 に対し過不足を確認する。

摩擦係数の試験方法を付図 2-5 に示す。1000SM-WBB を布設した状態で、ライニング部材を元押し治具及び圧縮型ロードセルを用いて管内へ挿入し、発生する推進力を測定した。摩擦係数は、部材動き出し推力を重量で除し、ライニング部材と管路、ライニング部材とケーブルの静止摩擦係数を確認する。

(2) 試験結果

摩擦係数の試験結果を付表 2-4 に示す。

ライニング部材と管路、ライニング管とケーブルの静止摩擦係数は 0.3 であることを確認した。

3. 水密性

(1) 試験方法

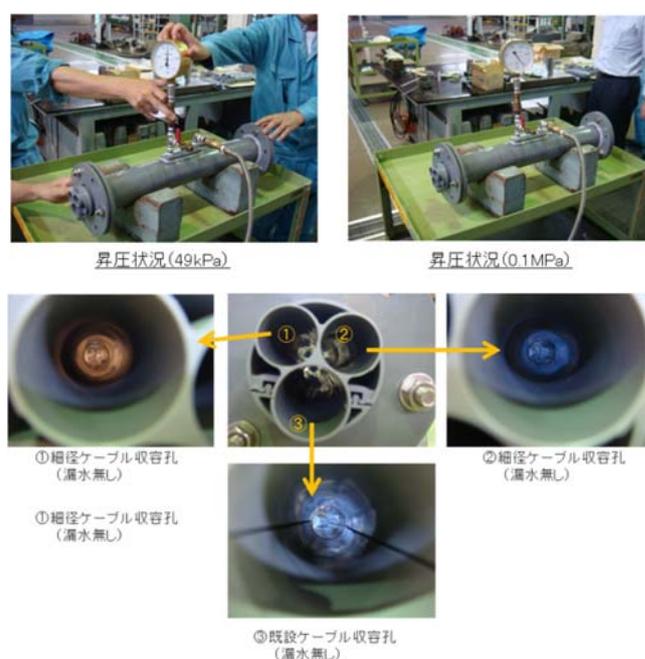
ケーブル通過部の土砂詰り等による内空間の閉塞を避けるため、水密性能規格により空間としての性能を担保する。規格値は「ケーブル収容ダクト用止水栓物品規格書」の性能に準ずることとし、試験方法は以下による。

なお、水密性能における長期耐久性能は、開発段階にて乾湿 50 サイクルの繰り返し試験を実施し、問題のないことを確認しており、物品規格へランシールの仕様を明記することで長期止水性能を担保することとした。このことは、4.長期止水性の評価に示す。

試験方法は、2 本以上接続した供試体の接続部を曲率半径 2.5m 相当に屈曲させた状態で 49kPa の外水圧を 1 分間加えても漏水の無いこと。また、試験後の止水材の移動やその他異常のないことを確認する。

(2) 試験結果

試験状況を付写 2-1 に示す。管内部への漏水のないことを確認した。



付写 2-1 水密性試験状況

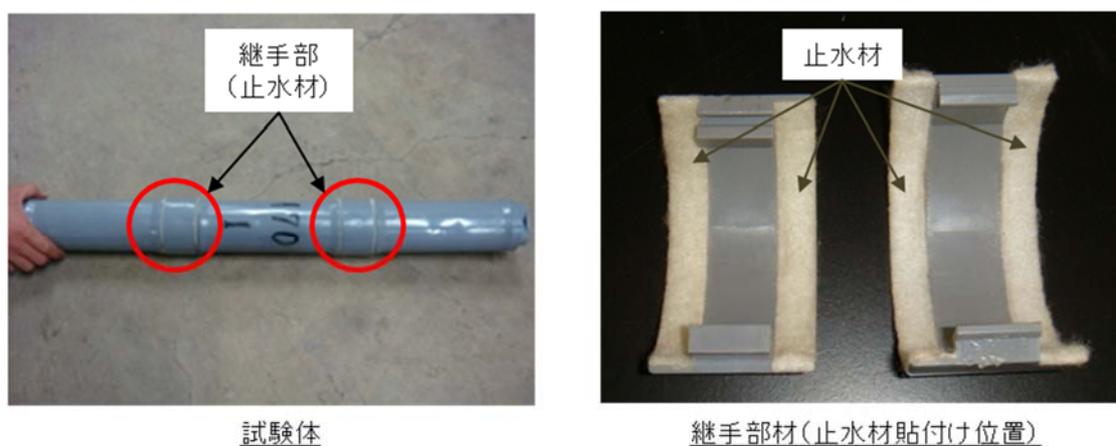
4. 長期止水性の評価

(1) 実験方法

止水性能の評価において、短期はもとより永続性のある補修技術とするため、長期信頼性評価を行うこととし、外水圧 0.1MPa を 3 分間加えライニング管内に水が浸入しないことを確認する工程を 1 サイクルとし、長期 (50 年後相当) の評価を行う。長期の考え方は、年間を通し雨季と乾季による地下水位の変動が 1 サイクルに相当するとし、50 回の乾湿繰返しによる耐久性試験を行う。

実験を行うにあたり、乾燥時に用いる恒温槽実験装置の設定を以下の条件により実施した。外気温の最高が約 40 数度であることから、危険側の値を採用し直近の 50℃で設定し、乾燥のサイクルを早めるため、湿度 30%の低い値で設定する。超吸水性繊維止水材を含水飽和状態とし、1 サイクル 2 時間で乾湿を繰り返す。サンプル数 N=4 (No1~No3: ランシール目付量 170g/m² No4: ランシール目付量 220g/m²) とする。

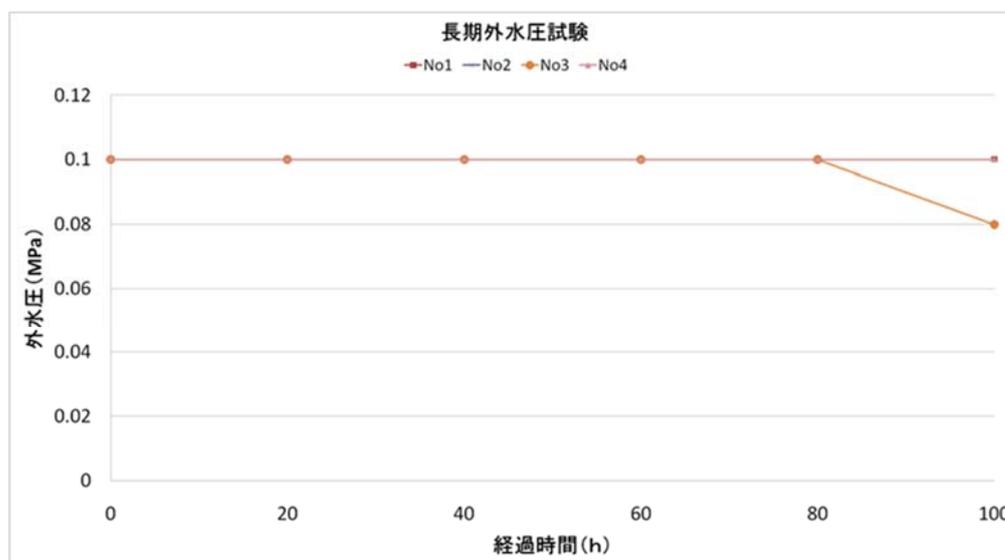
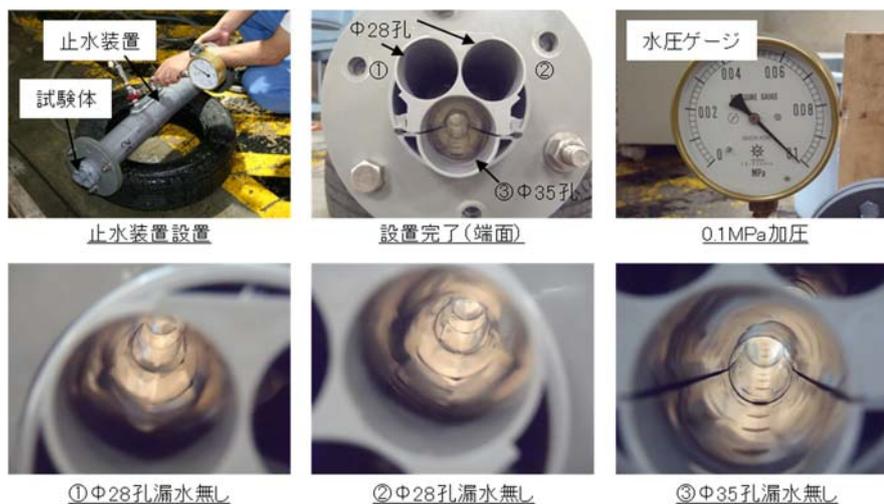
試験体の全体、継手部材への止水材貼り付け位置を付写 2-2 に示す。



付写 2-2 試験体の全体および継手部材への止水材貼り付け位置

(2) 実験結果

試験体 No1～No4 を 2 時間おきに順次，乾燥～湿潤を繰り返し，100 時間まで都合 50 回のサイクルで長期試験を行った。実験結果を付図 2-6 に示す。以下のグラフに示すように，ほぼ安定した性能を有することを確認できた。No3 試験体のみ，100 時間目での外水圧が 0.08MPa と若干吸水性がおちる結果となったが，NTT 管路の最深部(4.2m)を考慮しても，水頭差約 8m 程度の外水圧には耐えうることから，十分な止水性能を有するといえる。



長期(繰返し)試験結果

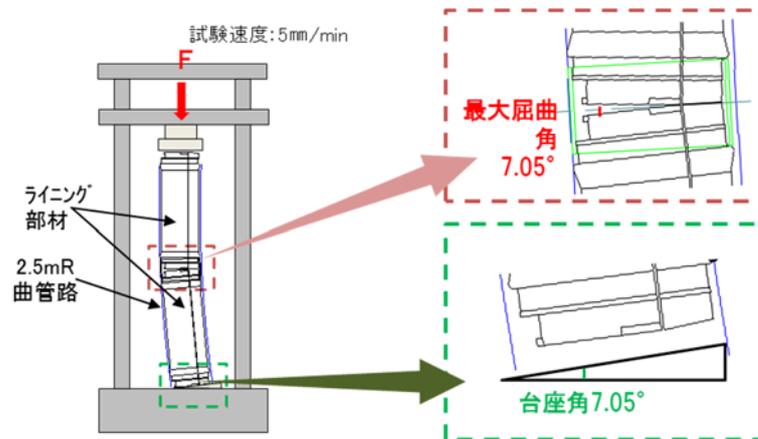
付図 2-6 長期水密性の試験結果

5. 管軸方向圧縮強度

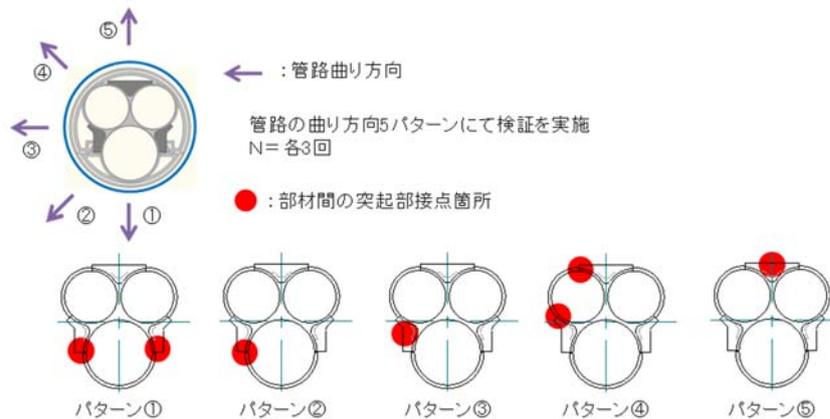
(1) 試験方法

推進施工に伴い端部形状が扁平しない強度を担保するため、管軸方向圧縮強度を規定し、工事規格との整合により材料端部の空間を担保するための規格を設ける。試験方法を付図 2-7 に示す。

試験方法は、2本接続した供試体の接続部を曲率半径 2.5m 相当に屈曲させた状態で、軸方向に荷重を加え、端部にひび割れ、その他異常の無いことを確認する。



付図 2-7 管軸方向圧縮強度試験



付図 2-8 管軸方向圧縮強度試験における曲がり方向の5パターン

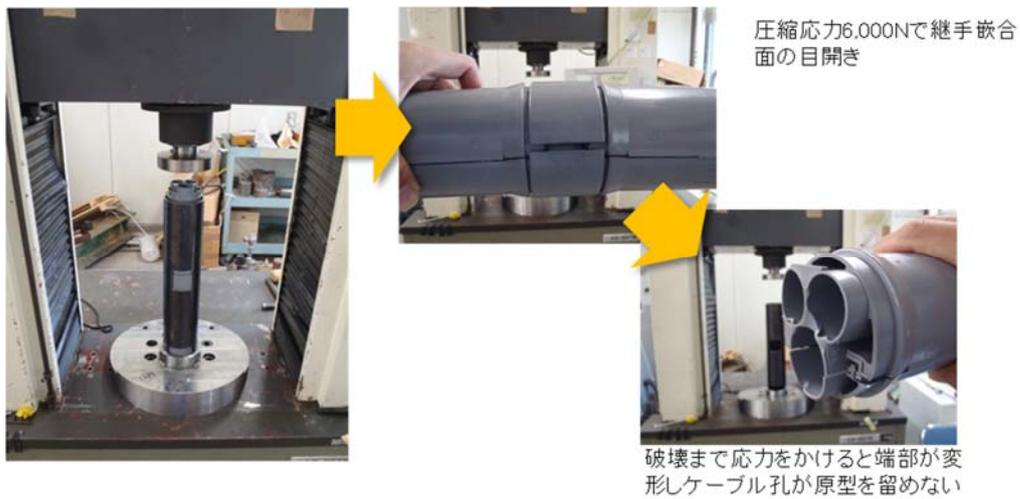
曲管の曲がり方向に対しライニング材 5 方向に対し、屈曲が発生するようを行う。付図 2-8 管軸方向圧縮強度試験における曲がり方向の 5 パターンを示す。

(2) 試験結果

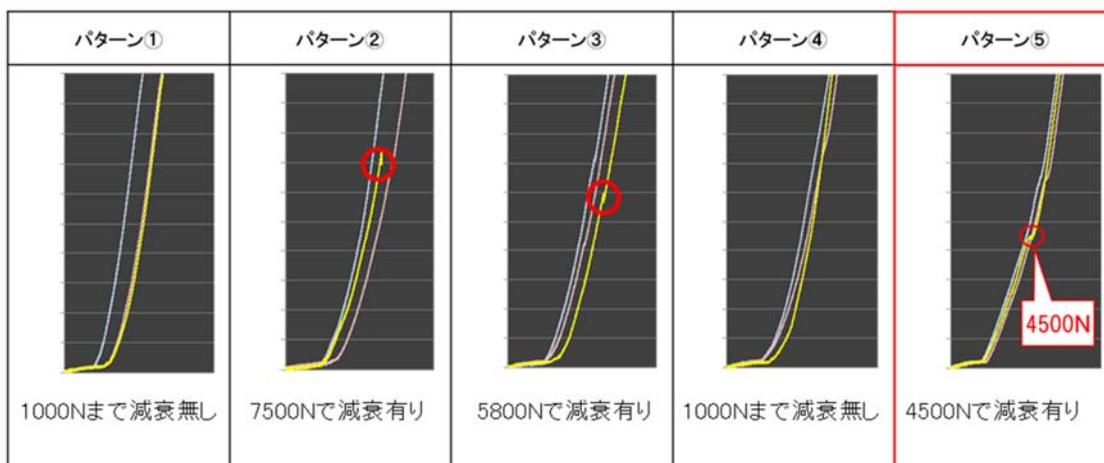
推進施工による曲線部通過時を想定したライニング部材端部の軸方向圧縮に対する性能評価を行った。また、構造上の実力値を把握し、施工推進力の許容値を整理する。

曲管通過時の挙動を再現し、ライニング部材間の屈曲が最大屈曲となるように 2.5mR 曲管路に布設した部材を圧縮試験機に設置し、推進力伝達時の端面（特に突起部）の耐力を検証により確認した。圧縮試験状況を付写 2-3 に示す。

試験結果を付図 2-9 に示す。材料端部の圧縮応力に対する限界値はパターン⑤で計測した最小値 4,500N を採用することとした。なお、施工時の最大推進力は、安全率 1.5 倍を見込んで、3,000N 以下と整理する。



付写 2-3 圧縮試験状況



付図 2-9 曲管での軸方向圧縮試験結果

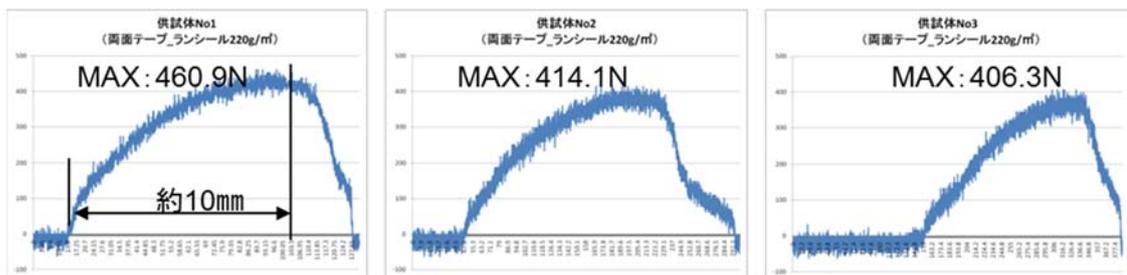
6. 軸方向引張強度

(1) 試験方法

継手部の引張り方向に働く応力に対し、離脱防止構造の実力値を確認するとともに、突起部接着強度及びゴム継手頂部接着手法の評価を行う。継手接続したサンプルの両端に引張り治具を取付け、250kN 万能試験機で行う。試験方法については、4.2.1(3)ねじ継手鋼管・ライニング管の継手特性に示している。

(2) 試験結果

試験結果を付図 2-10 に示す。いずれも 400N 以上の引張り強度を保持することを確認した。破断までの応力の傾向は伸縮代によりばらつきはあるが、静止状態から約 10mm 前後で最大値を記録し、最大値を超えると急激に引張り強度がなくなる。全ての供試体において突起部がゴム継手の溝から抜け出るものであり、突起の接着力には起因しないことを確認した。ライニング管継手から本体部が抜け出す状況を付図 2-11 に示す。



付図 2-10 軸方向引張強度

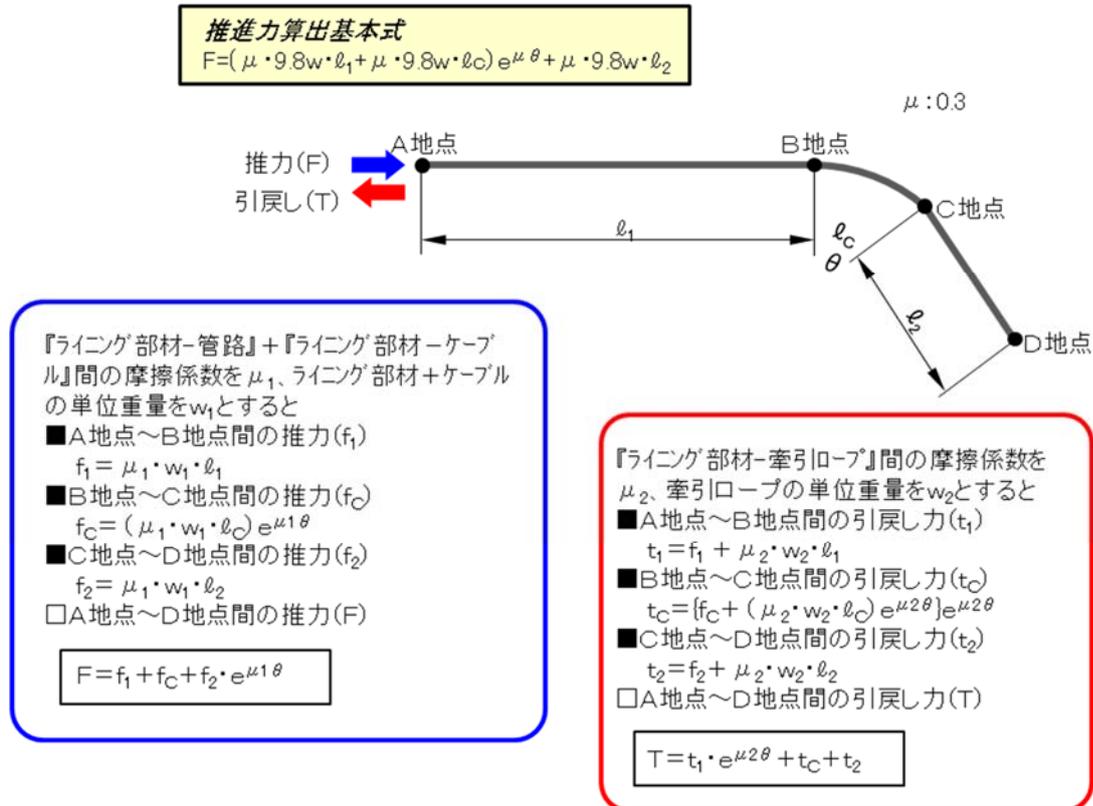


付図 2-11 引張によるライニング管継手の状況

7. 施工時の推進力及び引戻力の評価

(1) 推進力及び引戻力の考え方

実験結果から得られた静止摩擦係数により, 150m (曲率半径 2.5m, 交角 60°の曲線区間含む) の到達時の最大推進力の予測値を算出し, 推進力を確認しながら施工性評価を行うこととした. 推進力算出の考え方を付図 2-12 に示す.

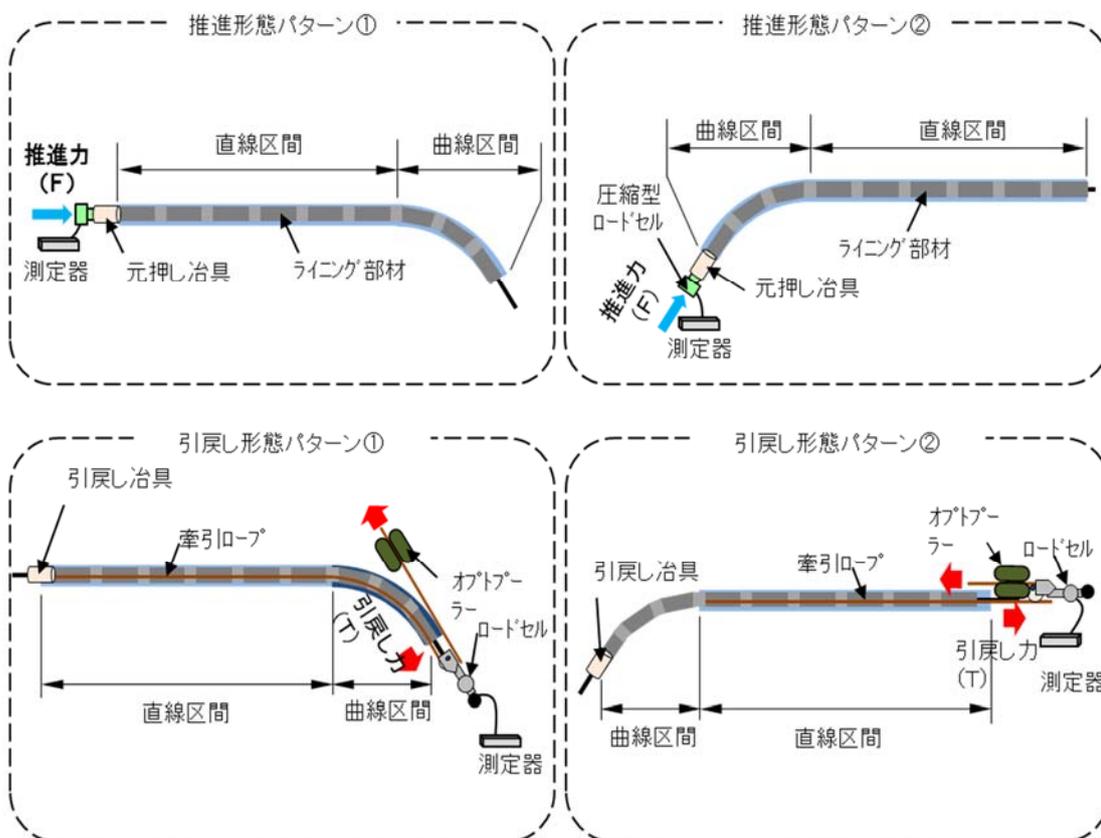


付図 2-12 推進力算出の考え方

(2) 実験計画

推進力算出式の妥当性を評価するため、曲線区間を含む 150m 管路で推進力、引戻力をそれぞれ測定し、式より求めた理論値と比較して妥当性を確認する。

測定環境は、推進力及び引戻力が最大となる形態と、その逆パターンにより検証を行う。実験環境の 4 パターンを付図 2-13 に示す。なお、引戻し形態については、2つの $\phi 28$ 孔が曲線区間の内側と外側に位置するため各々の評価を行うこととし、合計 6 つの計測パターンとした。管路全長は 150m (直線区間：147.4m, 曲線区間：2.6m)、曲率半径は 2.5m で交角 60° とする。

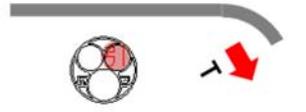
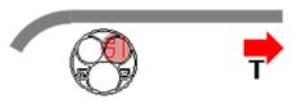


付図 2-13 実験環境の 4 パターン

(3) 実験結果

実際の測定値と算出値を付表 2-5 に示す。最大算出値(1,900N)の形態で比較すると、測定値 ≤ 計算値であることから、算出式は安全側で評価できることを確認した。

付表 2-5 測定値と算出値

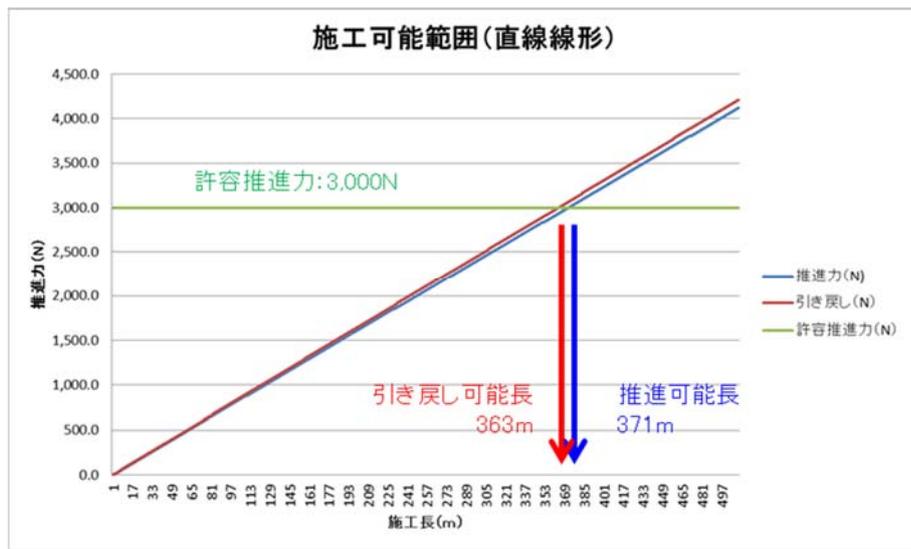
	測定パターン	測定値 (N=10回、 Ave+3σ)	算出値
1	<p>・推進形態パターン①</p> 	672(N)	$f_1 = \mu_1 \cdot w_1 \cdot l_1 = 0.3 \times 2.75 \times 9.8 \times 147.4 \approx 1192$ $f_C = (\mu_1 \cdot w_1 \cdot c \cdot l) e^{\mu_1 \theta} = (0.3 \times 2.75 \times 9.8 \times 2.6) \times 1.4 \approx 29$ $f_2 = \mu_1 \cdot w_1 \cdot l_2 = 0.3 \times 2.75 \times 9.8 \times 0 = 0$ $F = f_1 + f_C + f_2 \cdot e^{\mu_1 \theta} = 1192 + 29 + 0 \approx \underline{1300(N)}$
2	<p>・推進形態パターン②</p> 	748(N)	$f_1 = \mu_1 \cdot w_1 \cdot l_1 = 0.3 \times 2.75 \times 9.8 \times 0 = 0$ $f_C = (\mu_1 \cdot w_1 \cdot c \cdot l) e^{\mu_1 \theta} = (0.3 \times 2.75 \times 9.8 \times 2.6) \times 1.4 \approx 29$ $f_2 = \mu_1 \cdot w_1 \cdot l_2 = 0.3 \times 2.75 \times 9.8 \times 147.4 \approx 1192$ $F = f_1 + f_C + f_2 \cdot e^{\mu_1 \theta} = 0 + 29 + 1192 \times 1.4 \approx \underline{1700(N)}$
3	<p>・引戻し形態パターン①-1</p> 	1549(N)	$t_1 = f_1 + \mu_2 \cdot w_2 \cdot l_1 = 1192 + 0.4 \times 0.06 \times 9.8 \times 147.4 \approx 1227$ $t_C = \{f_C + (\mu_2 \cdot w_2 \cdot c \cdot l) e^{\mu_2 \theta}\} e^{\mu_2 \theta} = 29 + (0.3 \times 2.75 \times 9.8 \times 2.6) \times 1.5 \approx 61$ $t_2 = f_2 + \mu_2 \cdot w_2 \cdot l_2 = 0 + 0.4 \times 0.06 \times 9.8 \times 0 = 0$ $T = t_1 \cdot e^{\mu_2 \theta} + t_C + t_2 = 1227 \times 1.5 + 61 + 0 \approx \underline{1900(N)}$
4	<p>・引戻し形態パターン①-2</p> 	1710(N)	$t_1 = f_1 + \mu_2 \cdot w_2 \cdot l_1 = 1192 + 0.4 \times 0.06 \times 9.8 \times 147.4 \approx 1227$ $t_C = \{f_C + (\mu_2 \cdot w_2 \cdot c \cdot l) e^{\mu_2 \theta}\} e^{\mu_2 \theta} = 29 + (0.3 \times 2.75 \times 9.8 \times 2.6) \times 1.5 \approx 61$ $t_2 = f_2 + \mu_2 \cdot w_2 \cdot l_2 = 0 + 0.4 \times 0.06 \times 9.8 \times 0 = 0$ $T = t_1 \cdot e^{\mu_2 \theta} + t_C + t_2 = 1227 \times 1.5 + 61 + 0 \approx \underline{1900(N)}$
5	<p>・引戻し形態パターン②-1</p> 	1311(N)	$t_1 = f_1 + \mu_2 \cdot w_2 \cdot l_1 = 0 + 0.4 \times 0.06 \times 9.8 \times 0 = 0$ $t_C = \{f_C + (\mu_2 \cdot w_2 \cdot c \cdot l) e^{\mu_2 \theta}\} e^{\mu_2 \theta} = 29 + (0.3 \times 2.75 \times 9.8 \times 2.6) \times 1.5 \approx 61$ $t_2 = f_2 + \mu_2 \cdot w_2 \cdot l_2 = 1192 + 0.4 \times 0.06 \times 9.8 \times 147.4 \approx 1227$ $T = t_1 \cdot e^{\mu_2 \theta} + t_C + t_2 = 0 \times 1.5 + 61 + 1227 \approx \underline{1300(N)}$
6	<p>・引戻し形態パターン②-2</p> 	1292(N)	$t_1 = f_1 + \mu_2 \cdot w_2 \cdot l_1 = 0 + 0.4 \times 0.06 \times 9.8 \times 0 = 0$ $t_C = \{f_C + (\mu_2 \cdot w_2 \cdot c \cdot l) e^{\mu_2 \theta}\} e^{\mu_2 \theta} = 29 + (0.3 \times 2.75 \times 9.8 \times 2.6) \times 1.5 \approx 61$ $t_2 = f_2 + \mu_2 \cdot w_2 \cdot l_2 = 1192 + 0.4 \times 0.06 \times 9.8 \times 147.4 \approx 1227$ $T = t_1 \cdot e^{\mu_2 \theta} + t_C + t_2 = 0 \times 1.5 + 61 + 1227 \approx \underline{1300(N)}$

(4) 施工限界長の試算

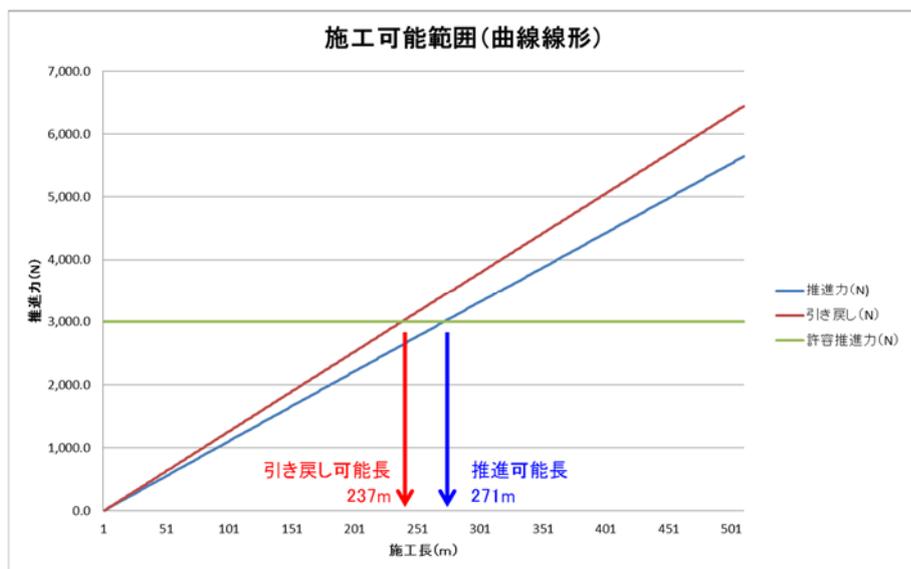
導入時の施工可能長を 150m 以下と定めるが、ライニング材の物性及び摩擦係数等から理論上最大の施工可能範囲を確認する。施工条件として、最大許容推進力を 3000N と定めていることから先に整理した推進力算出式を用いて参考値として試算する。

4-1) 直線における最大施工可能長

直線における施工可能な範囲を付図 2-14 に示す。推進のみで考慮すると 371m の施工が可能である。ただし、不測の事態に備え引き戻しを考慮すると 363m の施工が可能であると言える。



付図 2-14 直線における施工可能な範囲



付図 2-15 曲線における施工可能な範囲

4-2) 曲線における最大施工可能長

曲線における施工可能な範囲を付図 2-15 に示す。線形は推進力、引戻力が最大となるパターン②により算出した。曲線区間の増加率がかかるため、直線線形よりも施工長は若干短くなるが、推進のみで考慮すると 271m の施工が可能である。ただし、不測の事態に備えひき戻しを考慮すると 237m の施工が可能であると言える。

8. 参考文献

- 1) 山崎泰司, 是国亨, 小高直樹, 山下宏幸, 稲村俊郎, 山田佳彦, 秋山武士: 不良管路を再生する「ケーブル収容管補修技術」, NTT技術ジャーナル, Vol.22, No.12, pp.50-54, 2010.
- 2) 山崎泰司, 是国亨, 谷島章彦, 森屋高男, 山下宏幸, 稲村俊郎, 秋山武士: 管路設備の有効活用を図るケーブル収容管再生技術, NTT 技術ジャーナル, Vol.21, No.8, pp.70-74, 2009.