

4 原因分析と対策

「3. 下水道管路施設の被災概況」の分析結果において、熊本地震における顕著な被災は埋戻し部の液状化と推進工法区間があげられた。この2点に着目して、その発生原因に関する分析を行うとともに、必要な対策について検討した。

- 山砂埋め戻し（締固め 90 %程度以上）を採用する塩ビ管、コンクリート管の一部に、施工管理、品質管理が不十分な箇所があり、十分な耐震効果が発揮されていない可能性
- 碎石で埋め戻すりブ付塩ビ管は、地下水位以浅まで碎石を充填することで高い耐震効果が得られる

4.1 埋戻し土の液状化対策

(1) 被災原因

3.2.3 の布設年度別の整理結果において、平成 15 年以前に布設した管路の被災延長が長く、平成 16 年耐震指針改訂以降の布設管路であっても被災するといった特徴を示した。このため、熊本地震で被災した管路施設の埋め戻し方法、特に埋め戻し部の液状化対策に着目して、被災原因を分析した。

表-15 に、布設年度別被災延長を管種別に整理した表を示す。塩ビ管の被災率は、平成 15 年度以前と比較して、平成 16 年度以降（耐震指針改訂以降）で被災状況に若干の改善が見られた。しかしコンクリート管の被災率は、布設年度による違いはほぼない。また、リブ付塩ビ管は、平成 16 年耐震指針改訂以降に布設した管の被災延長がリブ付塩ビ管全体の 6 割に達していた。

表-15 管種別布設年度別被災延長割合

布設年度	塩ビ管	リブ付塩ビ管	コンクリート管	全体
平成 9 年以前	54% (≒2%)	2%	85% (2%)	65%
平成 10～15 年	27% (≒3%)	33%	11% (3%)	20%
平成 16 年以降	19% (≒1%)	64%	4% (3%)	15%

※（ ）内は被災率。塩ビ管の≒は、分母に PRP が含まれているため。

管種により、埋め戻しの方法が異なることから、ここでは、自治体職員へのヒアリングや設計図書・工事関係図書の確認により、被災路線の埋め戻し方法（液状化対策）や品質管理方法を特定し、埋め戻し方法と被災の関係性を調査した結果について記載する。

1) 塩ビ管、コンクリート管

平成 16 年新潟県中越地震以降、新規に布設する管路における埋め戻し土の液状化対策として図-37 の 3 工法が示され採用されている。熊本地震で被災した塩ビ管とコンクリート管について、採用されていた埋め戻し方法を確認したところ、耐震指針における埋め戻しの基準が確立されていない平成 15 年以前の布設管路や、液状化対策の必要がないエリアの布設管路の埋め戻しは、概ね山砂による埋め戻し（一部で発生土による埋め戻し）であった。

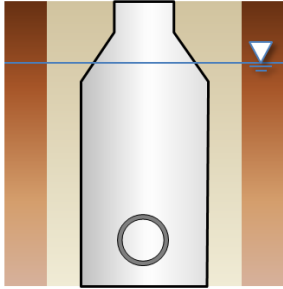
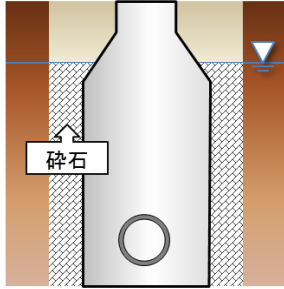
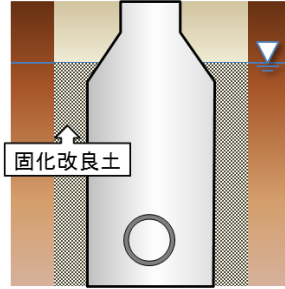
埋戻し方法	埋戻し土の締固め	砕石による埋戻し	埋戻し土の固化
概要	良質土で締固め(締固め度 90%程度以上)ながら、埋戻す。	地下水位以深を透水性の高い材料(砕石)で埋戻す。	地下水位以深をセメント固化改良土等で埋戻す。
概念図			
液状化対策の効果	十分な締固めを行うことにより、埋戻し部の過剰間隙水圧を小さくすることが出来るため、液状化に対する効果は大きい。	マンホール・管路近傍部の過剰間隙水圧が消散するため、液状化に対する効果は大きい。	埋戻し部が非液状化層となるため、液状化に対する効果は大きい。

図-37 埋め戻しの締固め

耐震対策（液状化対策）の必要性が高まった平成 16 年以降については、自治体職員へのヒアリング等により、塩ビ管及びコンクリート管の埋め戻し土の液状化対策として、埋戻し土の締固めが採用されていたことが分かった。

しかしながら、平成 16 年度以降の工事仕様書を確認したところ、仕様書上に液状化を抑制するために必要となる基準値の締固め度 90%の明示がなく、また施工後の締固め度の試験の実施有無が確認できなかったことから適切な転圧が実施されたかの判断ができなかった。転圧不足の可能性もあり、耐震効果を確実に得るためにも適切な発注者からの締固め管理値の指示及び試験による確認が極めて重要と考えられた。

2) リブ付塩ビ管

リブ付塩ビ管は、塩ビ管の外周面に環状のリブ構造を施した形状になっており、基礎材として碎石を用いることができる。このため、地下水位の多い地盤や液状化対策の必要な地盤で用いられている。

被災都市におけるリブ付塩ビ管の施工方法等を確認したところ、被災した路線の埋め戻し方法は、図-38 に示す 2 種類が存在していた。A 工法は下水道協会規格の標準施工（参考）²⁴⁾ であり、B 工法は耐震指針に準拠した施工である。工法別に被災スパン数を整理すると、被災したリブ付き塩ビ管の 98.7%（153 スパン）が A 工法であった。

碎石による埋め戻しは、地震時には過剰間隙水圧の消散が期待できることから液状化対策としても有効であるが、A 工法は液状化対策を念頭においた工法ではない。液状化対策として施工する場合には、過剰間隙水圧の逃げ場を確保するため、地下水位以浅まで碎石を充填させる（B 工法）ことが重要であり、工法の原理に対する理解を深める必要がある。

一方、B 工法を採用した箇所は、路盤下まで碎石が充填され、20 cm の巻出し厚で適切に施工されていた。被災した箇所は 2 スパンあったが、マンホール（塩ビ柵）との接続部にズレが生じたもので、液状化は抑制されていたと考えられた。

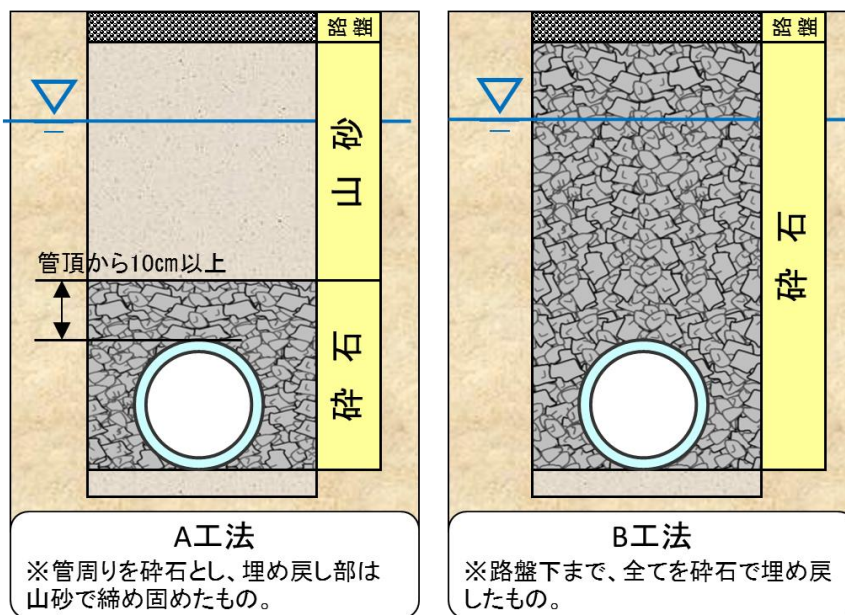


図-38 リブ付き塩ビ管の埋め戻し方法

(2) 今後の対策

塩ビ管やコンクリート管で採用される埋戻し土の締固め（締固度 90 %程度以上）については、より確実な効果を発揮させるために、発注者及び施工業者双方の対策工法に対する理解を深めるとともに、締固め度 90 %以上を確保するための発注者の指示・監督等を徹底するなど、耐震指針の記載内容の周知徹底を図る必要がある。

砕石埋戻しは、砕石の充填方法で耐震効果に差が生じており、同様の事例は、東日本大震災や岩手・宮城内陸地震の際にも報告⁷⁾²⁶⁾されている。現行指針⁸⁾には、地下水位以浅まで充填することが明示されているほか、当該工法の原理等も解説されていることから、指針に準拠した適切な施工を今後も進めていく必要がある。

4.2 推進工法区間の被災

平成 16 年新潟県中越地震では推進工法で布設された管路施設に被災がなかったと報告²⁵⁾されているが、熊本地震では推進工法区間の管路が多く被災した。ここでは、八代北部流域下水道、宇城市、嘉島町の幹線管路を対象に被災原因と対策を述べる。

(1) 被災の原因

熊本地震では、推進工法で施工したと見られる土被りの深い管路の被災が多く見られ、特にコンクリート管は約 4 割の被災が推進工法で発生した。推進工法の被災割合の比較的高い、八代北部流域下水道、宇城市、嘉島町のコンクリート管の被災状況を分析した結果(表-16)、全被災スパン(34 スパン)の半数でクラック及び浸入水が生じていた。クラックの発生位置は、約 8 割が管口付近であり、管きょとマンホールとの構造間の地震応答の違いより、応力が集中したものと考えられた。以下に、自治体別の被災状況と考えられる原因について記載する。

表-16 被災した推進工法の被災内訳(スパン数)

布設年度	たるみ	円周方向クラック		管軸方向クラック		浸入水	継手ずれ	継手亀裂	継手破損	小計
		管口	管中央	管口	管中央					
平成9年以前	2	9	3	1	0	11	7	6	1	40
平成10~15年	0	5	0	0	0	9	0	4	1	19
平成16年以降	0	3	0	0	0	0	0	0	0	3
不明	3	1	1	0	0	2	2	0	0	9
小計	5	18	4	1	0	22	9	10	2	71
対被災スパン割合	15%	53%	12%	3%	0%	65%	26%	29%	6%	—

※1 スパンに複数のクラック等が重複して存在するため、全スパン数<小計値となっている。

1) 八代北部流域下水道

被災した推進区間の基本諸元を表-17 に示す。平成 10 ～ 12 年度に施工された管路は未耐震と想定される。被災内容は、表-18 に示す通り、全区間で継手亀裂・破損、管本体クラックと浸入水、推進区間下流側の 5 スパンは円周方向クラック・浸入水などの管本体の被害が発生した。ただし、推進工法区間のいずれの被災箇所も流下機能は確保されていた。

表-17 推進工法管路基本諸元（八代北部流域下水道）

No.	推進工法基本諸元				施工年度
	管径 (mm)	管種	延長 (m)	土被り (m)	
1	450	HP	132	4.0 ~ 4.0	H12
2	600	HP	37	3.9 ~ 3.9	H11
3	600	HP	26	3.9 ~ 3.8	H11
4	600	HP	53	3.9 ~ 4.2	H10
5	600	HP	110	4.7 ~ 5.4	H10
6	600	HP	109	5.0 ~ 5.4	H10
7	600	HP	120	6.9 ~ 7.3	H10
8	700	HP	135	8.7 ~ 8.7	H10
9	1,100	HP	225	9.0 ~ 9.2	H10

表-18 推進区間被災状況（八代北部流域下水道）

No.	被災状況(箇所数)										人孔浮上量 (cm)	
	たるみ	円周方向クラック		管軸方向クラック		浸入水	破損	継手 ずれ	継手 亀裂	継手 破損	上流 人孔	下流 人孔
		管口※	管中央	管口※	管中央							
1	0	0	0	0	0	3	0	0	3	1	0	8
2	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	5
3	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	5	-
4	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	-	0
5	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	-	-
6	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	-	0
7	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	9	-
8	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	-	-
9	0	1上	0	0	0	1	0	0	0	0	0	-
計	0	5	0	0	0	11	0	0	6	1	-	-

※管口：上流側もしくは下流側人孔から 3m 以内。

災害査定資料及び土質調査資料より、推進管が布設されている土層は、凝灰質シルト（シラス）が介在したシルト質粘土層であり、液状化による管路の浮き上がりは考えにくい。人孔の浮上（写真－10）や管路の被害が管口付近に集中していることから、マンホール周辺の埋戻し部の沈下（締固め不足）、地震時のマンホールと管きよの応答の違い、地震時の埋戻し土と周辺地山の応答の違いが、被災の要因と推察された。

また、推進立坑の標準寸法と円周方向クラック発生位置の関係より、クラックは立坑土留矢板の前後に概ね位置することから、クラックの発生には推進坑口部の存置矢板や空伏基礎（コンクリート基礎）により拘束された管きよと、拘束を受けない立坑前後の管きよが異なる動きをするという要因が影響した可能性がある。

路面段差 9cm



写真－10 マンホール部人孔浮上状況（災害査定資料より）

2) 宇城市

被災した松橋幹線は、宇城市松橋工区の松橋不知火浄水管理センターに流入する重要幹線であり、大野川および浅川横断部より推進工法にて施工されている。管路の管種、管径、延長等は表-19 に示す通りである。

推進管は、管径 500 mm の小口径管と 900 mm、1,000 mm の中大口径管（いずれもコンクリート管）が使用され、土被りは 5.1 m ～ 9.4 m である。昭和 57 年度から昭和 60 年度に施工されている。

表-19 推進工法管路基本諸元（宇城市松橋幹線）

No.	推進工法基本諸元				施工年度
	管径 (mm)	管種	延長 (m)	土被り (m)	
1	500	HP	81	5.1 ～ 6.8	S57
2	500	HP	76	6.6 ～ 7.6	S57
3	500	HP	79	7.3 ～ 7.6	S57
4	500	HP	75	7.4 ～ 7.6	S57
5	500	HP	89	7.7 ～ 7.9	S57
6	500	HP	83	8.0	S57
7	900	HP	125	6.9 ～ 7.1	S60
8	900	HP	137	7.9 ～ 8.7	S59
9	1,000	HP	130	9.0 ～ 9.4	S58

松橋幹線推進区間の被災状況は、表-20 に示す通り、被災した全区間で継手ずれ・亀裂・破損、継手異常に伴う浸入水の被害が発生し、うち 3 スパンで円周方向クラック・浸入水などの管本体の被害が発生した。ただし、推進工法区間のいずれの被災箇所も流下機能は確保されていた。

表-20 松橋幹線推進区間の被災状況

No.	被災状況(箇所数)										人孔浮上量 (cm)	
	たるみ	円周方向クラック		管軸方向クラック		浸入水	破損	継手 ずれ	継手 亀裂	継手 破損	上流 人孔	下流 人孔
		管口※	管中央	管口※	管中央							
1	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	-	-
2	0	0	0	0	0	2	0	0	2	0	-	-
3	0	0	0	0	0	4	0	4	0	0	-	-
4	0	0	0	0	0	4	0	3	1	0	-	-
5	0	0	0	0	0	12	0	12	1	7	-	-
6	0	1	0	0	0	1	0	1	0	0	-	-
7	0	0	0	0	0	2	0	1	1	0	0	10
8	0	1	0	0	0	2	0	0	1	0	0	-
9	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	-	0
計	0	3	0	0	0	29	0	21	7	7	-	-

※ 管口：上流側もしくは下流側人孔から3m以内。

災害査定資料及び土質調査資料より、推進管が布設されている土層は、比較的締まった礫混じり砂層やシルト混じり砂層であり、工法的にも液状化による管路の浮き上がりは考えにくい。現地では、道路に亀裂が入った箇所や、マンホールが若干浮上している箇所（写真-11）、マンホール周辺の埋戻し部の沈下（締固め不足）があることから、地震時におけるマンホールと管きよの応答の違い、地震時における埋戻し土と周辺地山の応答の違いにより、地震時に大きな剪断力の管口付近に作用したことが被災の要因と推定された。



写真-11 マンホール部人孔浮上状況（災害査定資料より）

また、推進立坑の標準寸法と円周方向クラック発生位置の関係より、クラックは立坑土留矢板の前後に概ね位置することから、クラックの発生には推進坑口部の存置矢板や空伏基礎（コンクリート基礎）により拘束された管きよと、拘束を受けない立坑前後の管きよが異なる動きをするという要因が影響した可能性がある。

3) 嘉島町

被災した推進管の基本諸元を表-21 に示す。平成 16 ～ 26 年度に施工したφ 150 mm ～ 500 mm のコンクリート管および塩ビ管、土被り 2.5 m ～ 8.3 m の推進管が被災した。

表-21 推進工法管基本諸元 (嘉島町)

No.	推進工法基本諸元				施工年度
	管径 (mm)	管種	延長 (m)	土被り (m)	
1	200	VP	55	4.0 ～ 4.3	H20
2	200	VP	61	4.0 ～ 3.6	H20
3	250	HP	45	3.2 ～ 3.4	H19
4	250	HP	46	3.4 ～ 3.4	H19
5	500	HP	95	7.1 ～ 7.2	H18
6	450	HP	65	7.0 ～ 7.1	H18
7	450	HP	89	7.0 ～ 6.9	H19
8	400	HP	79	8.3 ～ 7.0	H19
9	200	VP	52	2.5 ～ 2.8	H26
10	200	VP	59	2.4 ～ 2.5	H26
11	200	VP	42	4.0 ～ 4.1	H26
12	200	VP	21	4.1 ～ 4.2	H26
13	200	VP	48	2.3 ～ 2.8	H26
14	150	VP	35	2.9 ～ 2.8	H26
15	150	VP	51	2.7 ～ 3.2	H26
16	200	VP	70	4.2 ～ 4.4	H17
17	400	HP	49	4.0 ～ 4.4	H16
18	250	HP	35	2.3 ～ 2.4	不明
19	350	HP	55	2.9 ～ 2.8	不明
20	350	HP	55	2.8 ～ 2.6	不明
21	350	HP	52	2.9 ～ 3.2	不明
22	350	HP	44	3.3 ～ 3.3	不明
23	150	VP	6	2.2 ～ 2.2	H18
24	200	VP	22	2.6 ～ 2.6	H18
25	200	VP	42	2.2 ～ 2.3	H18
26	200	VP	33	2.3 ～ 2.4	H18
27	200	VP	25	2.5 ～ 2.5	H18
28	350	HP	86	3.6 ～ 3.7	H20
29	350	HP	76	3.7 ～ 3.9	H20
30	350	HP	97	3.5 ～ 3.5	H20
31	150	VP	11	2.6 ～ 2.6	不明
32	150	VP	8	2.5 ～ 2.6	不明
33	350	HP	78	4.3 ～ 4.7	H16

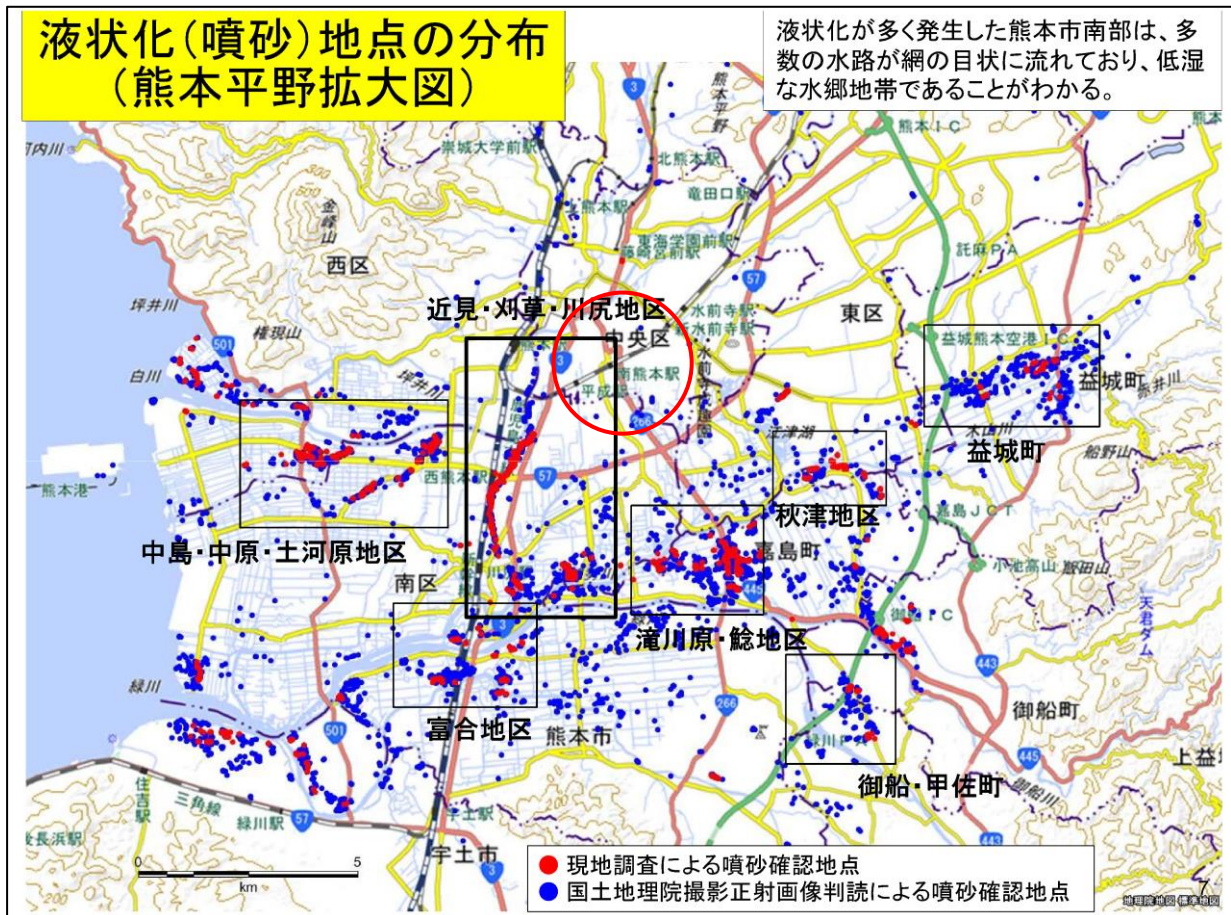
嘉島町推進区間の被災状況は、表-22 に示す通り、コンクリート管区間では管口部での円周方向クラックが多く発生し、塩ビ管区間ではたるみ被害が顕著であった。ただし、推進工法区間のいずれの被災箇所も流下機能は確保できていた。

災害査定資料および土質調査資料より、被災した推進管が布設されている土層は、比較的締まった礫混じり砂層や砂礫層であり、地下水位は高い位置にある。塩ビ管の区間で特にたるみ被害が多い路線では、熊本地震にて液状化（噴砂）が確認されている滝河原・鯉地区と合致することから、原地盤の液状化により管が浮上した可能性がある。

表-22 推進区間の被災状況（嘉島町）

No.	被災状況(箇所数)											人孔浮上量 (cm)	
	たるみ	円周方向クラック		管軸方向クラック		浸入水	変形	破損	継手 ずれ	継手 亀裂	継手 破損	上流 人孔	下流 人孔
		管口※	管中央	管口※	管中央								
1	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	4
2	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	19
3	0	2	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	1	0	0	0	0	2	0	0	0	10
5	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	10
6	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	4	13
7	3	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	9	4
8	3	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	14	9
9	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	2	5
10	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	4	2
11	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	3	6
12	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	7
13	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	10
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	7
15	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	9	8
17	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	6
18	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	6
19	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	6	0
20	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	12
21	7	2	0	0	0	1	0	0	0	0	0	4	8
22	35	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	4	10
23	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	10	6
24	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	4
25	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	10
26	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10	7
27	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	8
28	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9	2
29	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3
30	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	9
31	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	6
32	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
33	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8
計	139	12	9	1	0	6	0	5	8	2	2	-	-

※管口：上流側もしくは下流側人孔から3m以内。



出典：防災科学技術研究所：平成 28 年度熊本地震液状化調査報告²⁶⁾

図-39 熊本平野部の液状化（噴砂）地点分布図

4) 東日本大震災と熊本地震の違い

熊本地震では、図-40 に示すように、管口付近にクラックが集中していた。これは、推進工法の場合、開削工事によって施工されるマンホールと推進工事で施工する管きよの境界で土質の大きな変化が生じるほか、土留めに使用される存置矢板の影響等により構造物間の地震応答が異なることから、管口に応力が集中し易くなるためと考えられた。

また、東日本大震災での推進工法の被害発生割合が 2.5%程度であるのに対し、熊本地震では 25%と約 10 倍の差があった(図-9、図-10 参照)。原因の一つとして、熊本地方特有の地質があるものと推察される。熊本地方は、数十万年前から数万年前の阿蘇山の噴火活動により堆積した軟らかい火砕流堆積物に覆われており、推進管の埋設震度の N 値は 5 以下(例えば、八代市新田)とかなり低い。一方、東日本大震災で震度 7 を観測した栗原市築館の地質は礫及び砂質土であり、N 値は 10 以上と比較的高く²⁵⁾、熊本地方の地盤性状は地震の揺れを増幅させる可能性が高いと言える。この地盤特性の差が、管口付近に大きな応力を作用させた可能性がある、また、熊本地震では震度 7 が連続したことも十分考慮されるべきと考えられる。

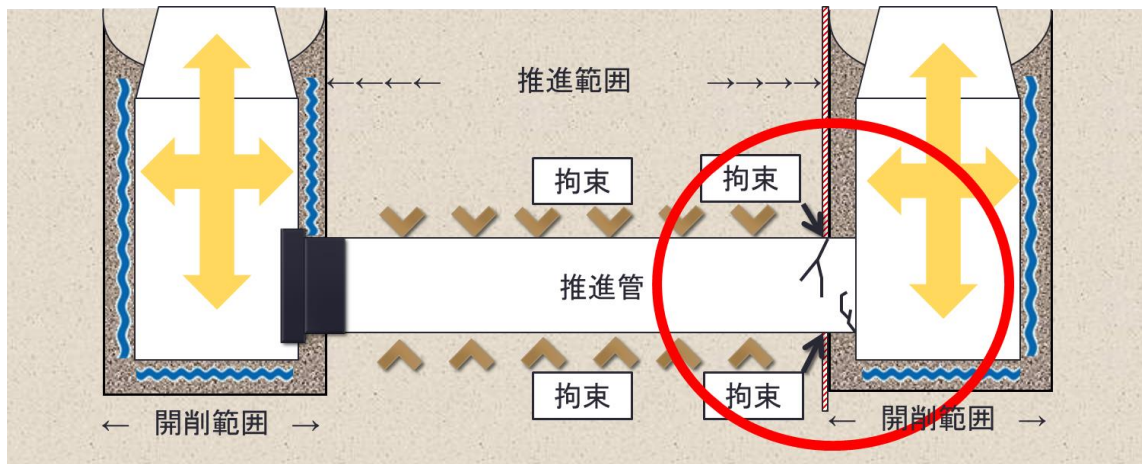


図-40 推進工法区間の被災メカニズムのイメージ

(2) 今後の対策

八代北部流域下水道、宇城市、嘉島町の推進工法区間における被災原因を踏まえて、今後の推進管に求められる対策を記載する。

① 推進管の継手ずれ等の対策

地震時の原地盤が変形したことが原因で、継手部において突込みによるひび割れやずれが生じている。今後の耐震化にあたっては、耐震指針に示される通り、地震による圧縮時の衝突に対し、クッション等による対応や、浸入水被害を避けるための差し込み長の長尺化により水密性を保持する対応が必要である。

② 推進工法の円周方向クラックへの対応

管きよの円周方向クラックの発生原因については、鏡切部に存置された矢板や空伏基礎（コンクリート基礎）が影響したことに加え、原地盤に布設する推進管と開削工事となるマンホール部とで、地震時の挙動が異なり、構造変化部で地震動の応答の違いがあったものと考えられる。

今後は、推進区間においても、マンホール接続部のひび割れ・破損・拔出しや管きよ円周方向のひび割れを防止するため、可とう継手の設置が必要である。ただし、推進立坑（ケーシング立坑）の内側から設置できる可とう継手は実績に乏しく、このような箇所での採用が望まれるとともに、今後の技術開発が望まれる。