

## 参考資料－５ 埋戻し土の固化による液状化防止対策

## 5-1 セメント系材料による埋戻し土の固化について

## 1. 検討目的

平成16年 新潟県中越地震発生後の平成16年11月、下水道地震対策技術検討委員会より、管路施設の被害再発防止を考慮した「管路施設の本復旧にあたっての技術的緊急提言」（以下、「緊急提言」）が取りまとめられ、本復旧においては、埋戻しにおいて①埋戻し土の締固め（締固め度90%以上）、②砕石による埋戻し、③埋戻し土の固化のいずれかの対策を行うこととされ、中越地震で被災を受けた下水道管路は、上記の①～③のいずれかの埋め戻し方法により本復旧された。

約3年後に発生した平成19年 新潟県中越沖地震においては、緊急提言に基づく埋戻しの効果は確認できた。ただし、一部路線では再び被災を受けており、再被災の原因究明が必要と考えられる。

## 2. 埋戻し土の固化を適用した管渠の状況

### (1) 埋戻し土の固化を適用した管渠の概況

平成16年 中越沖地震の被災地域のなかには、先の緊急提言に基づく埋め戻しを実施した地方公共団体であるが、ここではそのなかから中越沖地震で震度6弱以上（余震を含む）を記録した地方公共団体の平成19年中越沖地震での被害状況を整理する。

**表5-1**に震度と平成16年中越地震後の復旧工事における埋め戻し方法を、**表2**に中越沖地震における再被災状況を示す。**表5-2**より、小千谷市、長岡市（旧三島町、旧和島村、旧小国町）、柏崎市（旧柏崎市、旧西山町）では再被災がなく、出雲崎町のみで再被災があり、対策を適用した自治体全体での再被災率は0.4%（230m/55,900m）であった。

出雲崎町における管渠の再被災率は7.4%（230m/3,100m）であったが、マンホール（人孔）の再被災はなく、管路の流下機能に支障を及ぼす被害もなかった（再被災の状況の詳細は後述）。

**表5-1 震度と前回復旧時の埋め戻し方法**

地方公共団体	震度			H16中越地震後の埋め戻し方法	
	平成16年	平成19年			
		本震	最大余震※		
小千谷市	6強	6弱	5弱	固化（プラント混合）	
長岡市	旧三島町	6弱	6弱	4	固化（プラント混合）
	旧和島村	5強	5強	6弱	固化（現場混合）
	旧小国町	6強	6強	4	固化（プラント混合）
出雲崎町	5強	6弱	6弱	固化（プラント混合）	
柏崎市	旧柏崎市	5弱	6強	5弱	固化（現場混合）
	旧西山町	5弱	6強	6弱	固化（現場混合）

※ 平成19年7月16日15:37発生

**表5-2 新潟県中越沖地震における埋戻し土の固化による対策実施管渠の被災状況**

地方公共団体	災害復旧した管渠			新設した管渠		
	H16 中越地震 復旧管渠 (km)	H19 中越沖 再被災管渠 (km)	管 渠 再被災率 (%)	対策を適用し た新設管渠 (km)	H19 中越沖 被災管渠 (km)	管 渠 被災率 (%)
小千谷市	31.1	0	0%	4.43	0	0%
長岡市	旧三島町	1.8	0	0%	0	0
	旧和島村	6.1	0	0%	1.17	0
	旧小国町	9.6	0	0%	0	0
出雲崎町	3.1	0.2	7.4%	0	0	0%
柏崎市	旧柏崎市	3.9	0	0%	15.1	0
	西山町	0.3	0	0%	0	0
合 計	55.9	0.2	0.4%	20.71	0	0%

※中越沖地震で震度6弱以上(余震を含む)を記録した地方公共団体のみ

**表5-3 (参考) 中越沖地震における被災状況**

地方公共団体	管 渠			人 孔	
	総管渠延長 (km)	内被災管渠 (km)	被災率 (%)	被災人孔 (個)	
小千谷市	190.7	3.7	1.9%	0	
長岡市	旧三島町	57.3	1.0	1.7%	
	旧和島村	40.7	0.3	0.7%	
	旧小国町	61.0	0	0%	
出雲崎町	39.6	2.4	6.1%	0	
柏崎市	旧柏崎市	436.8	34.8	8.0%	1,274
	西山町	25.8	1.4	5.4%	13
合 計	851.9	43.6	5.1%	1,287	

※中越沖地震で震度6弱以上(余震を含む)を記録した地方公共団体のみ

## (2) 再被災の詳細事例

前述の通り、埋戻し土の固化による対策は有効であったが、出雲崎町の一部では再被災が生じた。新潟県中越地震後の本復旧において、出雲崎町が採用した改良土の仕様を表5-4に示す。

表5-4 出雲崎町における改良土の仕様

項目	規格	備考
セメント添加量	対重量比 2.0%	湿潤密度1.6g/cm <sup>3</sup> に対して
セメント種類	高炉セメントB種	
使用土砂	建設発生土	
改良方法	プラント混合	出雲崎町内

□長岡市、柏崎市、小千谷市についても高炉セメントB種を採用

平成19年新潟県中越沖地震における出雲崎町での再被災は、3ヶ所で総延長230mである。出雲崎町の再被災箇所的位置を図5-1に、各箇所の被害状況等を表5-6に示す。

今回地震における管路被害の特徴は以下の表5-5に示す通りであるが、地形や被害形態は3箇所とも共通する点が多い。

表5-5 出雲崎町における再被災箇所の主な特徴

再被災箇所	立石地区	川西地区	稲川地区
地形	山の裾野の道路。 道路脇に水田。被災時の水田は水張り中。	山の裾野の道路。 道路脇には河川。	山の裾野の道路。 道路脇には河川。
被災形態	管渠のたるみ	管渠のたるみ	管渠のたるみ
被災の程度	流下機能に支障なし	流下機能に支障なし	流下機能に支障なし

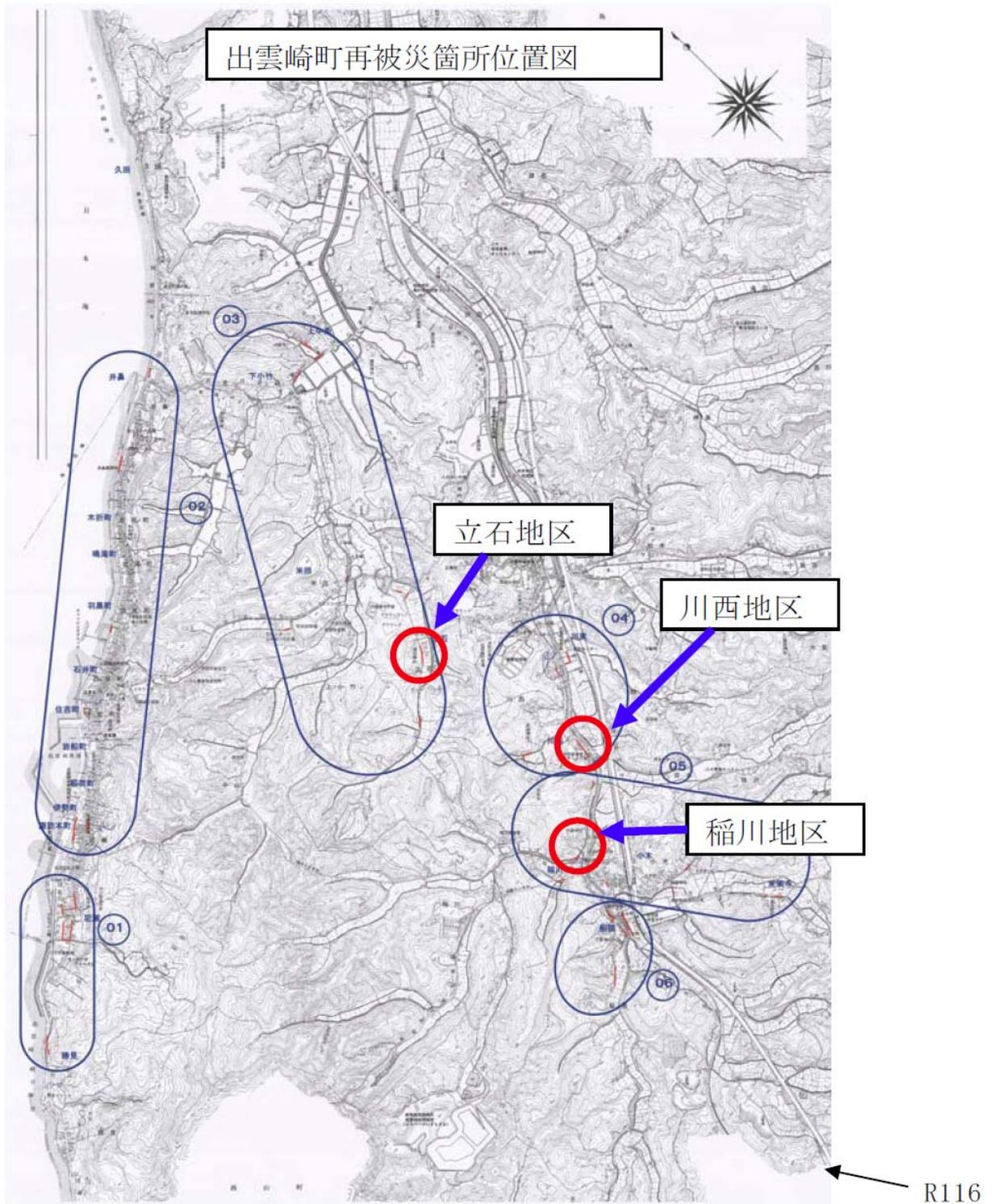


図 5 - 1 出雲崎町における埋戻し土の固化を適用し再被災した管路の位置

表5-6 再被災箇所における被害特性等

再被災箇所名	被害内容	当該箇所の地形特性等	機能支障について
出雲崎町立石地区	<ul style="list-style-type: none"> <li>マンホール周りと周辺地盤の差は100mm程度であった。(写真②)</li> <li>埋設管きよは、マンホール1区間(41.95m)においてたるんでいる。</li> <li>マンホール内の滞水あり。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>山裾と水田に囲まれた場所。(農耕用道路)(写真①)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>汚水の滞留はあるが、機能支障には至らなかった。</li> <li>埋戻し部の沈下があった。</li> </ul>



写真① (再被災箇所全景)



写真② (被災状況)

再被災箇所名	被害内容	当該箇所の地形特性等	機能支障について
出雲崎町川西地区	<ul style="list-style-type: none"> <li>マンホール周り、管きよ埋設部がたるみ、道路陥没(陥没量130mm)が生じた。(写真②)</li> <li>埋設管きよは、マンホール3区間(133.07m)において、たるんでいる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>山裾と河川に挟まれた場所。(写真①)</li> </ul> <p>(参考) 近傍道路(150m~200m先)に盛土の側方への移動に起因する擁壁のずれがあった。</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>管きよのたるみはあるが、機能支障には至らなかった。</li> <li>道路陥没部は道路規制をし、片側交互通行となった。</li> </ul>



写真① (再被災箇所全景)



写真② (被災状況)

再被災箇所名	被害内容	当該箇所の地形特性等	機能支障について
出雲崎町 稲川地区	<ul style="list-style-type: none"> <li>・管きょ埋設部がたるみ路面陥没が生じた。(写真②)</li> <li>・埋設管きょは、マンホール2区間(54.95m)において、たるんでいる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・山裾と河川に挟まれた場所。(写真①)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・管きょのたるみはあるが、機能支障には至らなかった。</li> <li>・道路陥没部は、道路規制をし、片側交互通行となった。</li> </ul>



写真① (再被災箇所全景)



写真② (被災状況)

### 3. 再被災箇所における現地調査

出雲崎町で被災した3箇所について、その原因の推察に必要なデータを収集するため、以下の内容で現地調査を行った。調査内容及び調査時期を以下に示す。

[調査内容]

- ① 簡易動的貫入試験 (JGS 1443) : 道路高より深さ 3m 程度まで
  - ② 現場密度試験 (JIS A 1214) : 埋戻し施工基面及び管頂付近の 2 箇所
  - ③ 土粒子の密度試験 (JIS A 1202)
  - ④ 土の含水比試験 (JIS A 1203)
  - ⑤ 土の粒度試験 (JIS A 1204)
  - ⑥ 突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210)
  - ⑦ 一軸圧縮試験
  - ⑧ 蛍光 X 線オーダー分析
  - ⑨ 酸化カルシウム分析
- } 埋戻し土中のセメント量を推定するために実施

#### (1) 簡易貫入試験

簡易貫入試験の結果 ( $N_d$  の深度分布図) を図 5-2 に示す。埋戻し部における  $N_d$  値は、地表から管頂付近までの間を測定した。稲川地区で平均 5 以下とかなり低い値を示している。

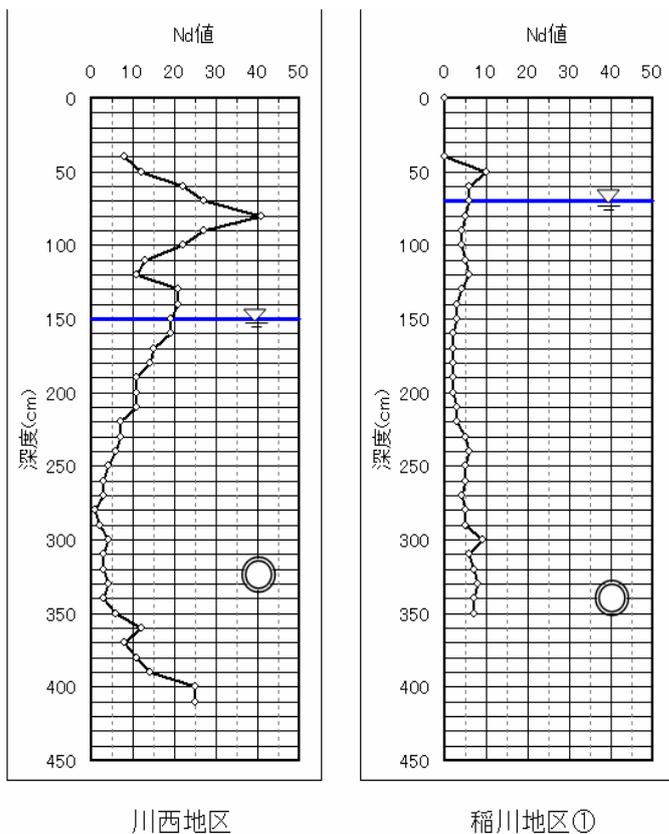


図 5-2  $N_d$  値深度分布図

## (2) 室内土質試験

立石地区、川西地区及び稲川地区において室内土質試験を実施した。試験結果を表5-7に示す。室内土質試験用の試料採取時の埋戻し土の観察状況から、埋戻し土は固化した状況ではなかった。

表5-7 室内土質試験結果

採取箇所		立石地区*		川西地区		稲川地区		
採取深度		-1.00m	-2.00m	-1.75m	-2.90m	-1.00m	-2.00m	
一般	土粒子の密度	2.705g/cm <sup>3</sup>	2.698g/cm <sup>3</sup>	2.702g/cm <sup>3</sup>	2.696g/cm <sup>3</sup>	2.685g/cm <sup>3</sup>	2.712g/cm <sup>3</sup>	
	自然含水率	18.4%	19.0%	27.8%	21.7%	18.6%	19.8%	
粒度	ふるい試験	粒径mm	通過質量百分率					
		53			100%			
		37.5	100%		100%	96.3%	100%	100%
		26.5	96.4%	100%	96.0%	92.7%	93.6%	94.5%
		19	92.0%	95.4%	93.8%	89.0%	89.5%	86.0%
		9.5	83.0%	89.6%	90.3%	83.1%	85.2%	82.6%
		4.75	79.1%	86.4%	88.0%	79.7%	82.8%	80.4%
		2	76.2%	84.2%	85.0%	76.4%	80.4%	74.1%
		0.85	74.0%	81.5%	79.1%	71.0%	74.1%	47.1%
		0.425	62.3%	59.1%	49.4%	46.2%	51.1%	22.9%
		0.25	37.2%	30.1%	25.8%	25.2%	24.4%	6.3%
		0.106	10.3%	9.4%	9.1%	11.0%	7.8%	5.5%
	0.075	8.7%	8.0%	7.1%	8.0%	6.9%		
	均等係数 U <sub>c</sub>	4.046	3.734	4.693	6.138	3.859	3.817	
	平均粒径 D <sub>50</sub>	0.3252mm	0.3585mm	0.4293 mm	0.4675 mm	0.4145 mm	0.4548 mm	
分類	分類名	細粒分混礫質砂	細粒分混礫質砂	礫質砂	細粒分混礫質砂	細粒分混礫質砂	細粒分混礫質砂	
締固め	最大乾燥密度 ρ <sub>dmax</sub>	—	—	1.709g/cm <sup>3</sup>	1.766g/cm <sup>3</sup>	1.738g/cm <sup>3</sup>	1.747g/cm <sup>3</sup>	
	最適含水率	—	—	15.5%	14.8%	15.5%	15.6%	
現場密度	乾燥密度	—	—	1.151g/cm <sup>3</sup>	1.383g/cm <sup>3</sup>	1.502g/cm <sup>3</sup>	1.316g/cm <sup>3</sup>	
	締固め度	—	—	67.3%	78.3%	86.4%	75.3%	

\* - : 調査未実施

図5-3に埋戻し土の粒径加積曲線を示す。埋戻し土の粒度組成は、粒径0.1mm~1.0mmを主体とし、均等係数はU<sub>c</sub><4で「分級された」粒度成である。また、地盤材料の分類名では、細粒分混じり礫質砂(SG-F)に分類される。深度別に見ても、最大粒径に差がある程度で、ほぼ同一材料と見なされる。

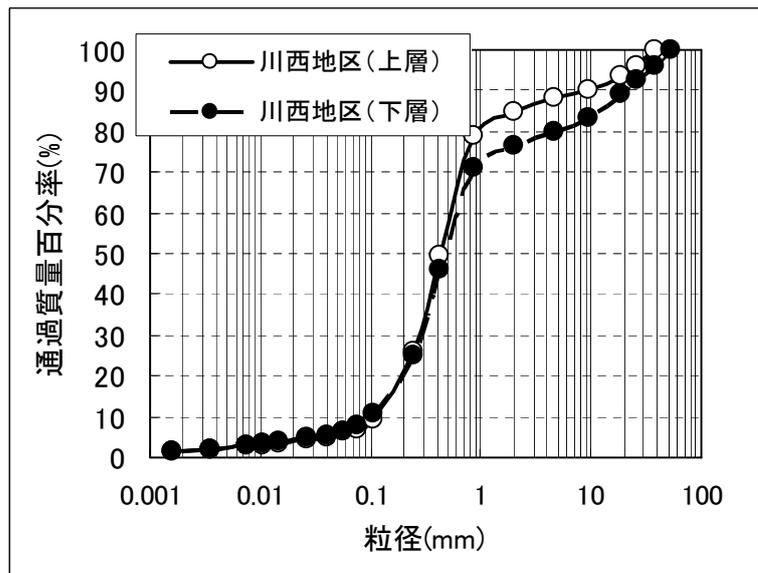
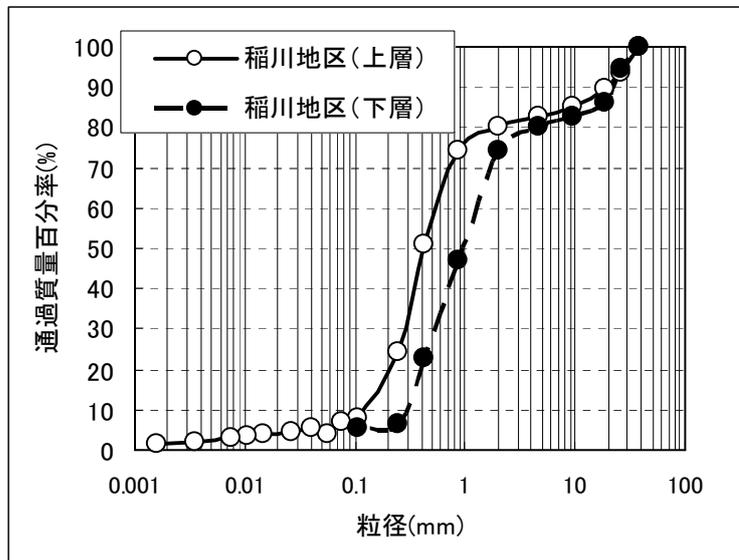
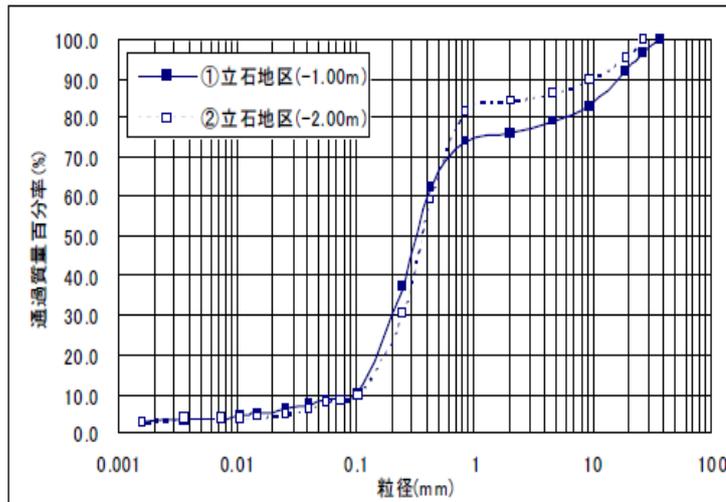


図5-3 埋戻し土の粒径加積曲線

図5-4には締固め曲線を示す。締固め曲線は、川西地区及び稲川地区において調査を行った。両地区ともに、上下層でその差異は小さく、ほぼ同一材料の締固め特性を示した。川西地区については、上層の締固め度が低く67%であった。

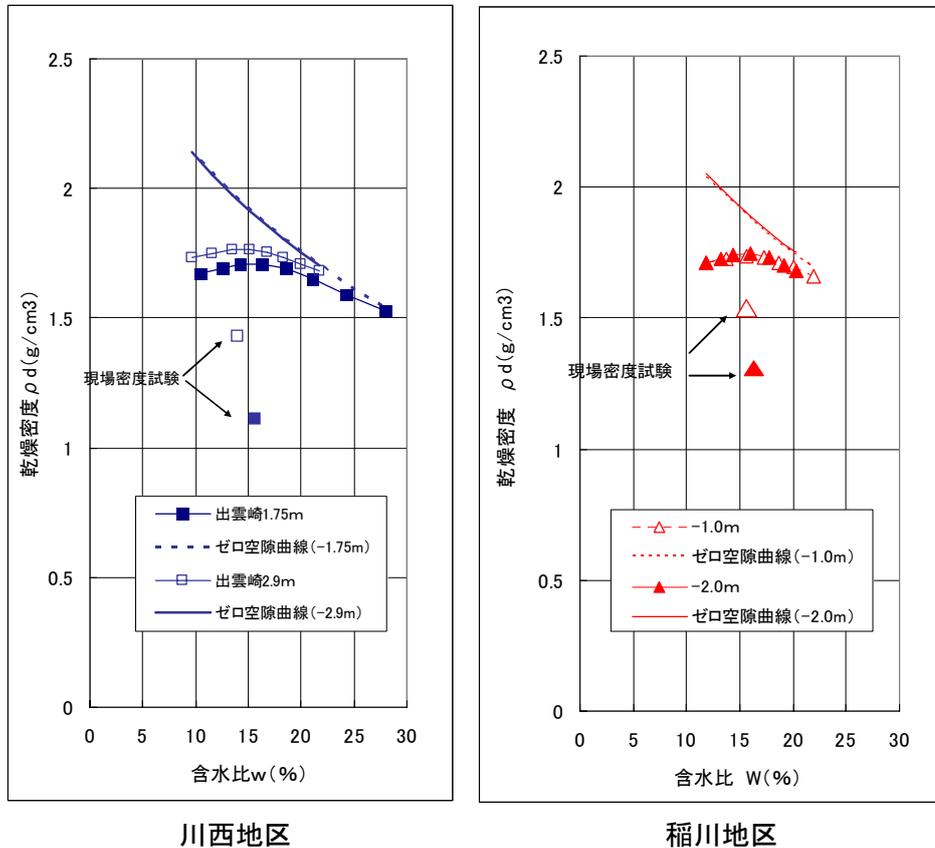


図5-4 締固め曲線

現場密度試験による自然含水比と締固め試験による最適含水比を比較すると、最適含水比よりも2~3%湿潤側であった。現場密度試験により確認した乾燥密度から締固め度を求めると表5-8のとおりであり、稲川地区では、上層で86.4%と比較的高いが、下層は75.3%と低い。

表5-8 埋戻し土の締固め度

位置	試験項目	川西地区	稲川地区
上層	現場密度による乾燥密度	$\rho_d=1.151$	$\rho_d=1.502$
	締固め試験による最大乾燥密度	$\rho_{dmax}=1.709$	$\rho_{dmax}=1.738$
	締固め度	Dc=67.3%	Dc=86.4%
	簡易貫入試験によるNd値	14~15	4
下層	現場密度による乾燥密度	$\rho_d=1.383$	$\rho_d=1.316$
	締固め試験による最大乾燥密度	$\rho_{dmax}=1.766$	$\rho_{dmax}=1.747$
	締固め度	Dc=78.3%	Dc=75.3%
	簡易貫入試験によるNd値	2~4	2

簡易貫入試験によるNd、締固め度、湿潤密度の深度分布の対比を図5に示す。Nd値は深度方向に管渠埋設深までこの傾向は変わらず、平均5程度と低い値を示している。締固め度(Dc値)とNd値を対比すると、締固め度が75.3%を示した地点(下層)におけるNd値は2とかなり低い。

締固め度は、下層(75.3%)よりも上層(86.4%)の方が高く、湿潤密度の傾向も同様のことが言える。

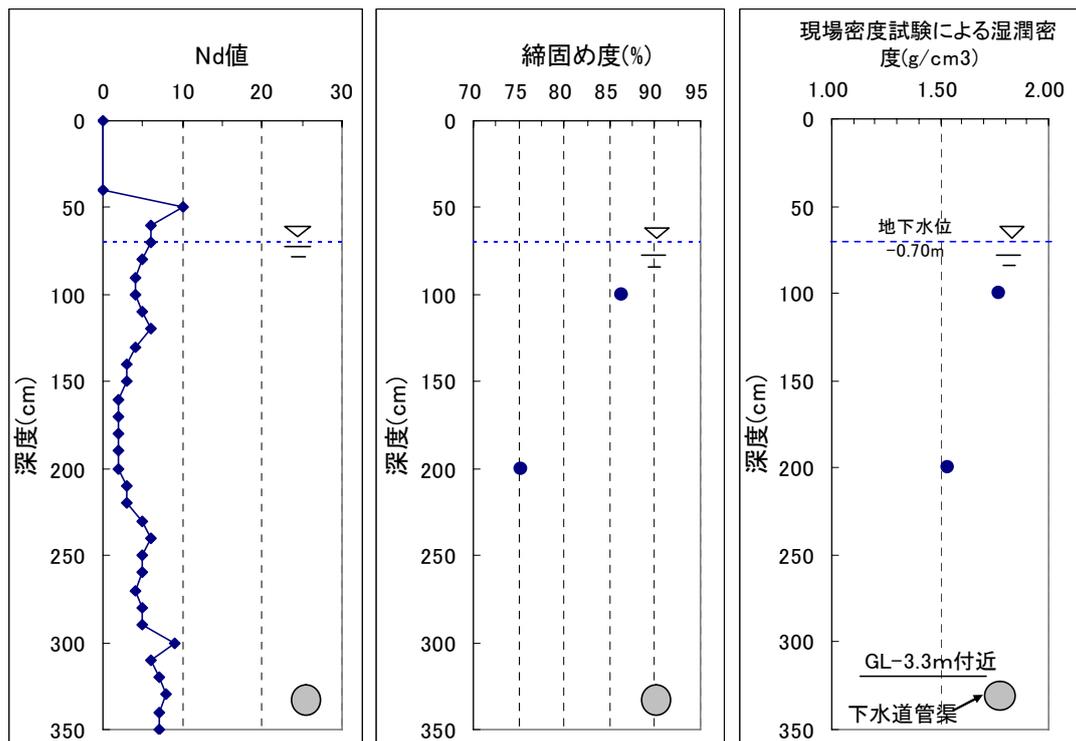


図5-5 簡易貫入試験によるNd、締固め度、湿潤密度の深度分布の対比(稲川地区)

以上の土質試験の結果を考慮すると、埋戻し材料にほぼ均一な粒径の砂を用いていること、地下水位が高いこと等から、液状化現象の発生条件が整っていることが分かった。しかしながら、土質試験を実施した現場においては、憤砂や噴水といった液状化現象の痕跡は見られなかったことから、埋戻し部の液状化が被災原因と断言はできないもののその可能性が示唆される。

### (3) セメント含有量試験

出雲崎町においては、中越地震で被災を受けた管渠について、セメント系固化剤の添加による埋戻しを実施している。

しかしながら、前述の現場試験での試料採取時の埋戻し土の観察状況並びに土質試験の結果から明らかなように、埋戻し土は固化した形跡が見られない。そこで、サンプリングした試料について、セメント含有量を推定するために、酸化カルシウム分析及び蛍光X線

オーダー分析を実施した。

### 1) 酸化カルシウム分析

立石地区、川西地区及び稲川地区において、酸化カルシウム分析を実施した。試験結果を表5-9に示す。

試料中に含まれる酸化カルシウム量から単位体積当たりセメント量を推定すると、いずれの地区についても、設計配合量 $30\text{kg}/\text{m}^3$ 程度となったことから、セメントは適切に配合されたものと考えられる。

表5-9 酸化カルシウム分析の結果

調査深度	立石地区		川西地区		稲川地区	
	上層	下層	上層	下層	上層	下層
酸化カルシウム量	1.3%	1.0%	1.6%	1.5%	1.4%	1.3%
乾燥ベースのセメント量	2.4 wt%	1.8 wt%	2.9 wt%	2.7 wt%	2.6 wt%	2.4 wt%
有姿ベースのセメント量	2.0 wt%	1.5 wt%	2.1 wt%	2.1 wt%	2.1 wt%	2.0 wt%
単位体積当セメント量	$34\text{kg}/\text{m}^3$	$26\text{kg}/\text{m}^3$	$31\text{kg}/\text{m}^3$	$35\text{kg}/\text{m}^3$	$37\text{kg}/\text{m}^3$	$31\text{kg}/\text{m}^3$
設計配合	$30\text{kg}/\text{m}^3$	$30\text{kg}/\text{m}^3$	$30\text{kg}/\text{m}^3$	$30\text{kg}/\text{m}^3$	$30\text{kg}/\text{m}^3$	$30\text{kg}/\text{m}^3$

### 2) 蛍光X線オーダー分析

立石地区、川西地区及び稲川地区において、蛍光X線オーダー分析を実施した。試験結果を表5-10に示す。

表5-10 蛍光X線オーダー分析の結果

(単位：mass%)

分析項目	立石地区		川西地区		稲川地区	
	上層	下層	上層	下層	上層	下層
igloss	2.40	1.90	1.82	2.07	2.34	2.17
SiO <sub>2</sub>	67.19	69.50	69.15	68.95	68.43	68.47
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	13.08	12.53	12.50	12.51	12.53	12.53
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5.14	4.40	4.40	4.48	4.98	5.18
CaO	4.12	3.61	4.10	4.00	4.00	3.80
MgO	1.74	1.51	1.44	1.52	1.62	1.62
SO <sub>3</sub>	0.19	0.11	0.12	0.10	0.07	0.09
Na <sub>2</sub> O	2.76	2.88	2.98	2.91	2.72	2.77
K <sub>2</sub> O	2.41	2.70	2.62	2.60	2.41	2.42
TiO <sub>2</sub>	0.62	0.52	0.51	0.53	0.56	0.54
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.11	0.09	0.11	0.10	0.10	0.11
MnO	0.09	0.08	0.09	0.09	0.11	0.10
Cl	0.016	0.015	0.020	0.016	0.018	0.015
F	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	0.073
V	0.014	0.012	0.010	0.011	0.008	0.012
Cr	0.007	0.004	0.008	0.006	0.007	0.008
Ni	0.005	0.005	0.005	0.004	0.005	0.004
Cu	0.002	0.002	0.003	0.003	0.002	0.005
Zn	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007	0.007
As	0.002	0.002	0.002	0.002	N. D.	0.002
Zr	0.005	0.006	0.009	0.009	0.005	0.005
Mo	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.
Pb	0.001	N. D.	N. D.	N. D.	0.001	N. D.
Sr	0.024	0.024	0.022	0.022	0.025	0.024
Ba	0.052	0.074	0.043	0.051	0.050	0.052
Cd	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.
Br	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.
Sn	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.
Ga	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
Rb	0.010	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010
Y	0.004	0.004	0.004	0.004	0.005	0.005
Nb	0.000 <sub>5</sub>	0.000 <sub>3</sub>	0.001	0.000 <sub>5</sub>	N. D.	N. D.
Sb	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.
Se	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.

※N. D. は、「検出されず」。

#### 4. 固化状況の確認

改良土が固化しなかった原因を探るために、立石地区において、改良土施工から1週間おきに計4回、簡易貫入試験を実施した。1週間おきに実施した貫入試験の経時変化を図5-6に示す。

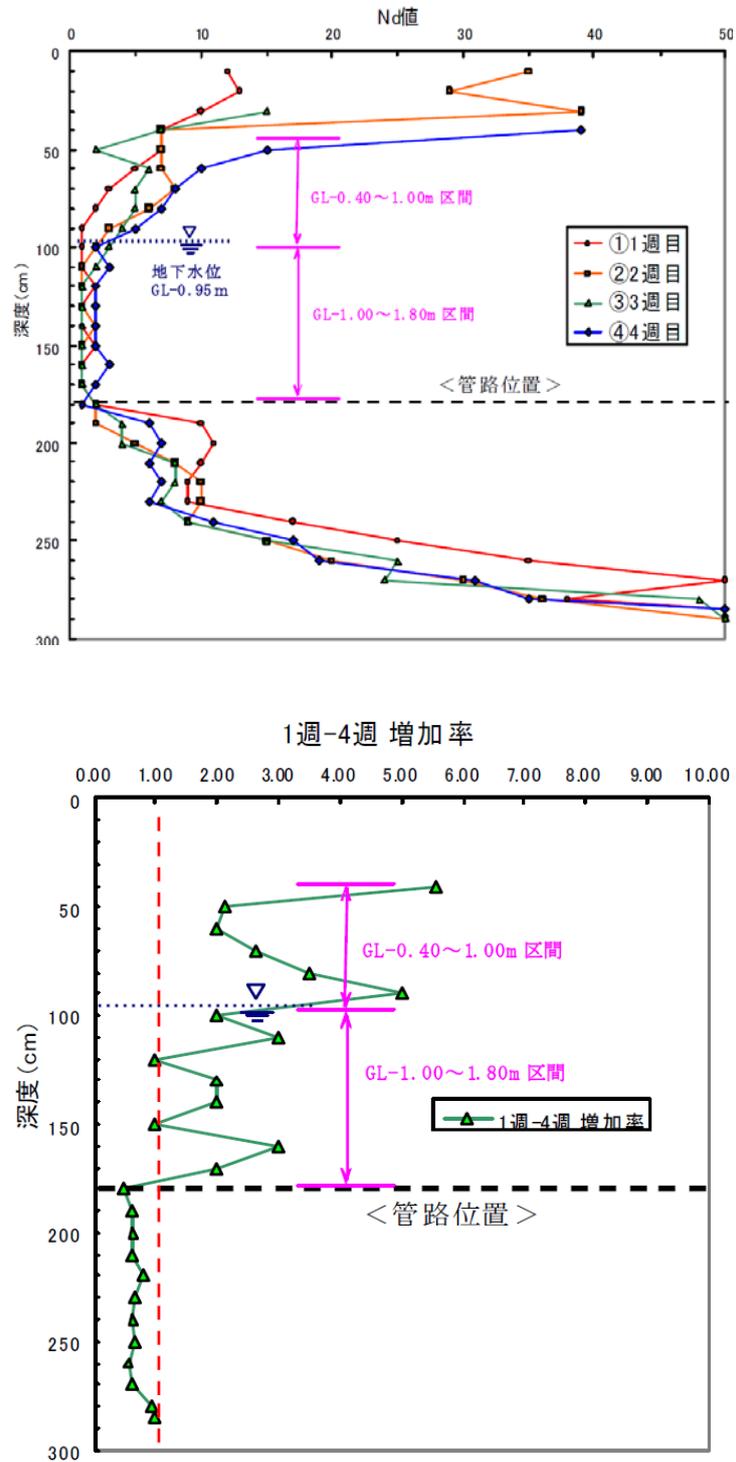


図5-6 施工後経過時間と簡易貫入試験結果

## 5-2 石灰系材料による埋戻し土の固化について

## 1. 石灰系材料による埋戻し土の固化を採用した事例

新潟県柏崎市中心部の北側に位置する刈羽村では、農業集落排水事業による污水处理整備が行われているが、平成16年新潟県中越地震では、周辺の下水道施設と同様に大きな被害が発生した。刈羽村の被災箇所については、固化対策の一つである、石灰系材料による埋戻し土の固化による復旧工事が行われた。

そこで、石灰系材料による埋戻し土の固化を適用した参考事例として、刈羽村の農業集落排水事業を実施している2地区を対象に、平成16年に災害復旧した管路のうち平成19年に同じ箇所が被災した管路がどの程度あるかに着目した整理を行った。図5-7に検討対象とした農業集落排水事業地区を示す。

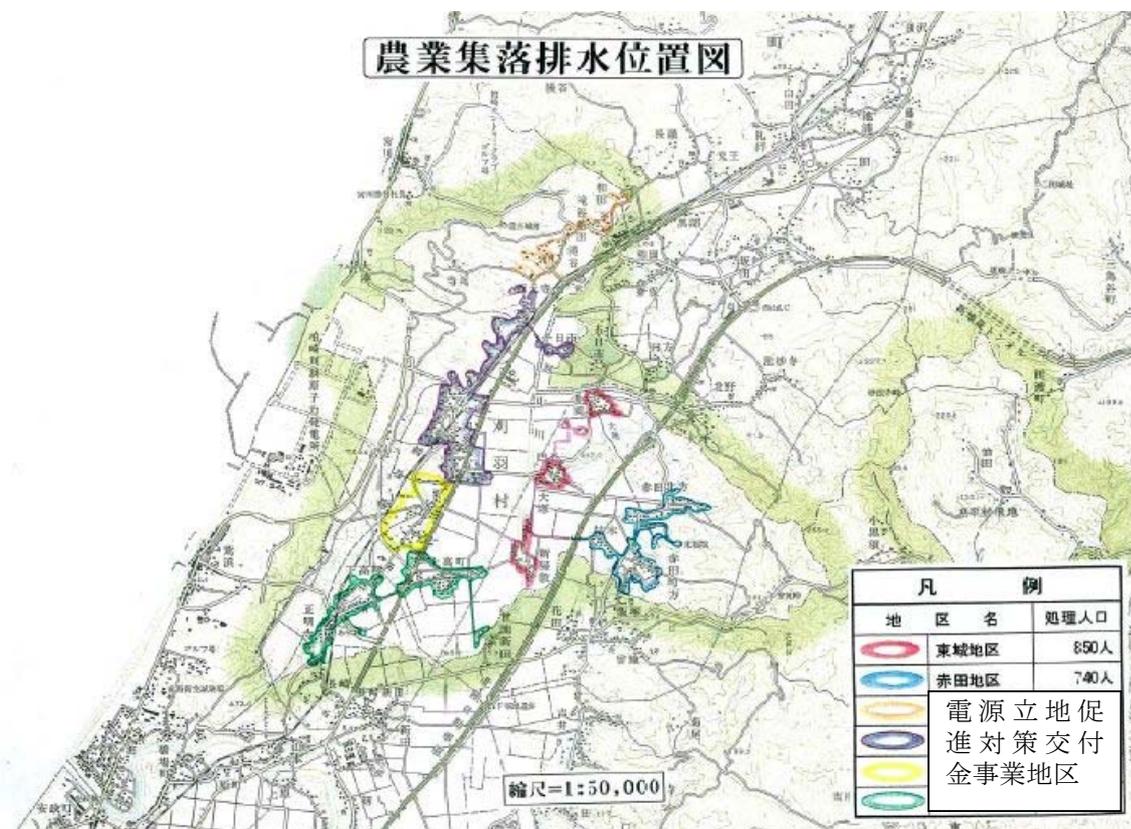


図5-7 新潟県刈羽村の農業集落排水事業実施区域

## 2. 平成16年新潟県中越地震における被害状況

平成16年新潟県中越地震では、刈羽村の本震での最大震度は震度6弱（刈羽村役場で観測）、また震度5弱以上の余震が17回発生する状況であった。そして、東城、赤田の2地区では、マンホールの浮上、管路上部の路面陥没、管きよの浮き上がり及びマンホールからの溢水が生じた。表5-11には災害査定結果をもとにした管路施設の被害状況を地区毎に示す。

東城地区での被害率は47.5%と非常に大きく、2地区とも30%以上と大きな被害が発生していた。

表5-11 新潟県中越地震での管路施設の被害状況（災害査定結果）

事業名	地区名	管路総延長 (m)	被災延長 (m)	被害率 (%)
農業集落排水	東城	7,982	3,789	47.5
	赤田	7,016	2,225	31.7

### 3. 石灰系材料による埋戻し土の固化の概要

平成16年の災害復旧にあたり、刈羽村では以下に示す目標性能を設定して試験を実施し、目標性能を満足する石灰系材料の基準添加量を78kg/m<sup>3</sup>と決定した。

〔目標性能〕

- ・一軸圧縮強度は、4週強度で規定する。
- ・試験室強度で100kPa～200kPaとなる配合を行う。
- ・現場における平均一軸圧縮強度は、50kPa～100kPaを確保する。

上記の試験結果をもとに、平成16年度の全被災箇所について、現場掘削土をプラントに搬入し、石灰系材料を添加（基準添加量78kg/m<sup>3</sup>）して改良土を製造し、現場に搬入して埋戻しを行った。

なお、東城地区では、経済性の検討結果から、管路について自然流下方式から真空管路方式へ計画を変更して復旧を実施したが、埋戻しは同様な方法とした。

### 4. 平成19年新潟県中越沖地震における被害状況

東城、赤田の両地区においては、平成19年の新潟県中越沖地震でもマンホール周囲の陥没や管路施設での継ぎ手のずれ等の被害が生じた。

平成19年新潟県中越沖地震における全管路延長、被災管路延長、管きよ被害率を表5-12に示す。同表には、平成16年新潟県中越地震で被災し石灰系材料による埋戻し土の固化により復旧した管路が、平成19年新潟県中越沖地震で被災した状況についても併記した。図5-8～図5-9には、平成16年新潟県中越地震と平成19年新潟県中越沖地震での被災箇所を重ねて示す。

表5-12に示すように、災害査定では東城地区の再被災はなく、再被災のあった赤田地区の再被災率は3.0%であるが、その地区の被害率15.3%よりも小さかった。赤田地区の再被災状況を刈羽村に確認したところ、その後詳細に被災状況を確認した結果、継ぎ手部分にずれが生じているが漏水はなく、勾配にも問題がなくて流下に支障を生じていないとのことである。

表 5-12 新潟県中越沖地震での刈羽村における管路施設の被害状況（災害査定結果）

事業名	地区名	平成 16 年 新潟県中越地震			平成 19 年 新潟県中越沖地震				
		管路総延長 (m)	被災延長 (m)	被害率 (%)	管路総延長 (m)	被災延長 (m)	被害率 (%)	再被災延長 (m)	再被災率 (%)
農業集落排水	東城	7,982	3,789	47.5	7,982	838	10.5	0	0
	赤田	7,016	2,225	31.7	7,016	1,073	15.3	67.8	3.0

刈羽村 農業集落排水（東城地区）被災箇所図

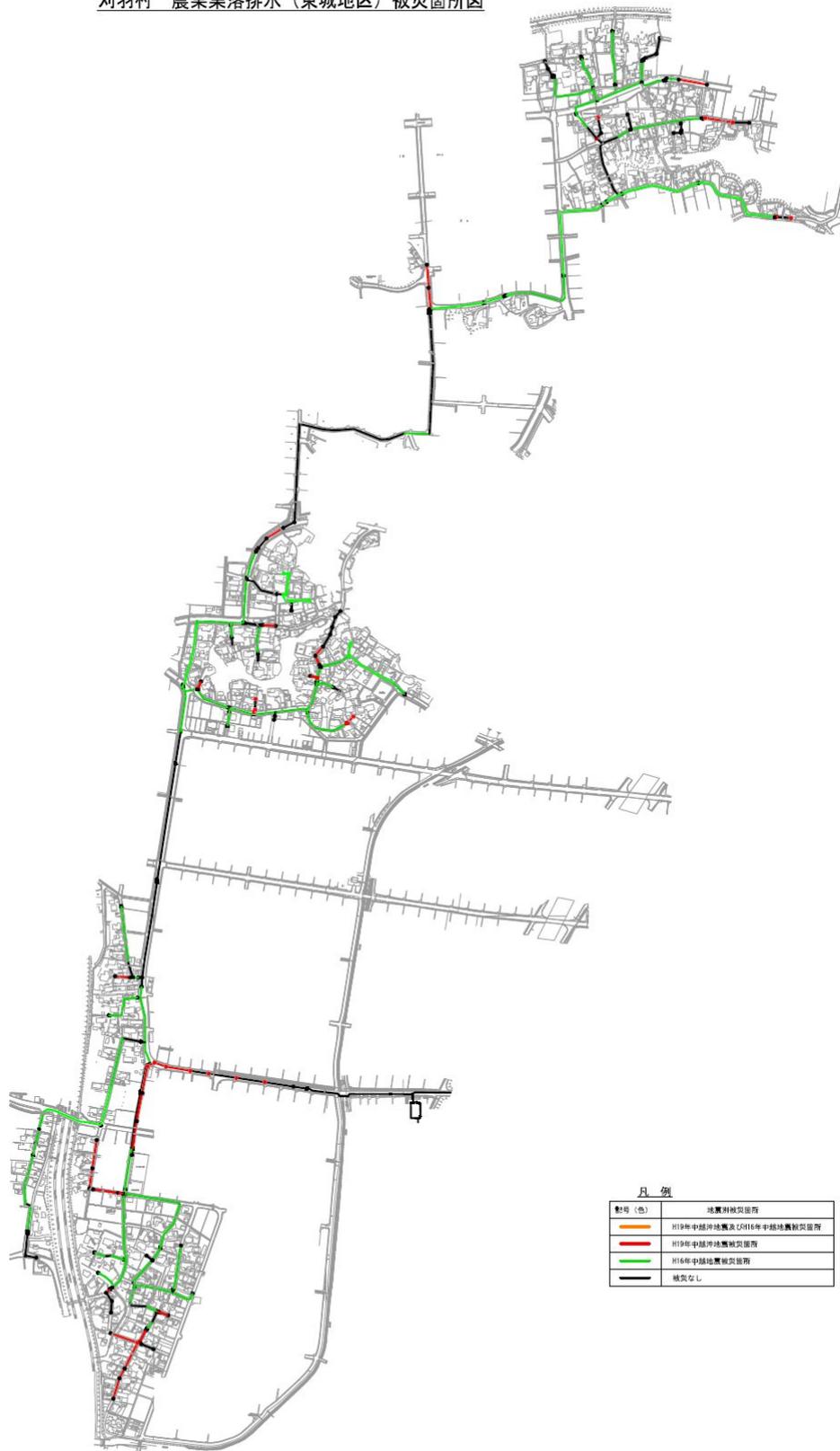


図5-8 刈羽村における平成16年新潟県中越地震と平成19年新潟県中越沖地震の被災箇所位置図（東城地区）

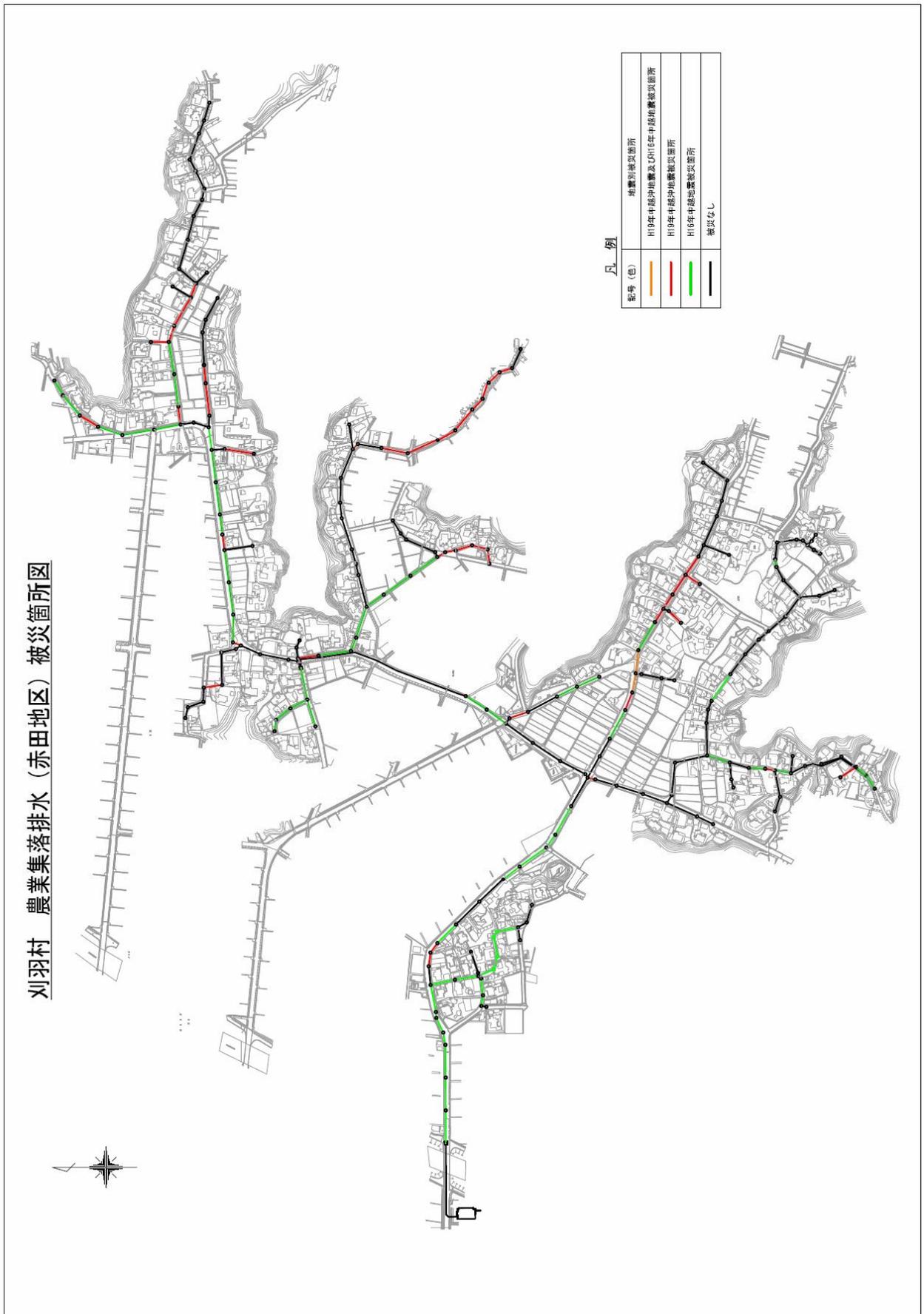


図5-9 刈羽村における平成16年新潟県中越地震と平成19年新潟県中越沖地震の被災箇所位置図(赤田地区)

## 参考資料－6 埋戻し土の締固めによる液状化防止対策

## 6-1 埋戻し土の締固め状況

## 1. 埋戻し土の締固めを実施した箇所の締固め度

平成 17 年の「新潟県中越地震を踏まえた下水道施設の耐震対策について」の通知(平成 17 年 10 月 28 日付け国土交通省都市・地域整備局下水道部下水道事業課長通知)以降に、新潟県上越市柿崎処理区では、管理値(路床工で締固め度 90%以上)を設定し、埋戻し土の締固めによる対策を実施していた。平成 19 年 新潟県中越地震発生時には、**図 6-1** 中の平成 18 年度施工箇所において 3,545m の管渠で対策が適用されていた。平成 19 年 新潟県中越沖地震における上越市柿崎処理区の震度は 6 弱であったが、締固め度 90%程度以上となるよう埋戻し土の締固めによる対策を実施していた管渠では被災は生じなかった。そこで、対策適用箇所での締固め度について調査を行った結果、90%以上が確保されていることが確認された。

### (1) 調査位置

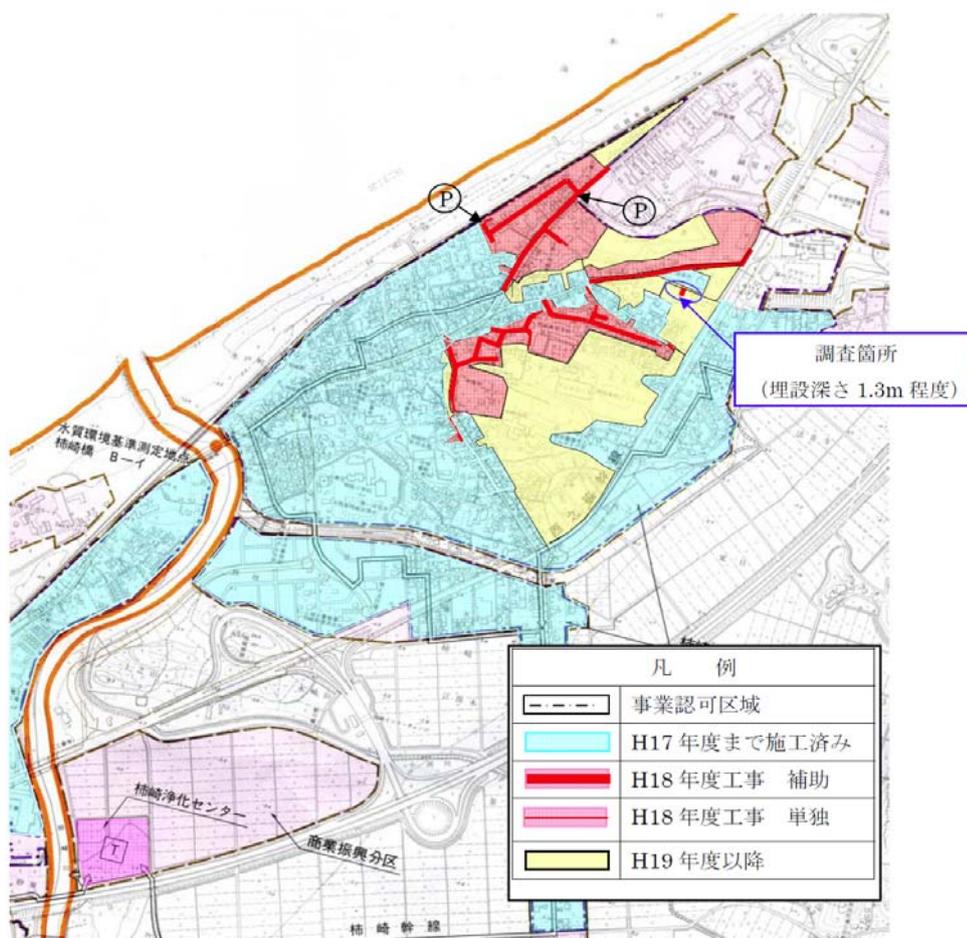


図 6-1 上越市柿崎処理区の調査位置図



写真 6-1 調査箇所の現場状況

## (2) 調査項目

- ① 簡易動的貫入試験 (JGS 1443)
- ② 現場密度試験 (JIS A 1214)
- ③ 土粒子の密度試験 (JIS A 1202)
- ④ 土の含水比試験 (JIS A 1203)
- ⑤ 土の粒度試験 (JIS A 1204)
- ⑥ 突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210)

## (3) 調査結果

### 1) 締固め度

現場密度試験の結果、締固め度は、上層 (GL-0.8m) で 100%、下層 (GL-1.1 m) で 99%であり、90%以上の締固めが行われていたと言える。

表 6-1 締固め度の調査結果

位置	項目	上越市柿崎処理区
上層	現場密度試験による乾燥密度 ( $\rho d$ )	1.846
	締固め試験による最大乾燥密度 ( $\rho d_{max}$ )	1.840
	締固め度 ( $\rho d / \rho d_{max}$ )	100%
下層	現場密度試験による乾燥密度 ( $\rho d$ )	1.668
	締固め試験による最大乾燥密度 ( $\rho d_{max}$ )	1.691
	締固め度 ( $\rho d / \rho d_{max}$ )	99%

## 2) 埋戻し土の粒度分布

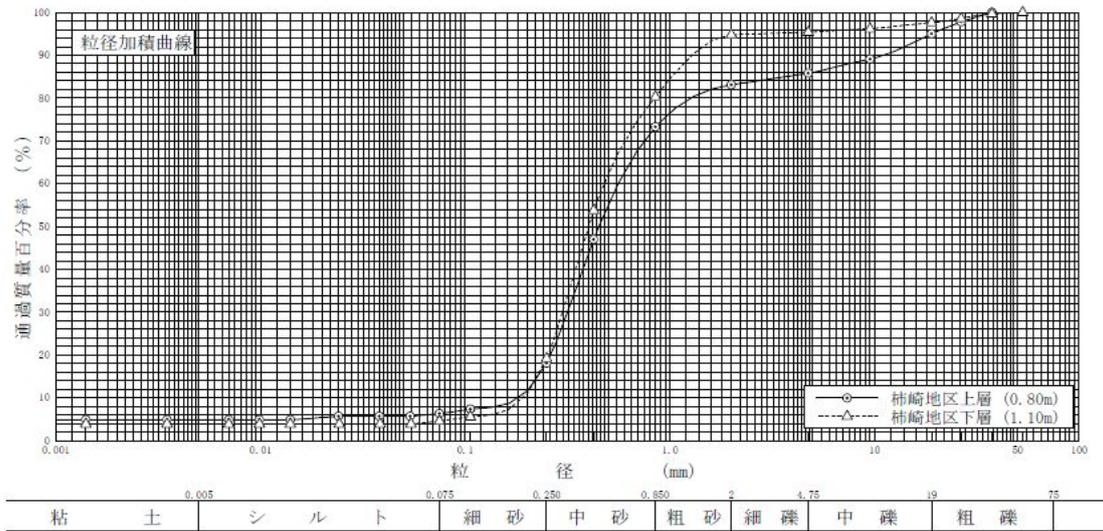


図6-2 埋戻し土の粒径加積曲線（上越市柿崎処理区）

## 3) 簡易貫入試験

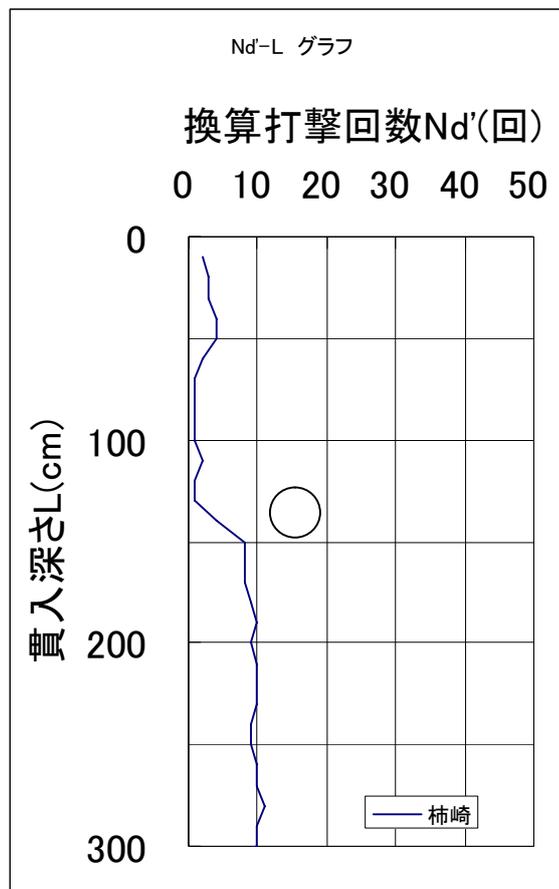


図6-3 埋戻し土の簡易貫入試験結果（上越市柿崎処理区）

## 2. 従来どおりの施工で被害が発生しなかった箇所の締固め度

従来どおりの締固めで施工しながら被害がなかった輪島市門前町本市地区と柏崎市  
劔地区の2箇所でも締固め度を調査した結果、90%以上であることが確認された。

### (1) 輪島市門前町本市地区

#### 1) 調査位置



調査箇所



路面（下水管渠埋戻部）が沈下



側溝横の天端コンが  
沈下・破損

図6-4 門前町本市地区の調査位置図

## 2) 調査項目

- ① 簡易動的貫入試験 (JGS 1443)
- ② 現場密度試験 (JIS A 1214)
- ③ 土粒子の密度試験 (JIS A 1202)
- ④ 土の含水比試験 (JIS A 1203)
- ⑤ 土の粒度試験 (JIS A 1204)
- ⑥ 突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210)

## 3) 調査結果

### A) 全般的状況

管渠はGL-1.3m付近(管頂)に埋設してあること確認した。埋め戻し土は、購入砂と見受けられるきれいな砂であった。地下水位は高く、GL-0.7mで確認できた。

### B) 締固め度

現場密度試験の結果、締固め度は、GL-0.6mで99.1%、GL-1.2mで94.0%であり、90%以上の締固めが行われていたと言える。

表6-2 締固め度の調査結果

	試料-1	試料-2
採取深度(GL-m)	0.60	1.20
現場密度(湿潤)g/cm <sup>3</sup>	1.899	1.818
含水比%	26.9	27.2
乾燥密度g/cm <sup>3</sup>	1.496	1.430
最大乾燥密度g/cm <sup>3</sup>	1.509	1.522
最適含水比%	21.1	20.7
締固め度	99.1%	94.0%



写真6-2 現場試験状況写真

### C) 埋戻し土の粒度分布

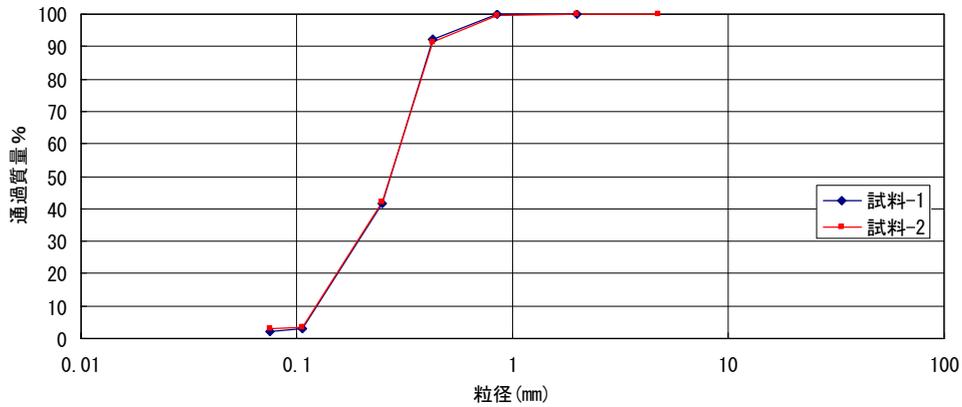


図 6-5 埋戻し土の粒径加積曲線（輪島市門前町本市地区）

### D) 簡易貫入試験

Nd 値は 10 以下であり、上層、下層とも大きな違いはない。

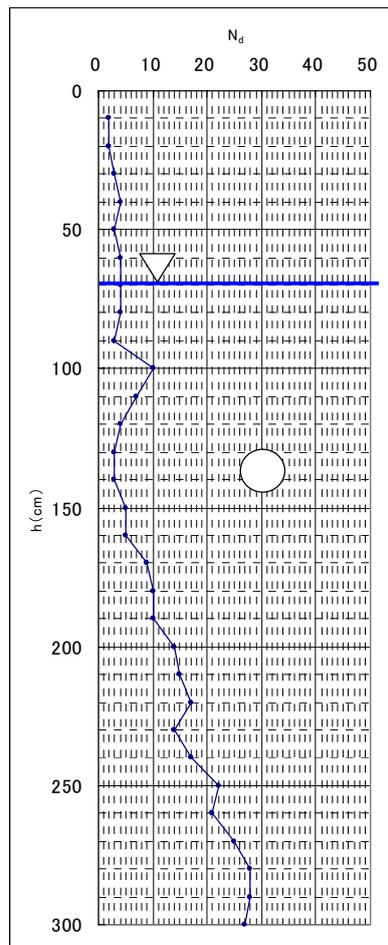


図 6-6 埋戻し土の簡易貫入試験結果（輪島市門前町本市地区）

## (2) 柏崎市劔地区

### 1) 調査位置

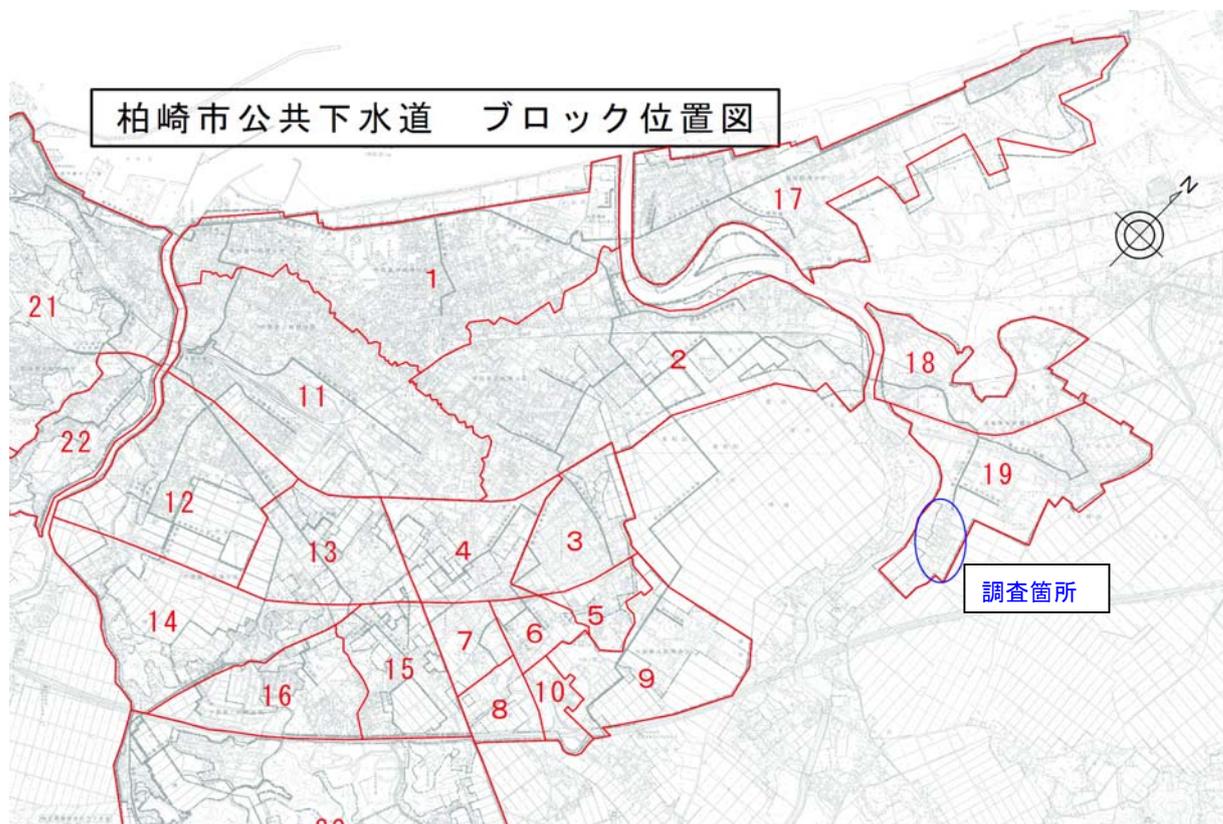


図6-7 柏崎市劔地区の調査位置図

### 2) 調査項目

- ① 簡易動的貫入試験 (JGS 1443)
- ② 現場密度試験 (JIS A 1214)
- ③ 土粒子の密度試験 (JIS A 1202)
- ④ 土の含水比試験 (JIS A 1203)
- ⑤ 土の粒度試験 (JIS A 1204)
- ⑥ 突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210)

### 3) 試験結果

#### A) 締固め度

現場密度試験の結果、締固め度は、上層（GL-0.8m）で110%、下層（GL-1.1m）で103%であり、90%以上の締固めが行われていたといえる。

表 6-3 締固め度の調査結果

位置	項目	柏崎市刃区
上層	現場密度試験による乾燥密度 ( $\rho_d$ )	1.899
	締固め試験による最大乾燥密度 ( $\rho_{dmax}$ )	1.726
	締固め度 ( $\rho_d / \rho_{dmax}$ )	110%
下層	現場密度試験による乾燥密度 ( $\rho_d$ )	1.787
	締固め試験による最大乾燥密度 ( $\rho_{dmax}$ )	1.738
	締固め度 ( $\rho_d / \rho_{dmax}$ )	103%

#### B) 埋戻し土の粒度分布

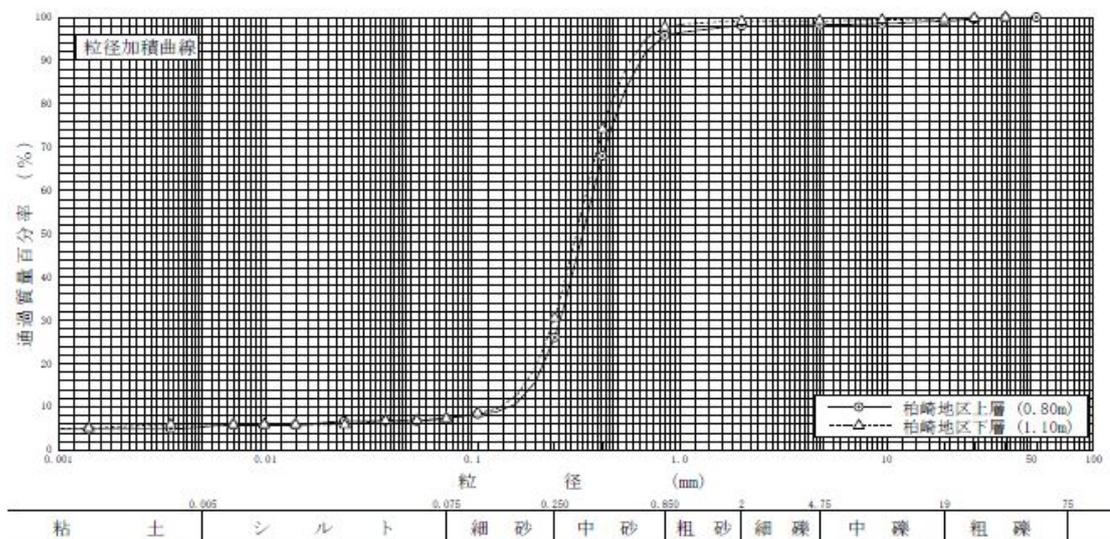


図 6-8 埋戻し土の粒径加積曲線（柏崎市刃地区）

### 3) 簡易貫入試験

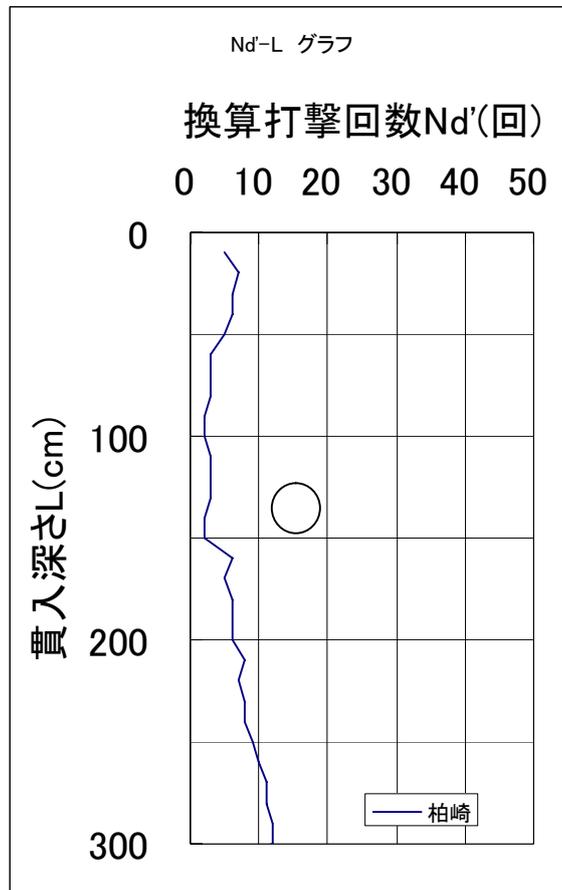


図6-9 埋戻し土の簡易貫入試験結果（柏崎市釧地区）

### 3. 従来どおりに行って被害が発生した箇所の締固め

#### (1) 検討目的

平成19年 能登半島地震では、輪島市輪島地区及び門前地区で、埋戻し部の液状化が原因と考えられる下水道管路施設の被害が生じた。そこで、従来の砂質土による埋戻しにより施工された箇所の被災原因を明らかにすることを目的に、復旧工事に合わせて下水道管路施設の埋戻し部の地盤調査を行った。

#### (2) 調査箇所及び調査内容

調査箇所を表6-4及び図6-10、図6-11に示す。調査は、輪島市輪島地区、及び門前地区のうち今回被災した箇所を対象とし、復旧工事の掘削に合わせて実施した。

表6-5、表6-6に地盤調査及び室内土質試験の項目を示す。各地区において、埋戻し土を対象とする土研式貫入試験、複数深度における現場密度試験及び攪乱試料採取を行った。また、採取した試料を用いて物理試験等の室内土質試験を実施した。

表6-4 調査箇所

地 区	箇 所	備 考
輪島地区①	輪島市杉平町地内 (7-7 M3419-1-1～M3418-1)	
輪島地区②	輪島市山本町地内 (1-1(3/5)M1539-1-21～M1535-2)	仮設ポンプ設置箇所
門前地区①	輪島市門前町本町地内 (4-1(1/3) (2/3) マンホール No. 3～4)	
門前地区②	輪島市門前町和田地内 (5-14(1/4)M1115-3 付近)	マンホール90cm浮上がり 箇所

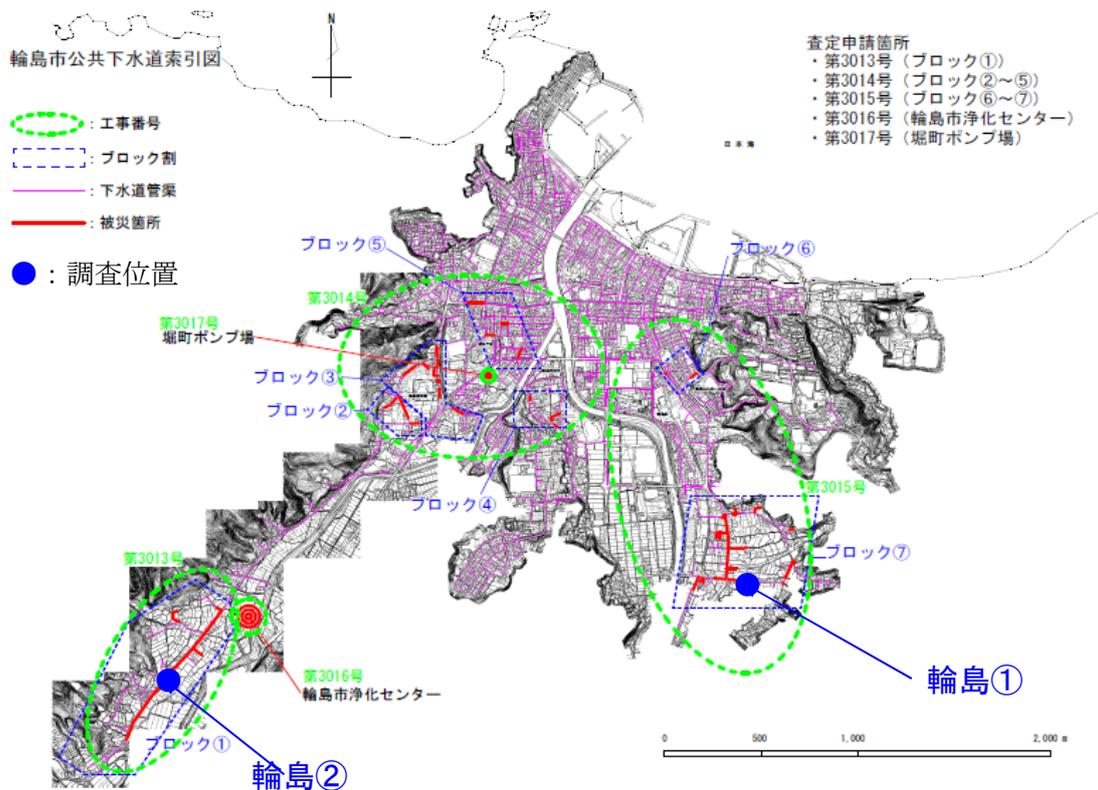


図6-10 調査位置 (輪島地区)

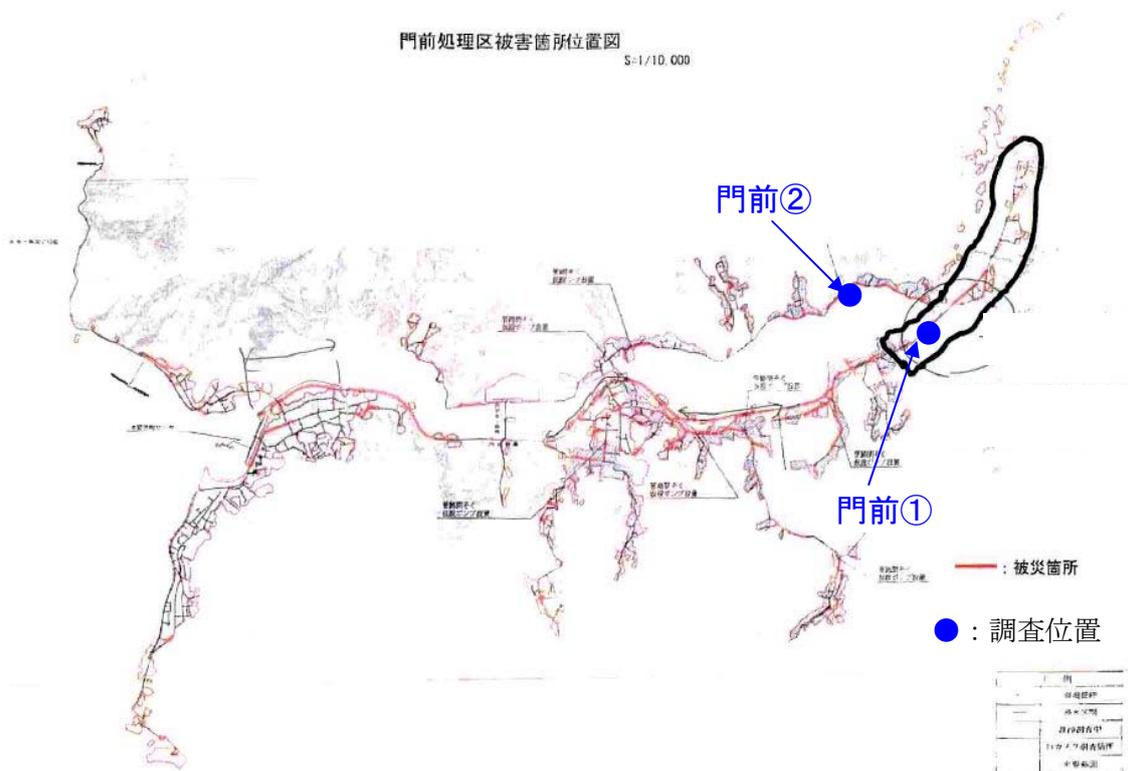


図6-11 調査位置 (門前地区)

表 6-5 地盤調査内容

試験名	地盤工学会基準	日本工業規格	数量	備考
簡易動的コーン貫入試験	JGS1443		3m×4箇所	
現場密度試験		JIS A 1214	2深度×4箇所	
攪乱試料採取			2深度×4箇所	

表 6-6 室内土質試験内容

試験名	地盤工学会基準	日本工業規格	数量	備考
土粒子の密度試験	JGS 0111	JIS A 1202	2試料×4箇所	3個/試料
土の含水比試験	JGS 0121	JIS A 1203	2試料×4箇所	3個/試料
土の粒度試験	JGS 0131	JIS A 1204	2試料×4箇所	ふるい・沈降分析 砂質土 2~4kg
突固めによる土の 締固め試験	JGS 0711	JIS A 1210	2試料×4箇所	

### (3) 調査箇所の被災状況

#### 1) 輪島地区①（輪島市杉平町地内）

被災形態は人孔滞水、管路たるみ、逆勾配であるが、仮設ポンプ等は設置されておらず、比較的軽微な被害であった。

#### 2) 輪島地区②（輪島市山本町地内）

埋戻し部の液状化によると考えられる路面の陥没、管路の浮上がり、それに伴うの管渠の破断が生じた箇所である。下水の流下不能が生じ、仮設ポンプによる切り回しが行われている。



写真 6-3 輪島地区②の被災状況

### 3) 門前地区①（輪島市門前町本町地内）

被災形態としては、マンホール内滞水、管渠のたるみであるが、仮設ポンプ等は設置されておらず比較的軽微な被害であった。



写真 6 - 4 門前地区①の被災状況

### 4) 門前地区②（輪島市門前町和田地内）

今回の地震ではマンホールが最大の 90cm 程度浮き上がった。被害形態としては、人孔浮上、マンホール内滞水、路面陥没、本管拔出、管渠たるみである。路面には管渠埋設時の開削幅に沿って、数 10cm の路面陥没が生じていた。下水道管路は山裾沿いの 2m 程度の低盛土内に敷設されている。マンホールの浮き上がりに伴う流下不能により仮ポンプ、仮配管で切り回しが行われた。



写真 6 - 5 門前地区②の被災状況

(6) 調査結果概要

表6-7に調査結果の一覧を、図6-12に埋戻し土の粒度分布を、図6-13に簡易動的貫入試験及び現場密度試験の結果をそれぞれ示す。埋戻し材料はいずれの箇所も、細粒分は10%以下と少なく、また礫の混入も少ない比較的粒径のそろった砂であり、液状化しやすい材料である。簡易動的貫入試験の結果はいずれの箇所においてもNd値は5以下を示す箇所もあり、特に管渠敷設深さ付近で緩いことがわかる。締固め度についても84~89%を示している。これらの箇所では、路面の陥没が発生していたため、被災前の埋戻し土は調査時よりもさらに緩い状態にあったことが推測される。

表6-7 試験結果一覧

敷設年度		H17以降				H17以前												
採取箇所		輪島①上層(-1m)		輪島①下層(-2m)		輪島②上層(-1m)		輪島②下層(-2m)										
採取深度		G.L.-1.00m		G.L.-1.50m		G.L.-1.00m		G.L.-1.50m										
一般	土粒子の密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.672	2.673	2.678	2.684	2.666	2.668	2.672	2.67									
	自然含水比(%)	19.2	18.4	13.9	18.3	13.7	26	13	21.4									
粒度	土の粒度試験	ふるい分析	粒径(mm)	19	19	19	19	19	19	19	19							
			9.5	100.0	9.5	100.0	9.5	100.0	9.5	99.6	9.5	100.0	9.5	9.5				
			4.75	99.3	4.75	99.3	4.75	98.9	4.75	98.3	4.75	99.6	4.75	99.8	4.75			
			2	91.5	2	92.2	2	94.0	2	94.5	2	98.3	2	97.8	2	100.0	2	100.0
			0.85	69.8	0.85	68.8	0.85	80.7	0.85	80.2	0.85	56.7	0.85	58.1	0.85	99.9	0.85	99.8
			0.425	38.4	0.425	37.2	0.425	58.6	0.425	56.3	0.425	12.9	0.425	15.1	0.425	92.1	0.425	92.0
			0.25	19.5	0.25	18.4	0.25	21.2	0.25	20.5	0.25	8.2	0.25	9.6	0.25	35.7	0.25	37.7
			0.106	9.5	0.106	9.2	0.106	9.5	0.106	8.9	0.106	5.6	0.106	6.7	0.106	4.6	0.106	6.4
			0.075	8.0	0.075	7.7	0.075	8.1	0.075	7.4	0.075	5.1	0.075	6.0	0.075	3.9	0.075	5.7
			0.0585	7.8	0.0585	7.6	0.0585	7.9	0.0585	6.7	0.0585	4.1	0.0585	5.5	0.0585	3.7	0.0585	5.5
			0.0414	7.3	0.0414	7.0	0.0414	7.7	0.0414	6.0	0.0414	3.7	0.0414	4.7	0.0414	3.3	0.0414	5.3
			0.0262	6.8	0.0262	6.5	0.0262	7.1	0.0262	5.7	0.0262	3	0.0262	4.1	0.0262	3.1	0.0262	5.1
			0.0152	6.1	0.0152	6.1	0.0152	6.1	0.0152	4.6	0.0152	2.3	0.0152	3.5	0.0152	3.1	0.0152	5.1
			0.0108	5.2	0.0108	5.5	0.0108	5.5	0.0108	4.0	0.0108	1.5	0.0108	2.3	0.0108	2.9	0.0108	4.9
			0.0076	4.4	0.0076	4.9	0.0076	5.1	0.0076	3.6	0.0076	1.3	0.0076	2.1	0.0076	2.9	0.0076	4.5
0.0037	3.4	0.0037	3.6	0.0037	3.9	0.0037	2.6	0.0037	1	0.0037	1.5	0.0037	2.5	0.0037	4.3			
0.0016	1.9	0.0016	2.1	0.0016	2.4	0.0016	2.1	0.0016	0.6	0.0016	1.0	0.0016	1.7	0.0016	3.3			
均等係数U <sub>c</sub>		5.6	5.3	3.6	3.4	2.7	2.9	1.9	2.0									
平均粒径 D <sub>50</sub> (mm)		0.5481	0.5622	0.3797	0.3906	0.7834	0.7626	0.2845	0.2805									
分類	分類名	粘性土礫まじり砂	粘性土礫まじり砂	粘性土礫まじり砂	粘性土礫まじり砂	粘性土まじり砂	粘性土まじり砂	分級された砂	粘性土まじり砂									
	分類記号	S-CsG	S-CsG	S-CsG	S-CsG	S-Cs	S-Cs	SP	S-Cs									
締固め	最大乾燥密度 p <sub>dmax</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	1.772	1.768	1.686	1.690	1.697	1.699	1.584	1.589									
	最適含水比(%)	15.4	15.8	16.7	17.2	15.9	15.7	16.8	16.8									
現場密度	乾燥密度(g/cm <sup>3</sup> )	1.585	1.555	1.483	1.676	1.502	1.479	1.339	1.401									
	締固め度(%)	89.4	88.0	88.0	99.2注)	88.5	87.1	84.5	88.2									

注) 現場密度試験の際に、礫の影響を受けたため高い密度が計測された可能性がある。

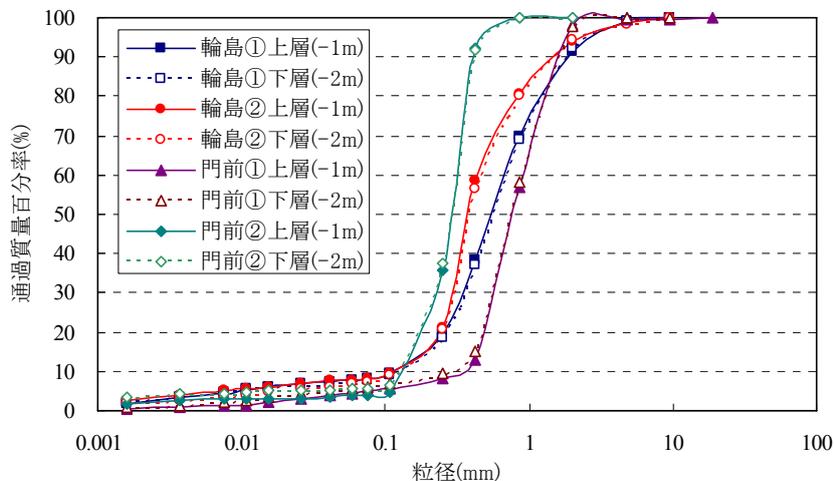


図6-12 埋戻し土の粒度分布

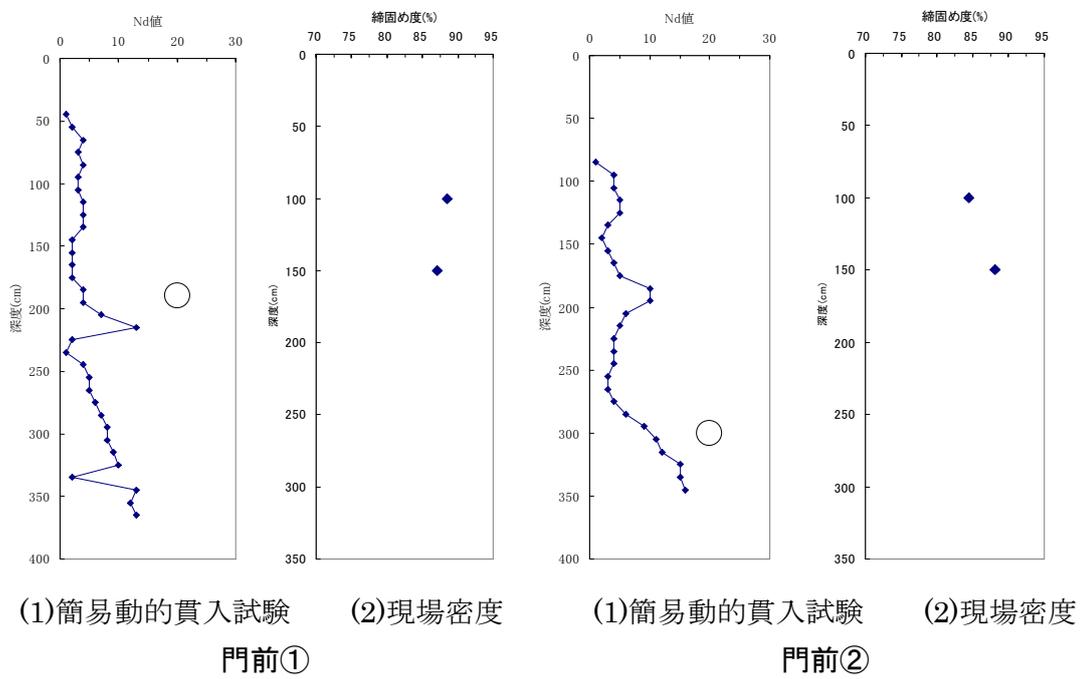
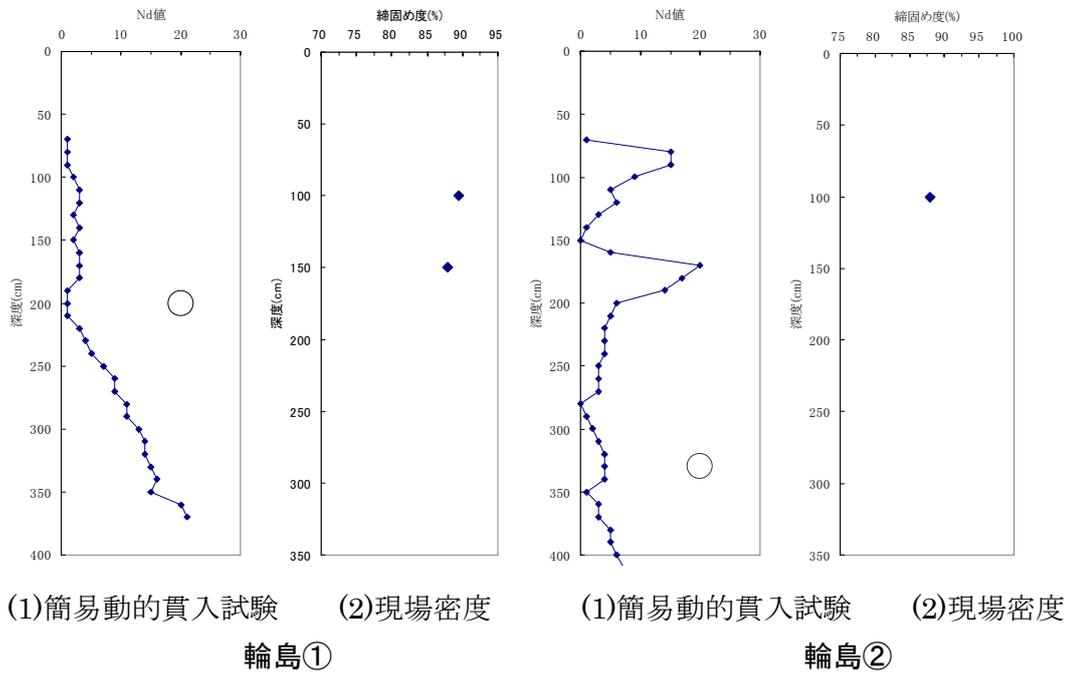


図 6-13 地盤調査結果

## 参考文献：

締固め度を90%程度以上とすることで浮上りを抑制できることを示した論文

土木技術資料 47-12 (2005)

◆ 特集：最近の地震災害と耐震技術 ◆

## 下水道管路施設の耐震対策技術

佐々木哲也\* 杉田秀樹\*\* 石原雅規\*\*\*

### 1. はじめに

2003年十勝沖地震や2004年新潟県中越地震では下水道管路やマンホールの浮上がり、路面沈下等の液状化による被害が多発した。下水道管路施設が上記のような被害を受けた場合、下水道の使用が不可能になるほか、道路交通機能にも支障をきたし、汚水の漏洩による水質の悪化等の二次的な被害が生じる恐れがある。最近の地震による下水道施設の被害をふまえ、下水道施設の「地震対策の現状と既存施設の地震対策への提言」<sup>1)</sup>がまとめられる等、下水道施設の耐震性の向上が求められてきている。

本報では、2003年十勝沖地震および2004年新潟県中越地震の下水道管路施設の被害を概観し、下水道管路施設の液状化被害の要因、および液状化対策手法に関する研究の現状と今後の課題について報告する

### 2. 最近の地震における下水道管路施設の被害

2003年十勝沖地震、2004年新潟県中越地震では下水道管路施設に多大な被害が生じた。2003年十勝沖地震では、北海道庁の集計によると12市町で下水道管路施設が被害を受け、被害延長は24kmに達した<sup>2)</sup>。2004年新潟県中越地震では長岡市、小千谷市を始め25市町村（地震発生当時）で下水道管路施設が被害を受け、被害延長は151.9kmにも達した<sup>3)</sup>。いずれの地震においても、被害形態としては管路やマンホールの浮上がり被害が主体であった。写真-1に、2003年十勝沖地震におけるマンホールの浮上がり被害の様子を示す。マンホールは1m程度浮き上がり、路面は下水道布設の際の掘削部分に沿って沈下していることがわかる。これらの被害箇所の周辺では液状化の痕跡は見られなかったことから、被害の要因は管路埋設時の埋戻し土が液状化したためであると考えられる。2003年十勝沖地震や2004年新潟県中越地震



写真-1 液状化によるマンホールの浮上がり被害  
(2003年十勝沖地震)

では、液状化が生じる恐れのない泥炭や軟弱粘性土の卓越した地盤において、このような埋戻し土の液状化による被害が多数の箇所が発生した。

一般に液状化は埋め立て地や沖積砂質土層が卓越する箇所が生じるが、下水道管渠は開削工法で施工され砂質土で埋め戻されることが多く、このため、地下水位が高い場合には周辺地盤に液状化が生じなくても埋戻し部が液状化することにより下水道管渠が被害を受けることがある。

### 3. 下水道管路施設液状化被害に及ぼす要因

下水道管路施設は膨大な延長に及ぶことから、被害が予想される箇所を適切に予測し、重要な管路や重大な二次的災害の恐れのある箇所については耐震対策を施す必要がある。そこで、下水道管路施設の液状化被害の発生を予測し、下水道管路施設の耐震性の向上を図るため、十勝沖地震による被害箇所の地盤調査および動的遠心模型実験を行った。

#### 3.1 地質的要因の影響

図-1、2に十勝沖地震および新潟県中越地震における代表的な被害箇所および無被害箇所の地盤柱状図を示す。十勝沖地震の例では、被害箇所の周辺地盤には非常に軟弱な泥炭層がみられるが、無被害箇所の周辺地盤は締まった礫質土になっている。新潟県中越地震の例では、被害箇所の周辺

Countermeasures Against Liquefaction for Sewer Pipes

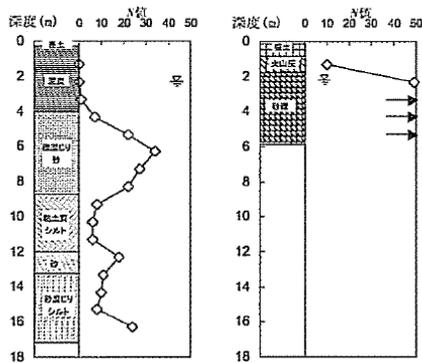


図-1 十勝沖地震における代表的な被害・無被害箇所の地盤柱状図

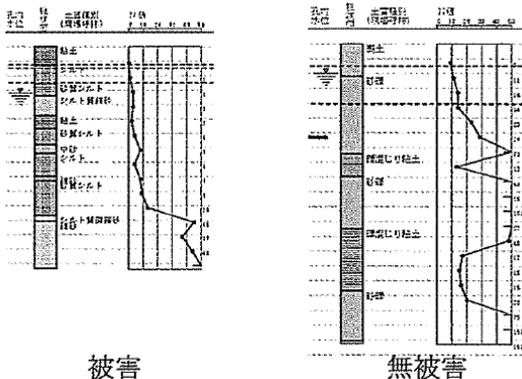


図-2 新潟県中越地震における代表的な被害・無被害箇所の地盤柱状図

地盤では、N値の小さい粘性土～シルト層が10m程度堆積している一方で、無被害箇所の周辺地盤は砂礫層であり、またN値50以上の砂礫層が比較的浅い位置に存在している。

また、十勝沖地震による被害箇所の埋戻し部で行った地盤調査結果によると、埋戻し土の大部分は火山性砂礫で、現場密度試験を行った結果、埋戻し部の締固め度は70%～80%強で非常に緩く、また、地下水位が浅いことから、埋戻し部は飽和しており液状化しやすい状態にあったことがわかって<sup>1)</sup>。これらの被害・無被害箇所の地盤柱状図の比較および現地調査結果から、被害箇所は、軟弱層が厚く堆積しており、地下水位が浅く、埋戻し部が緩い状態にあったことがわかった。

以上から、下水道管路液状化被害の原因として、軟弱地盤において地震動が増幅したこと、埋戻し部周辺地盤が泥炭層や軟弱粘性土である場合には、埋戻し部が大きくせん断変形を受け、また発生した過剰間隙水圧が消散しにくいことにより液状化の程度が高まったこと、が考えられる。

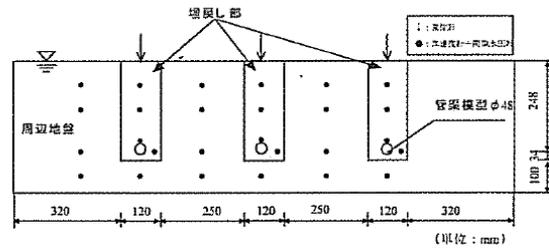


図-3 管渠の浮上りに関する遠心実験模型 (その1)

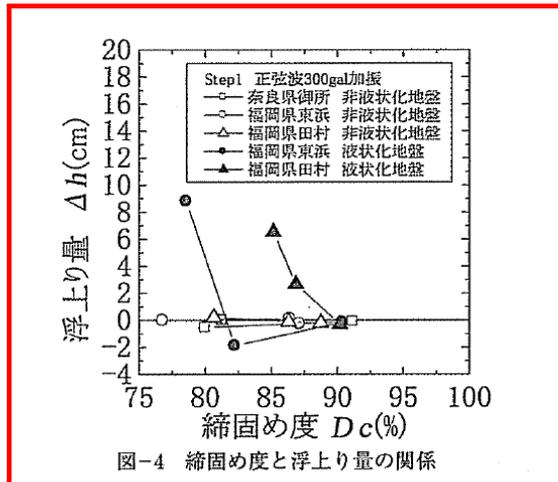


図-4 締固め度と浮上り量の関係

### 3.2 埋戻し土および周辺地盤の影響

動的遠心模型実験を行い、下水道管路施設の浮上り被害に及ぼす埋戻し部の締固め度の影響と周辺地盤の影響について調べた。

まず、浮上り被害に及ぼす埋戻し部の締固め度と周辺地盤の液状化の有無の影響について検討した実験例<sup>4)</sup>を紹介する。

模型の概要を図-3に示す。実験では、埋戻し部の締固め度、周辺地盤の密度を変化させて周辺地盤の液状化・非液状化の違いに着目して行っている。実験模型は、箱形土槽の中に周辺地盤を作成し、その中に、管渠模型を埋設した層厚30cmの埋戻し部を3つ作成したものである。周辺地盤は砂質土を用い、埋戻し部は奈良県御所、福岡県東浜および田村から取り寄せた埋戻し土を用いて突固めにより作成した。実験は10Gの遠心力場で行い、入力波として重力場換算1Hz、300gal20波の正弦波を用いた。

結果の例として遠心圧密後の締固め度と管路模型の浮上り量の関係を図-4に示す。周辺地盤が液状化しない場合、300galの正弦波加振では浮上りが生じなかった。周辺地盤も液状化するケースでは、締固め度が87%以下のケースでは浮上りあ

るいは沈下が生じた。下水管の埋戻し施工管理基準を締固め度で規定している機関では締固め度  $D=90\%$  以上としていることが多いが、今回の実験で少なくとも  $D=90\%$  程度に締め固めて、周辺地盤の液状化の有無にかかわらず管路模型の浮上りは生じなかった。

次に、周辺地盤の軟弱層の影響について検討した動的遠心模型実験の例<sup>5)</sup>を紹介する。図-5に模型の例を示す。実験模型は周辺地盤と管路模型を埋設した3つの埋戻し部からなり、周辺地盤として軟弱粘性土地盤（泥炭）を模擬した合成ゴム、あるいは液状化地盤を模擬した飽和砂質土層を用い、埋戻し部は細粒分を10%程度含んだ砂質土を用いて締固め度を3とおりに変化させた。実験は、周辺地盤部が砂質土のケースでは砂質土の相対密度を、合成ゴムのケースでは管路埋設深さおよび合成ゴムの厚さを変化させて、合計6つのモデルについて実施している。

結果の一例として、図-6に管渠の浮上がり量と管渠埋設深さ付近の周辺地盤のせん断ひずみの関係を示す。ここで、周辺地盤のせん断ひずみは、管渠埋設深さ付近の周辺地盤の応答変位が大きくなるほど大きくなる。これより、周辺地盤のせん

断ひずみが大きく、すなわち周辺地盤の応答変位が大きいほど、また、埋戻し土の締固め度が小さいほど、浮上がり量が大きくなっており、特に周辺地盤が軟弱で地盤の応答が増幅されるような場合には、埋戻し部が周辺地盤により強制的にせん断変形を受けて埋戻し部の液状化の程度が高まることにより、管路の浮上がり変位が増大したものと考えられる。

### 3.3 下水道管路施設の液状化被害の原因

以上の検討結果から、下水道管路施設の液状化被害の要因として以下のことが考えられる。

- 1) 下水道管路の浮上がり被害の要因は埋戻し土の液状化である。
- 2) 地下水位が高く、埋戻し部が緩い状態にあるほど埋戻し部の液状化が生じやすい。
- 3) 周辺地盤が液状化する場合および周辺地盤が軟弱な場合ほど、浮上がり程度が大きくなる。
- 4) 周辺地盤に粘性土層や泥炭層等の軟弱層があると、地震動が局所的に増幅すること、および周辺に透水性の低い層が存在することにより埋戻し土の液状化の程度が高められること、により被害の程度が大きくなる。

## 4. 下水道管路施設の液状化対策に関する検討

下水道管路施設の埋戻し土の液状化による被害軽減策として、セメント改良土による埋戻し、砕石による埋戻しの効果について、動的遠心模型実験により検討している。

図-5の模型の埋戻し部をセメント改良土、砕石（7号砕石）埋戻しおよび未改良の砂質土で埋め戻したケースの管路の浮上がり量と埋戻し部の締固め度の関係を図-7に示す。これより、埋戻し部の固化および砕石による埋戻しの効果が確認できる。ただし、締固め度70%と極端に緩い状態で埋め戻したケースではいずれも浮上がりないしは沈下が生じており、セメント改良土および砕石埋戻しについても適切に締め固めを行わないと効果が発揮されないことも確認できる。

これらの成果は、2003年十勝沖地震および2004年新潟県中越地震後にまとめられた、「管路施設の本復旧にあたっての技術的緊急提言」、および

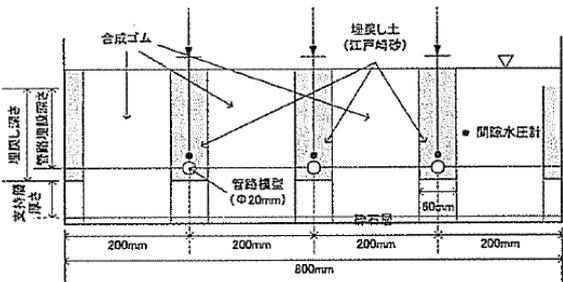


図-5 管渠の浮上がりに関する遠心実験模型 (その2)

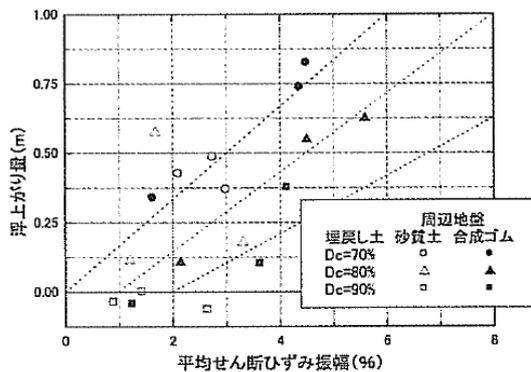


図-6 管渠の浮上がり量と管渠埋設深さ付近の周辺地盤の平均せん断ひずみ振幅の関係

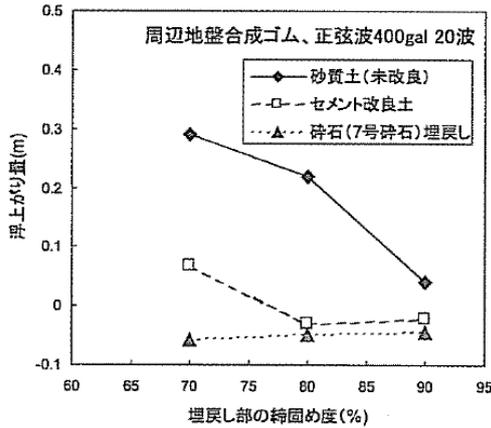


図-7 下水道管の浮上上がりに及ぼす対策工の効果

新潟県中越地震後に出された「新潟県中越地震の総括と地震対策の現状を踏まえた今後の下水道地震対策のあり方」<sup>1)</sup>に生かされている(表-1参照)。これらの提言では、液状化被害を受けた管路の復旧に際しては、埋戻し土の締固め、砕石による埋戻し、セメント改良土などによる埋戻し部の固化解策を原則として施すものとしている。

### 5. 下水道管路の液状化対策に関する今後の課題

下水道管路施設は膨大な延長に及ぶことから、既存の下水道管路施設全てについて耐震対策を施すことは現実的ではない。したがって、被害が予想される箇所を適切に予測し、重要な管路や重大な二次的災害の恐れのある箇所については耐震対策を施すとともに、管路施設が被害を受けた場合の備えをしておく必要がある。

これまでの検討から、下水道管路施設の埋戻し部の液状化による被害には周辺の地盤条件が大きく影響していることから、今後は、周辺の地盤条件等から下水道管路の液状化被害が生じる箇所を予測する手法を提案する予定である。

表-1 埋戻し工における施工管理に関する提言内容

	埋戻し材料	施工管理の提案
埋戻し部の締固め	良質な砂	締固め度で90%以上しかし、90%以上でも周辺が軟弱な場合には液状化被害の事例もあったことから、現地の特性をふまえて対策を検討すること
砕石による埋戻し	平均粒径 $D_{50}$ が 10mm 以上かつ 10% 粒径 $D_{10}$ が 1mm 以上の砕石	締固め度 90% 以上
埋戻し部の固化解	セメントの添加量は一軸圧縮強度で 100kPa ~ 200kPa	現場強度として 50kPa ~ 100kPa

また、既設の下水道管路施設の液状化対策について、安価で現実的な対策手法を開発する必要がある。さらに、近年では下水道管路布設時に際し、建設発生土のリサイクル材料や汚泥焼却灰等が埋戻し材料として用いられており、これらの材料についての管路の液状化被害防止の観点からの性能についても検討する必要がある。

### 参考文献

- 1) 下水道地震対策技術検討委員会 (2005) : 新潟県中越地震の総括と地震対策の現状を踏まえた今後の下水道地震対策のあり方。
- 2) 国土技術政策総合研究所、土木研究所他 (2004) : 平成15年(2003年)十勝沖地震被害に係わる現地調査報告書。
- 3) 国土技術政策総合研究所、土木研究所他 (2005) : 平成16年(2004年)新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要。
- 4) 佐々木哲也、松尾 修、田本修一 (2001) : 下水道管渠の地震時浮上りに及ぼす埋戻し材料の影響、第26回地震工学研究発表会。
- 5) 石原雅規、杉田秀樹、行方 馨 (2005) : 下水道管路の耐震対策に関する動的遠心模型実験、平成17年度下水道研究発表会。

佐々木哲也\*



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ振動チーム主任研究員  
Tetsuya SASAKI

杉田秀樹\*\*



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ振動チーム上席研究員、工博  
Dr. Hideki SUGITA

石原雅規\*\*\*



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ振動チーム研究員  
Masanori ISHIHARA

## 6-2 埋戻し土の締固めにおける施工管理

## 1. 目的

「下水道施設の耐震指針と解説 ー2006年版ー、(社)日本下水道協会」で記載しており、埋戻し土の締固めによる対策工法では、含水比の管理、転圧方法等の適切な施工が重要である。ここでは、埋戻し土の締固めを適用する際の施工管理に関する留意事項を検討するために行った、自治体へのヒアリングや文献調査の結果を参考に示す。

## 2. 自治体へのヒアリングおよび文献調査結果

### (1) 新潟県上越市柿崎処理区における施工法に関するヒアリング

平成17年の「新潟県中越地震を踏まえた下水道施設の耐震対策について」の通知（平成17年10月28日付け国土交通省都市・地域整備局下水道部下水道事業課長通知）以降に、新潟県上越市柿崎処理区では、管理値（路床工で締固め度90%以上）を設定し、埋戻し土の締固めによる対策を実施していた。そして、平成19年新潟県中越沖地震における上越市柿崎処理区の震度は6弱であったが、締固め度90%程度以上となるよう埋戻し土の締固めによる対策を実施していた管渠では被災は生じなかった。そこで、新潟県上越市柿崎処理区における施工に関する仕様書の内容や現地での施工方法に関してヒアリングを行った。

#### 1) 施工に関する仕様書の規定

- ① 埋戻し材料については、「埋戻しに使用する材料の標準仕様書」により設計図書に示すものを使用する。
- ② 埋戻しは、必ず排水した後実施するものとし、水中埋戻しは絶対してはならない。
- ③ 埋戻しは、厚20cmごとにタンパ等で十分締固めを行わなければならない。特に、管渠上の30cmまでは、念入りに締固めること。
- ④ 締固め度の管理値：締固め度90%以上とする。

#### 2) 仕様書の規定を踏まえた現場での施工方法

- ① 地下水がある場合は、1) 施工が困難となる、2) 管路の勾配（出来形）が確保できない、3) 道路下に空洞ができ、危険となることから、地下水の状況により、通常以下の対策を実施している。
  - ア) 掘削箇所の際に水中ポンプを設置して排水
  - イ) ウェルポイントを設置
  - ウ) 管路下の地山を透水性の高いクラッシャーランに置換し、その後掘削箇所の際に水中ポンプを設置
- ② 埋戻し時の層厚管理は、現地に定規を設置した上で、写真管理を実施している。
- ③ 確実に締固めが出来るように、a)～d)のように場所により締固めに使用する機材を使い分けている。また、締固め時の機械の往復は、状況に応じて2回～3回実施している。
  - ア) 管周り：たこ

- イ) 管の頂部 30cm 程度：プレート
  - ウ) イの上部以降：ランマ
  - エ) 路盤付近：振動ローラ
- ④ 締固め度についての品質管理は、現場密度試験で実施。

## (2) 「下水道管路埋戻し材料の繰返し強度特性に関する実験報告書、

### 平成 12 年 8 月、土木研究所資料第 3701 号」

「下水道管路埋戻し材料の繰返し強度特性に関する実験報告書、平成 12 年 8 月、土木研究所資料第 3701 号」では、全国の自治体の下水道管路の埋戻し施工管理方法の実態を把握するために実施した調査結果が、巻末資料 2 下水道管路埋戻し施工管理基準に関する調査として示されている。この調査結果は、仕様書の名称、埋戻し材料、埋戻し方法、埋戻し締固め機械の 4 項目について、収集した情報を整理している。今回は、埋戻し方法、締固め機械、施工管理方法に着目し、埋戻し部の締固め施工方法の参考となる内容について抽出した。

#### 1) 施工方法に関する規定

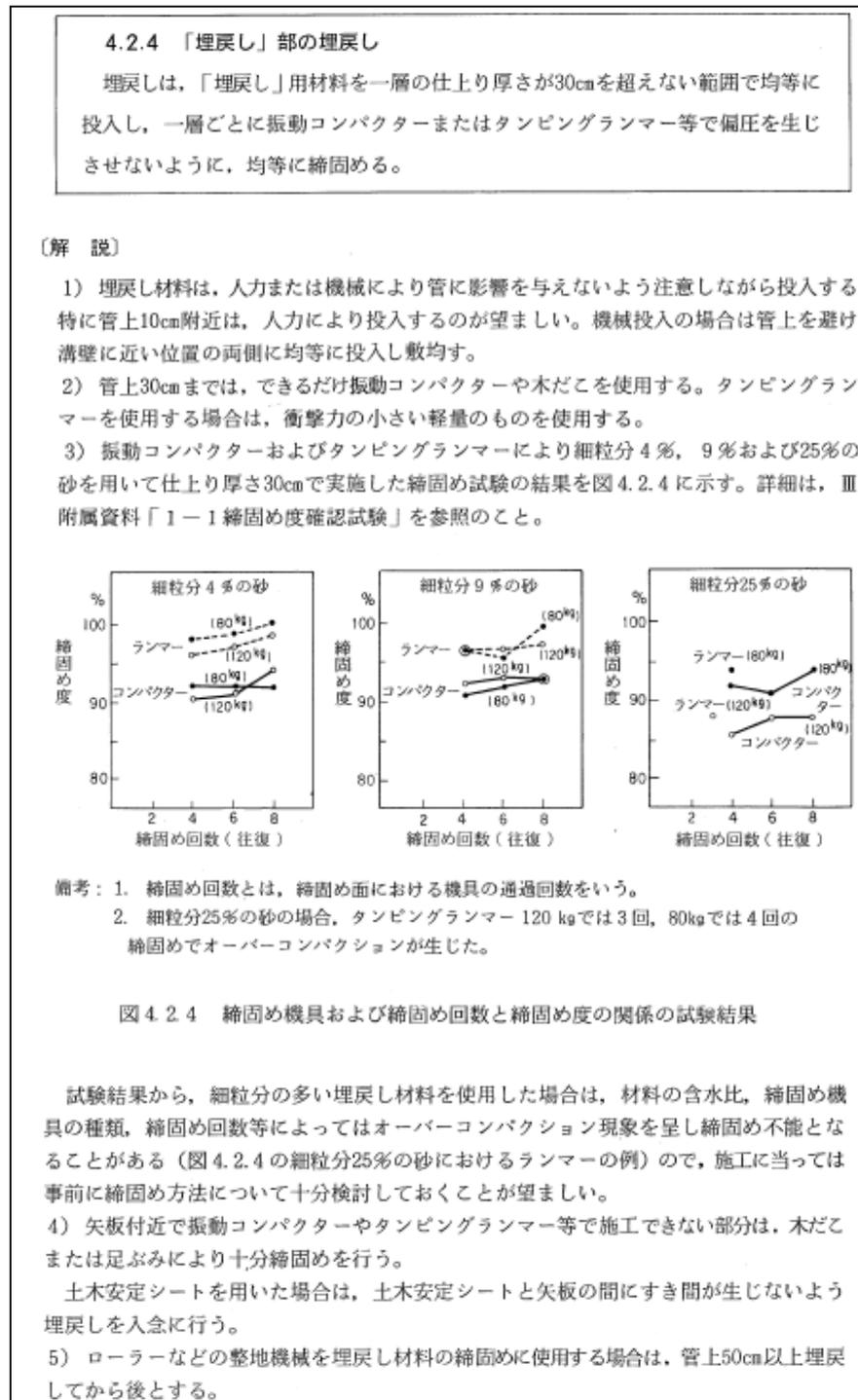
- ① 施工時の層厚管理について、まきだし厚さ 30cm/層、仕上がり厚さ 20cm/層のように具体的に規定している。
- ② 最適な含水比を確保することと埋戻し箇所の排水の必要性、および水中埋戻しの禁止を規定している。
- ③ 埋戻し土の締固めは、場所により適した機材を使用した施工をするように、以下の例のように規定している。
  - ア) 狭い場所では、小型締め固め機械を使用する
  - イ) 管路埋設物の周囲とその上端 10cm までは、その保護などを考慮し、突き棒や電動式振動締固め機械等を併用する
  - ウ) 各層毎にランマ、木蛸の類で十分突き固める

#### 2) 施工管理に関する規定

- ① 締固め度の管理値として、締固め度 90%以上を採用している場合が多い。
- ② 施工管理方法として、現場密度試験、現場 CBR 試験、球体落下試験、貫入試験等を採用している。
- ③ 上記の試験の頻度は、1 箇所当たり敷き均し厚 0.3m 毎や 1 工事につき 5 箇所以上のように規定している。

### (3) 「下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針、国土開発技術センター」

「下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針、国土開発技術センター」の「4.2.4 「埋戻し」部の埋戻し」には、締固め機械および施工時の往復回数と締固め度の関係が、細粒分の混入率が異なる3種類の砂について示されている。



参考図6-1 締固め機械および締固め回数と締固め度の関係の試験結果

「下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針、国土開発技術センター」の4.2.4 「埋戻し」部の埋戻しより

### 6-3 即時性のある試験方法

実際の管路工事は、管渠等の設置、埋戻し、舗装の復旧が一連の工程で実施される。そのため、締固め度を測定する現場密度試験のように、埋戻し部の施工直後にその品質が確認できない試験方法よりも、現場で直ちに品質が管理できる試験方法が望ましい。

締固めの施工管理手法としては、1)密度による方法、2)変形特性等による方法に大別できる。ここでは、上述の 1)、2) の試験方法のうち、品質管理に適用が可能と考えられる即時性のある試験方法として、以下の方法について概要を示す。

1) 密度による試験方法

- ・ R I 計器を用いた締固め度管理方法

2) 変形特性等による試験方法

- ・ 衝撃加速度試験方法による締固め度管理方法
- ・ 球体落下試験方法による締固め度管理方法
- ・ 簡易支持力測定器（キャスポル）による締固め度管理方法

### 6-3-1 RI計器を用いた締固め度管理方法

## 1. 計器の種類

R I 計器には一般に散乱型と透過型があり（図6-14 参照）、両者の特徴は以下の通りである。

### ①散乱型R I 計器

- ・線源が地表面にあるため、測定前の作業が測定面の平滑整形だけでよく、作業性が良い。
- ・地盤と計器底面との空隙の影響を受けやすいので注意が必要である。

### ②透過型R I 計器

- ・線源が長さ 20cm の線源棒の先端付近にあり測定時には線源棒の挿入作業を伴うので散乱型に対して少し測定作業時間が長くなる。
- ・線源が地中にあるため、盛土面と計器底面との空隙の影響は比較的受けにくい。

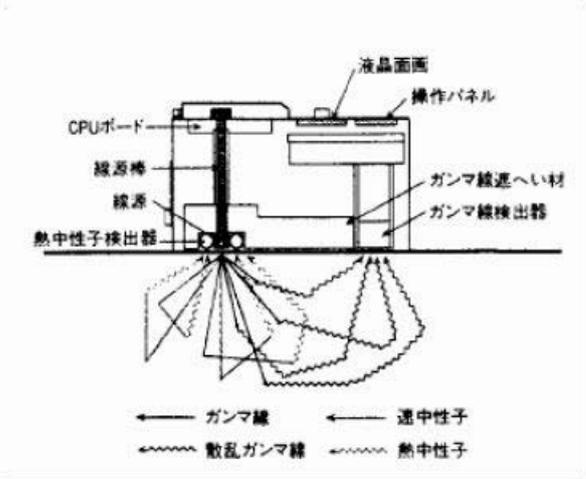
R I 計器は散乱型及び透過型を基準とするものとし、両者の特性に応じて使い分けるものとする。表6-8にR I 計器の特徴の比較表を示す。

表6-8 R I 計器の特徴の比較

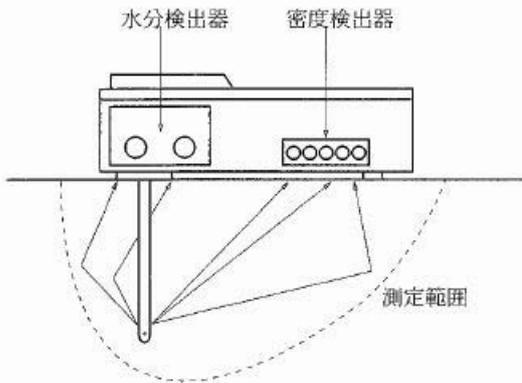
項目		散乱型	透過型
線源	ガンマ線	コバルト-60	コバルト-60
	中性子線	カリフォルニウム-252	カリフォルニウム-252
検出器	ガンマ線	SCカウンタ×1	GM管×5
	中性子線	He-3カウンタ×2	He-3管×2
測定方法	密度	ガンマ線後方散乱方式	ガンマ線透過型
	水分	熱中性子散乱方式	速中性子透過型
本体寸法		310×365×215mm	310×365×160mm
本体重量		25kg	11kg
測定範囲（深さ）		160～200mm	200mm
測定時間	標準体	5分	10分
	現場	1分	1分
測定項目	湿潤密度、水分密度、乾燥密度、含水比、空隙率、締固め度、飽和度（平均値、最大・最小値、標準偏差）		
電源	DC6V内蔵バッテリー連続8時間		DC6V内蔵バッテリー連続12時間
長所	<ul style="list-style-type: none"> <li>・孔あけ作業が不要</li> <li>・路盤などにも適用可能</li> <li>・感度が高く計測分解能力が高い</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>・計量で扱いやすい</li> <li>・表面の凹凸に左右されにくい</li> <li>・使用実績が多い</li> </ul>
短所	<ul style="list-style-type: none"> <li>・測定表面の凹凸の影響を受けやすい</li> <li>・礫の適用に注意を要する</li> <li>・重い</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>・孔あけ作業が必要</li> <li>・礫に適用できない場合がある（削孔不可能な地盤）</li> <li>・線源棒が露出している</li> </ul>

※ これまでの研究によると散乱型と透過型の測定結果はどちらもほぼ砂置換法と同様であることがわかっており、基本的には機種による優劣はない。ただし、礫質土の場合（礫の混入率が60%以上）、その使用には充分留意すること。

なお、R I 計器の概要を図6-14に示す。



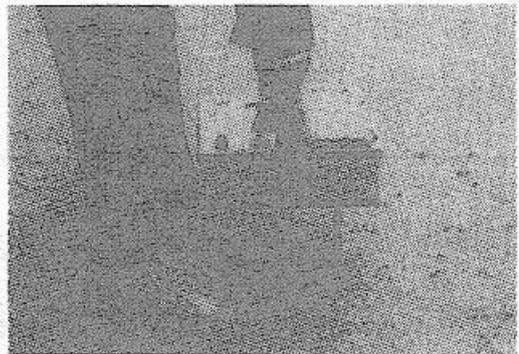
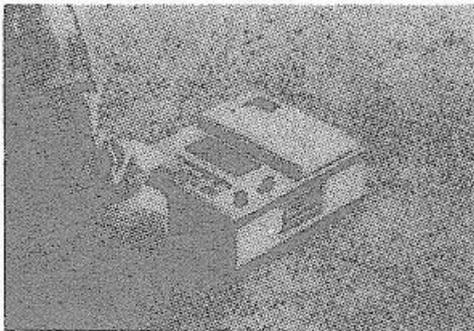
①散乱型



孔あけ



測定



②透過型

図6-14 RI計器の概要

## 2. 測定方法

### (1) R I 計器の構成

散乱型 R I 計器は計器本体だけで測定が可能であるが、透過型は R I 計器本体、線源棒、標準体、線源筒、ハンマー、打ち込み棒、ベースプレートが必要である。

R I 計器は現時点において供給体制が十分であるとは言えないため、使用にあたっては担当監督職員と協議の上、散乱型あるいは透過型 R I 計器を選定し使用するものとする。

### (2) 測定手順

測定手順は一般に図 6-15 のようになる。

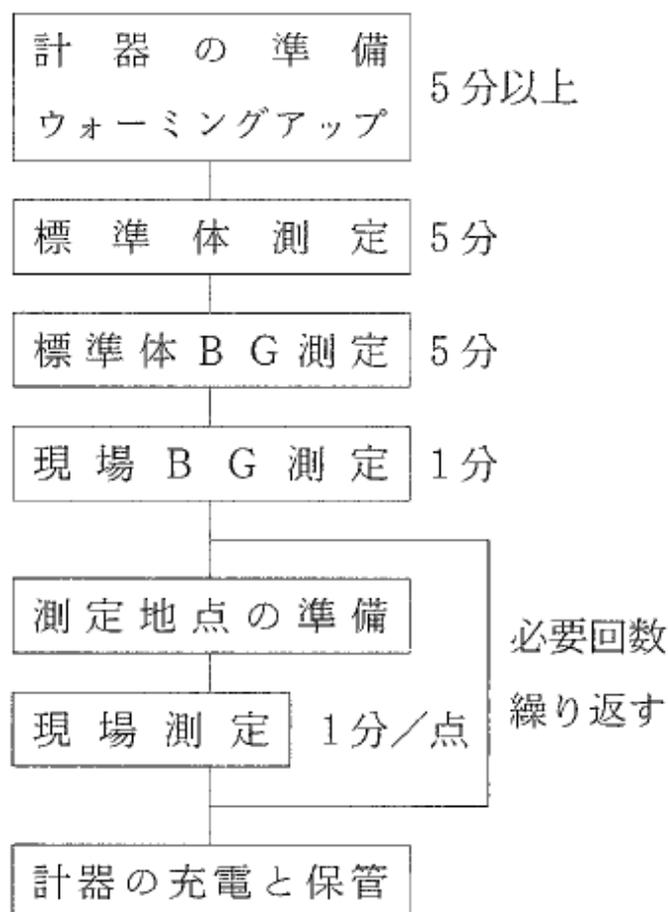


図 6-15 測定手順

### (3) 測定上の留意点

R I 計器を使用して測定を実施する上での留意点は、以下の通りである。

- ・ 計器の運搬は激しい衝撃や振動を与えないよう十分注意して行う。
- ・ 充電は十分しておく。
- ・ R I 計器の保管場所は過酷な温度条件とならないところでなければならない。特に夏

の自動車の車内は要注意である。また、室内外の寒暖差が大きいところでは、結露に注意すること。

- ・標準体での測定時には、標準体は壁や器物から 1.5m以上離れたところにおいて行う必要がある。(図6-16 参照)

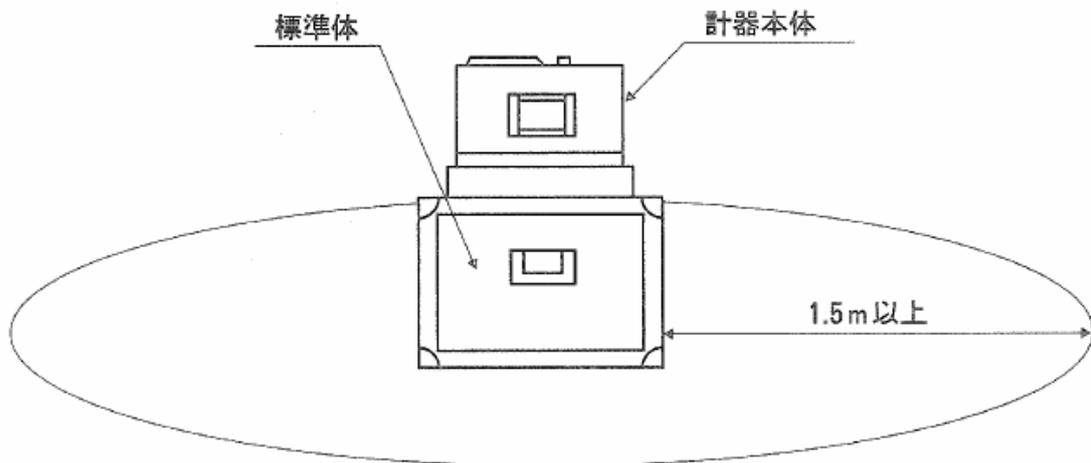


図6-16 標準体測定イメージ

- ・自然放射線の影響を除くためバックグラウンド測定を行う時、線源は少なくとも 20m 以上遠ざける必要がある。(図6-17 参照)

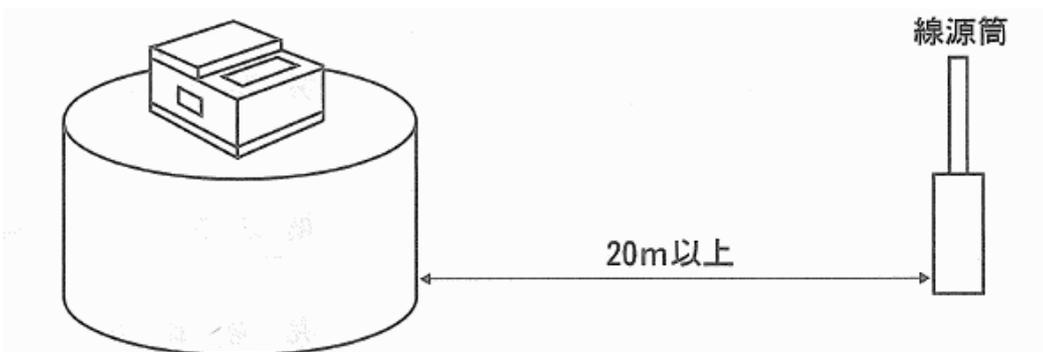


図6-17 線源と供試体との距離

- ・現場での測定地点は出来るだけ平滑にすることが大事である。特に散乱型は測定面と計器底面との間に空隙を生じると測定結果に大きな影響を与えるため、特に注意が必要である。
- ・測定表面を平滑にするために鉄板や装備のプレート等を使用するが、表面を削り過ぎて測定対象層より深い深度のデータを取ることのないよう注意が必要である。なお、

レキ分が多く、削ることにより平坦性を確保する事が困難な場合は、砂などをひき平滑にする。(図6-18参照)

- ・測定は施工当日を原則としているので、気象変化には十分注意し「3. RI計器による締固め管理」に示したデータの採取数を同日に確保することを心掛ける必要がある。
- ・測定能率を上げ、一つ一つのデータの採取時間を短縮するために、測定ポイントの地点出し、表面整形、測定、記録と流れ作業化することが望ましい。
- ・平均値管理を基本としているため、一つ一つのデータのバラツキにあまり神経質になり過ぎ、測定や施工を無為に遅らせることのないよう注意することも管理者として必要である。

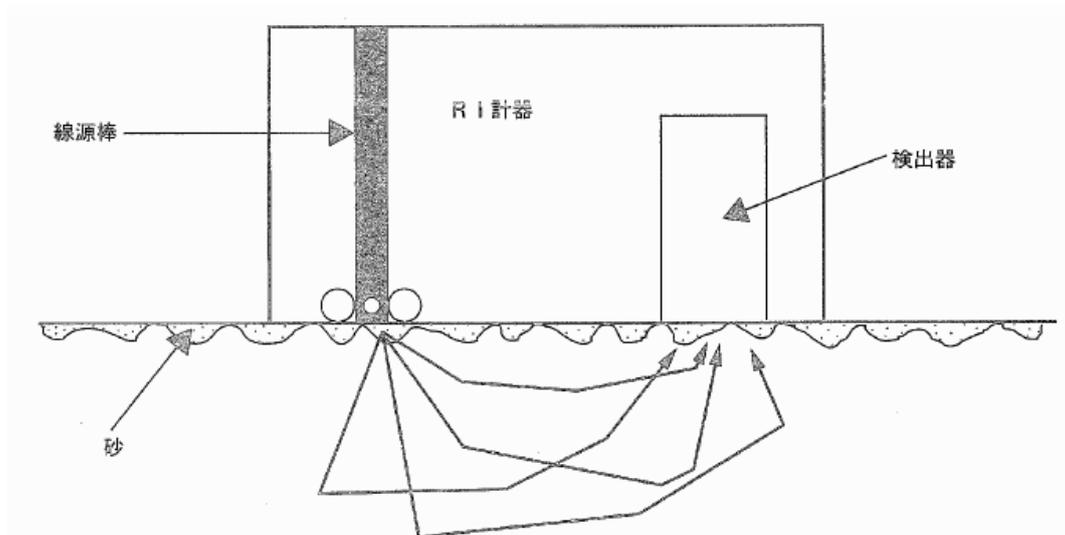


図6-18 測定表面の平滑化と測定値の信頼性向上

### 3. 管理基準

#### (1) データ採取頻度

100m<sup>2</sup>に1箇所程度のデータ採取をすることとして規定しているが、下水管敷設では、掘削幅が概ね1m程度であることから、規定に従うと、100mに1箇所の採取となり、データ採取しないスパンが出てくる。このため、暫定的に1スパンあたり3箇所（マンホール接続部の2箇所とスパンの中心）においてデータを採取するものとする。

なお、データ採取は、締固めの層ごとに実施するものとする

#### (2) 適用外材料について

材料の粒度分布により、測定値の精度が低下する室内試験結果があったことから、以下のとおりとする。

- ・礫率が60%以上で、かつ細粒分(75 $\mu$ mふるい通過率)が10%未満の場合は原則として散乱型RI計器による管理は行わないものとする。

- 径 10cm 以上の礫を含む盛土材料の場合には、散乱型及び透過型 R I 計器による管理は行わないものとする。ただし、やむを得ず R I 計器による管理を行う場合は、散乱型・透過型とも監督職員と協議の上、現地締固め試験より種々の基準値、指標を決定するものとする。

## 6-3-2 衝撃加速度試験方法による締固め度管理方法

## 1. 概要

この試験方法は北海道開発局開発土木研究所において、盛土の締固め施工管理を判定する方法を定めたものであり一定重量、一定直径の半球体を有するランマーを一定の高さから路床等に自由落下させ、そのときの衝撃加速度の大きさから締固めの施工管理を判定する方法である。

## 2. 試験機器の構成

本試験に用いる機器は、大きく衝撃加速度試験機と計測器の2つからなる。それぞれの機器に必要な機能を以下に示す。

### (1) 衝撃加速度試験機 (図6-19 参照)

衝撃加速度を測定するためのもので以下の機能を有するものとする。

#### ①ランマー

先端が直径6 cmの半球状で総重量4.5kgの鋼鉄製の重錘で、200Gまで計測でき、精度が±1%以下である圧電型加速度センサーを内蔵するもの。

#### ②ガイド

ガイドは、ランマーを止めるための装置(ストッパーハンドル)を備えており、ランマー引上げ時の高さを40cmに調節できるもの。

#### ③水準器

ランマーを自由落下させるためにガイドを鉛直に保たせるもの。

#### ④出力端子

衝撃加速度試験機で感知した衝撃加速度を計測器へ出力させるための端子。

### (2) 計測器 (図6-20 参照)

衝撃加速度試験機で感知した衝撃加速度の値を同時にデジタル表示できるもので、以下の機能を有するものとする。

#### ①入力端子

衝撃加速度試験機で感知した衝撃加速度を計測器へ入力するための端子。

#### ②出力端子

衝撃加速度試験機で感知した衝撃加速度を計測器から外部のモニターへ出力するための端子。

#### ③バッテリー

DC6Vのカートリッジ式のもの。

#### ④バッテリー電圧モニター

バッテリーの残量を確認できるもの。

#### ⑤表示器

計測器で受けとった衝撃加速度を小数点以下一位まで表示できるもの。

#### ⑥プリンター

表示器に表示された衝撃加速度を出力できるもの。

#### ⑦スイッチ群

電源スイッチ (ON OFF)、プリントスイッチ、ゼロクリアスイッチ、キャリブレーションスイッチ。

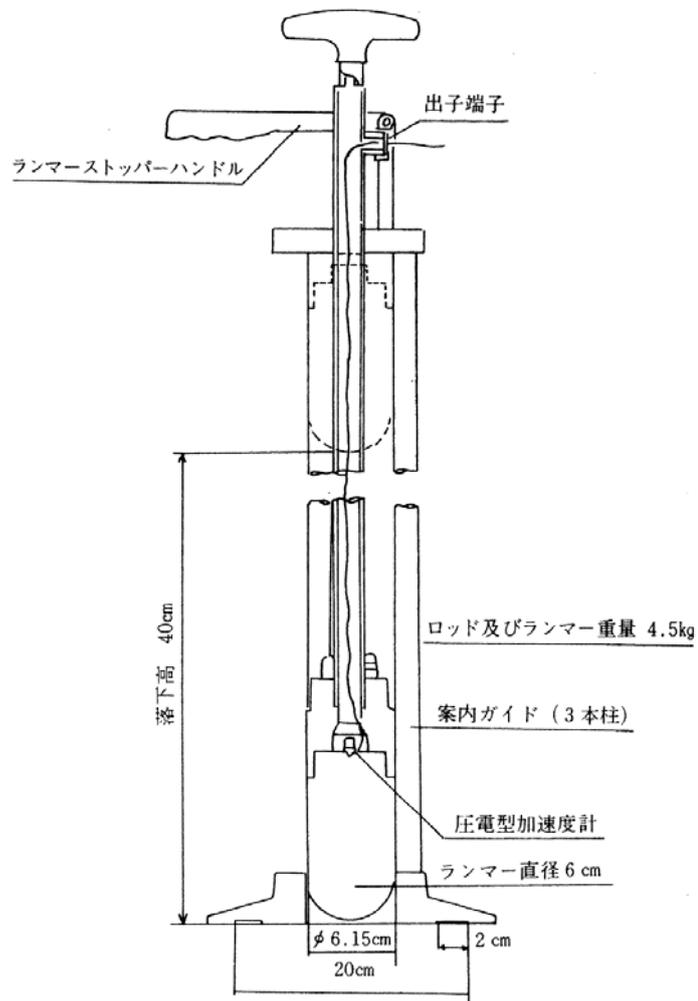


図 6-19 衝撃加速度試験器

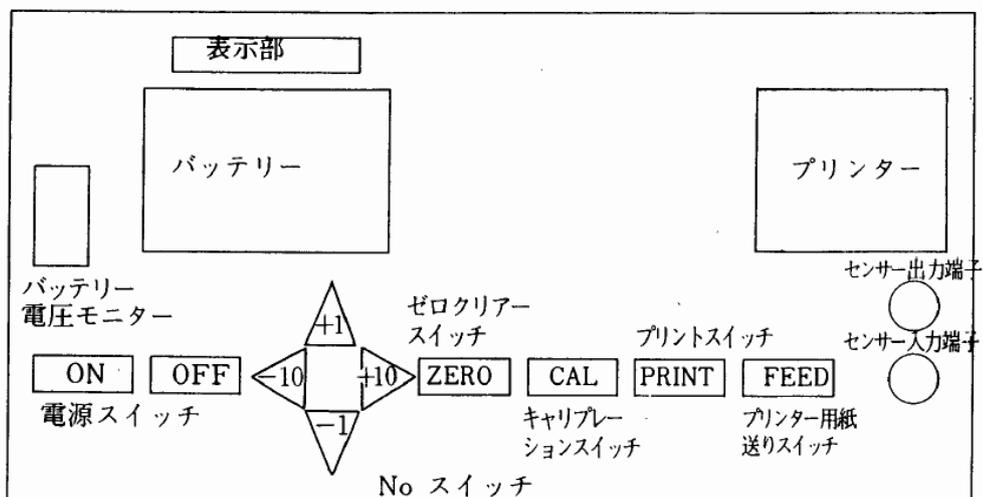


図 6-20 計測器断面図

### 3. 測定方法

以下の手順にて、測定を行う。

- ① 衝撃加速度試験機の出力端子と計測器の入力端子とをケーブルで接続する。
- ② 計測器の電源スイッチを入れ、電圧モニターでバッテリー残量を確認する。
- ③ 表示器に表示が出たらゼロクリアスイッチを押し、表示が 0G となるようにする。
- ④ キャリブレーションスイッチを押しながら表示が 200G になることを確認する。200G にならない場合は③及び④の操作を繰り返して 200G になるまで行う。
- ⑤ ストッパーねじを緩める。
- ⑥ 衝撃加速度試験機を測定箇所に置く。
- ⑦ ハンドルを引き上げて、ランマーを測定面より 40 cm の高さに固定する。
- ⑧ 計測器のゼロクリアスイッチを押し、表示が 0G になっていることを確認する。
- ⑨ 衝撃加速度試験機の手ハンドルにより、ランマーを地表面に自由落下させる。
- ⑩ このときの表示を読み取り、衝撃加速度としてプリンターに出力させる。
- ⑪ 2 点目以降の測定は、⑥～⑩を繰り返す。

### 4. 室内試験

基準となる衝撃加速度の決定するために以下の室内試験を実施する。

#### (1) 締固め試験によって明確な最大乾燥密度が得られる試料

15cm モールド、2.5kg ランマーを使用し、自然含水比状態の試料について、突固め回数を一層当り 10, 25, 40, 55 回として 3 層突固めを行い、この 4 種類の突固め回数における衝撃加速度を 3. の測定方法により測定する。モールドの表面で 4 点程度衝撃加速度 (I) の測定を行い、平均値を各突固め回数における衝撃加速度として、乾燥密度 ( $\rho_d$ ) との関係を求める。

突固め試験で得られた最大乾燥密度の 90% に対応する衝撃加速度を基準となる衝撃加速度 ( $I_0$ ) とする。(図 6-21 参照)

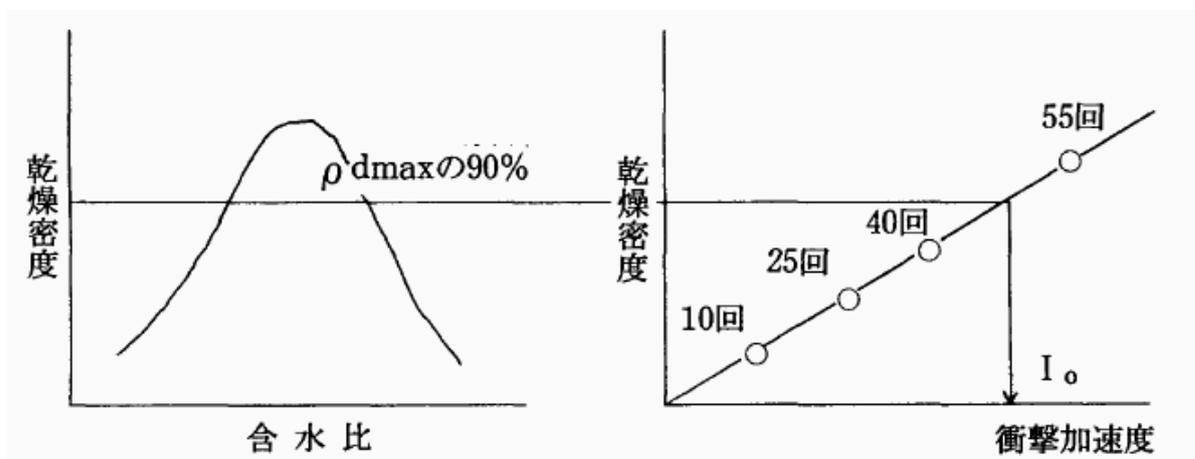


図 6-21 締固め試験によって明確な最大乾燥密度が得られる試料の基準となる衝撃加速度

## (2) 締固め試験によって明確な最大乾燥密度が得られない試料

基準となる衝撃加速度 (I0) を 63G とする。

## 5. 現場試験

現場試験は以下の手順で実施する。

- ①試験箇所を 1m 四方選定し、地表面を 5 mm程度削り、直ナイフ等で水平にならす。このとき緩んだ土砂、れき等があれば取り除く。
- ②3. の測定方法により現場の衝撃加速度を測定する。
- ③現場の含水比を測定する。なお、現場衝撃加速度の測定は盛土施工直後に行うこととする。

### 6-3-3 球体落下試験方法による締固め度管理方法

## 1. 概要

この試験方法は北海道開発局開発土木研究所において、主として軽石質未風化火山灰の盛土及び凍上抑制層として用いられる火山灰と砂の締固め施工管理又は路床の支持力の大小を判定する方法を定めたものであり、一定重量、一定直径の球体を一定高さから路床等に落下させ、そのとき路床等に生ずるくぼみの孤の長さから支持力の大小を判定する方法である。

## 2. 試験機器の構成

本試験に用いる機器は、大きく球体落下装置と記録機の2つからなる。  
それぞれの機器に必要な機能を以下に示す。

### (1) 球体落下装置 (図 6-22 参照)

球体を落下させるための装置であり、以下のものからなる。

#### ① 球体

直径 90.4 mm、総重量 4.07kg のロッドのついた鋼鉄製の球体（もしくは半球体）とする。

#### ② ガイド

ガイドは球体止め装置（ストッパーハンドル）を備えており、落下高が 600 mmあるものとする。

#### ③ 水準器

球体を自由落下させるためにガイドを鉛直に保たせるもの

### (2) 記録計 (図 6-23 参照)

記録計用方眼紙に記録計の針を D 値=ゼロ cm の目盛部分に合わせ、球体の落下によって生じた D 値を記録用紙に記録するもの。

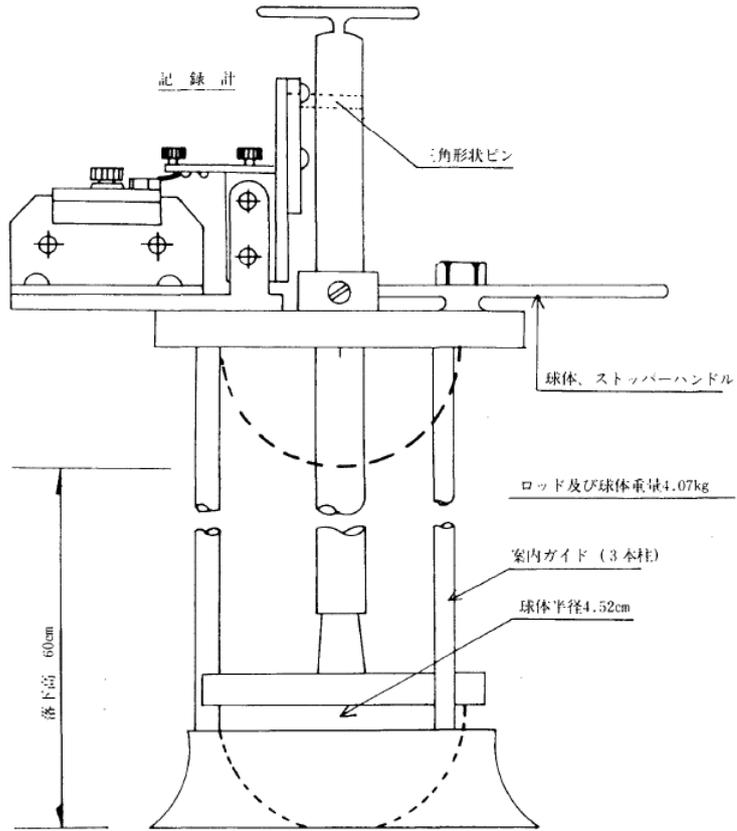


図6-22 衝撃加速度試験器

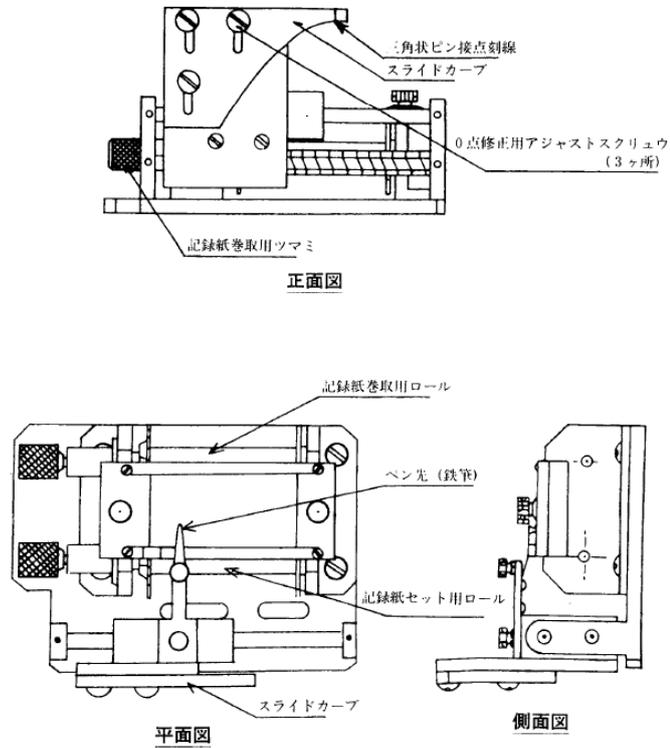


図6-23 計測器断面図

### 3. 測定方法

以下の手順にて、測定を行う。

- ①キャリブレーションスイッチを押しながら表示が 200G になることを確認する。200G にならない場合は③及び④の操作を繰り返して 200G になるまで行う。
- ②試験箇所の地表面を直ナイフ等で水平にならす。このとき、地表面上に測定面が不均一で測定値に大きな偏差が生じないようにゆるんだ土砂、れき等があれば取り除く。
- ③特に凍上抑制層として砂を用いる場合は、表面近くの乾燥した砂を取り除き、湿潤状態の砂について試験を行う試験箇所の地表面を直ナイフ等で水平にならす。
- ④平らにならした地表面に球体落下試験機を置き、水準器でガイドが鉛直か否かを確認する。
- ⑤記録計のスライド定規が、ロットについている測定ピンとぶつからない位置に寄せられているか否かを確認する。
- ⑥地表面より 60 cm の高さでストッパーハンドルにより一旦固定したのち、ハンドルを作動して球体を地表面に落下させる。その後、ロットについている測定ピンと記録計のスライドルールを接触させて記録言十の位置を固定し、記録計用紙を巻き送り D 値を自記させる。

### 4. 測定結果の整理

記録計に記された長さをスライド定規の縮尺に応じて割増し（通常 3 倍）を行い測定値とする。各々測定値の平均をもって D 値（mm）とする。

### 5. 施工管理値

未風化火山灰などの突固め曲線で最大乾燥密度が得られないどでの施工管理値は、D 値が 6.3cm 以下になるように管理しなければならない。

#### 6-3-4 簡易支持測定器（キャスポル）

##### による締固め度管理方法

## 1. 簡易支持力測定器の原理および構造

簡易支持力測定器（以下、キャスポルという）は、ランマー（重錘）を一定の高さから地盤に自由落下させたときに生ずる衝撃加速度の最大値と CBR 値、K30 値、qc 値などと関連させる衝撃加速度法を基本原理としている。

キャスポルの構造図を図 6-24 に示す。キャスポルは本体部と表示部とから構成されており、直径 50mm、質量 4.5kg のランマーを高さ 45cm から自由落下させ、ランマー内蔵の加速度計で衝撃加速度を測定し、その値と関係式から求めた CBR 値等を表示器のディスプレイ上に表示する。

図 6-25 に、加速度計から表示器内の CPU（中央演算装置）までの回路図を示す。加速度計で測定された衝撃加速度から最大値を検出して CPU に記録し、その値を以下に示すインパクト値 (Ia) に換算してディスプレイ上に表示する仕組みになっている。

図 6-26 に、ランマーが砂質土地盤、粘性土地盤に自由落下したときに加速度計が捉えた出力波形の一例を示す。双方の波形とも、ランマーが地盤に当たると同時に立ち上がり、少し遅れて最大値、最小値が現れて減衰する形状である。

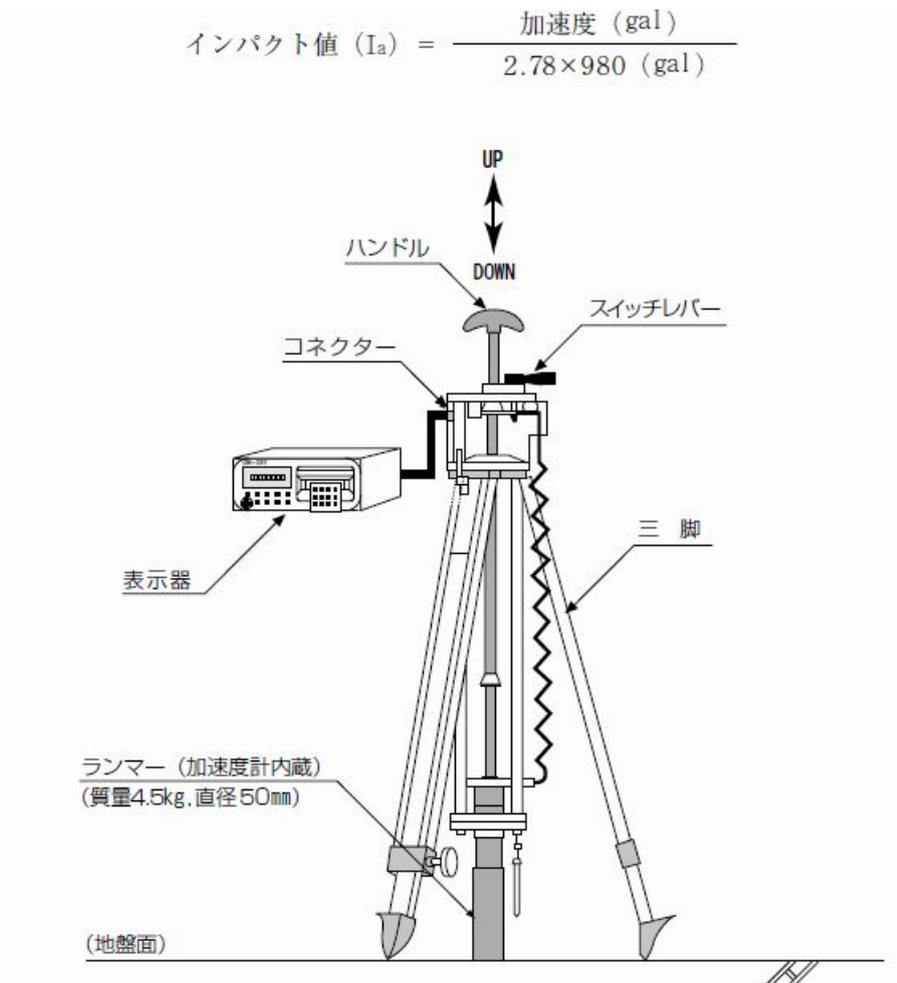


図 6-24 キャスポルの構造

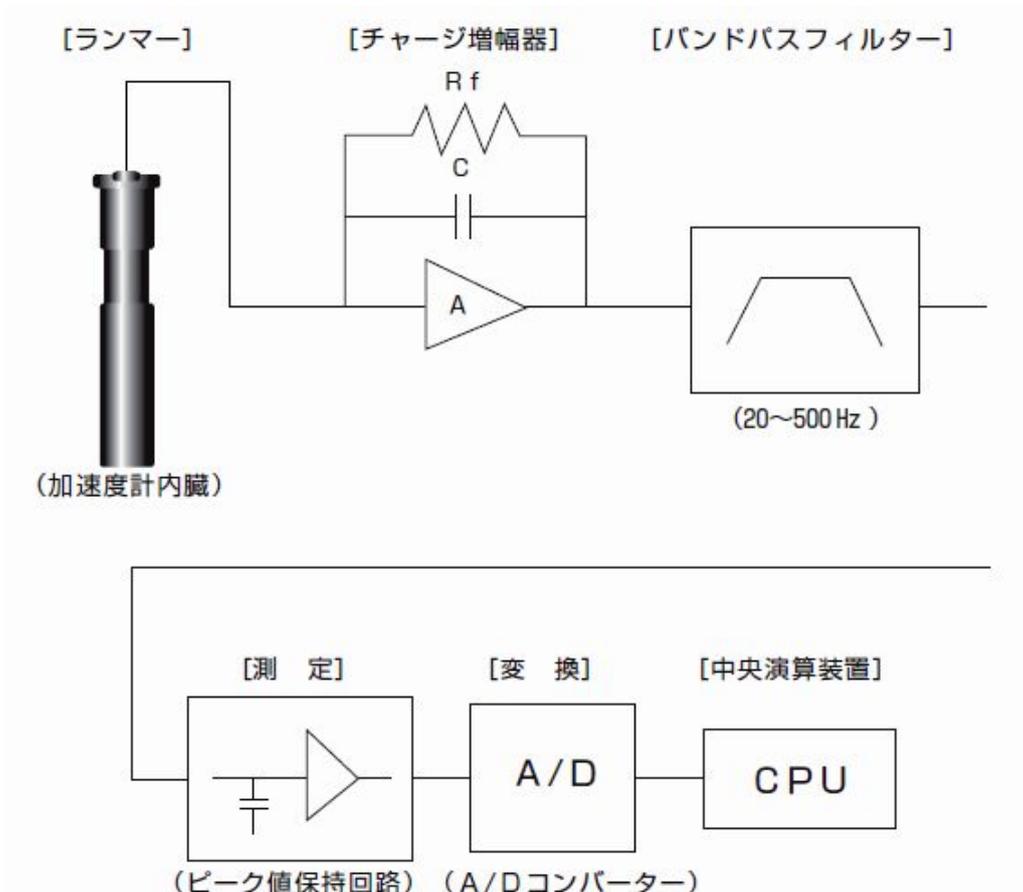


図 6-25 加速度計から CPU までの回路図

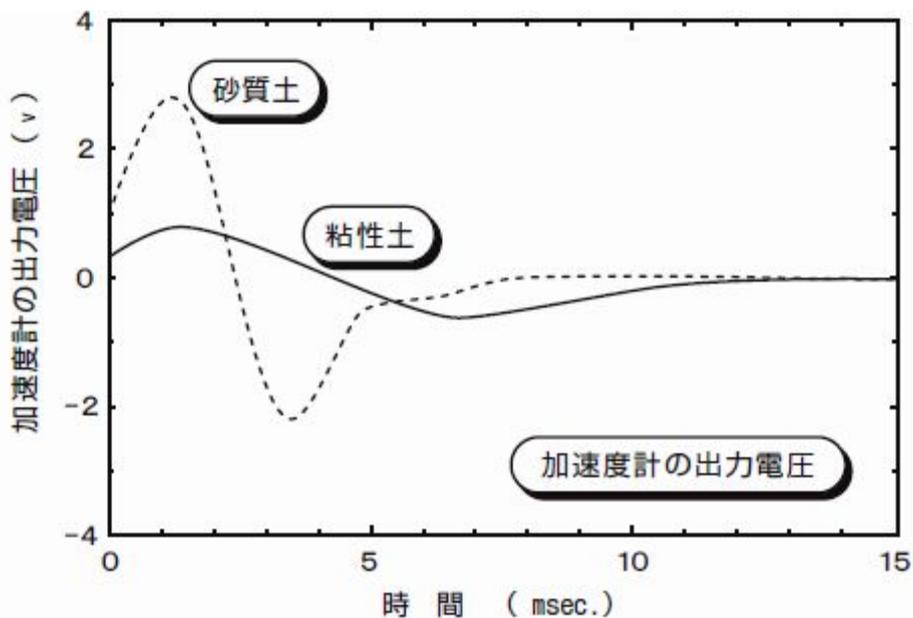


図 6-26 加速度計の出力波形

## 参考資料－7 砕石による埋戻しについて



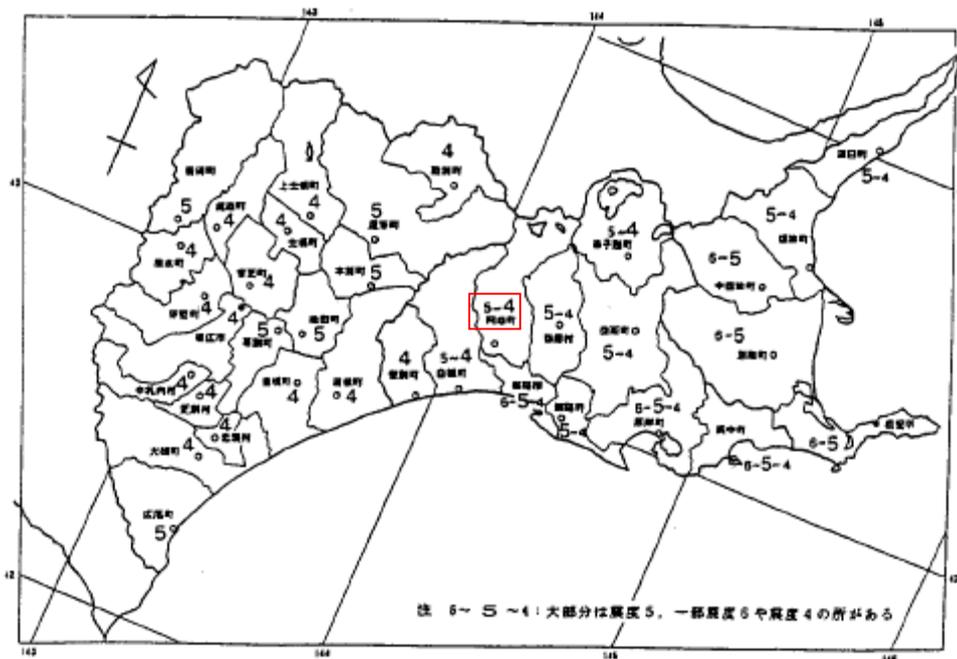


図7-2 十勝・根室・釧路支庁管内の推定震度分布  
 (気象庁：災害時地震・津波速報—平成6年(1994年) 北海道東方沖地震、1994)

平成6年の北海道東方沖地震では、根室、網走、釧路の各地区で下水道施設の他、道路施設や河川施設、上水道、ガス等の各種施設に多大な被害が発生した。下水道の管路の被害は、旧阿寒町をはじめ、釧路市、根室市、釧路町、標茶町、中標津町、別海町、標津町、斜里町で発生した。地震発生当時の旧阿寒町の下水道整備は供用開始前の段階であり、管路施設の総延長は2,742mであったが、そのうち1,133mで被害が発生し、被害率は41.3%と大きなものであった。

表7-1 平成6年 北海道東方沖地震における旧阿寒町阿寒処理区  
 の管路施設の被害状況(災害査定結果)

自治体名	管路総延長 (m)	被災延長 (m)	被害率 (%)
旧阿寒町 (阿寒処理区)	2,742	1,133	41.3

### 3. 旧阿寒町阿寒処理区における砕石による埋戻しの概要

平成6年 北海道東方沖地震の災害復旧方法の検討に当たり、旧阿寒町阿寒処理区では、管路の重要性を考慮した上で対策工法の選定が行われた。具体的には、被災した幹線管路666mは、再度の被災を防止するために砕石による埋め戻しを、一方被災した場合も復旧が容易である幹線以外の管路467mは、災害復旧の際の発生土で埋め戻しが行われた。砕石によ

る埋戻しは、管下 10cm と管上 10cm を除く埋戻しの部分を、切込み砂利（0～80mm）を使用して実施した。なお、旧阿寒町阿寒処理区では、埋戻し材は通常購入砂を使用していた。

#### 4. 平成 15 年 十勝沖地震における対策適用箇所への被害状況の整理

平成 15 年 9 月 26 日に発生した平成 15 年 十勝沖地震は、十勝沖の深さ 45km を震源とし、その規模は M8.0 であった。この地震では、釧路町、幕別町、新冠町、浦河町、静内町、厚岸町、鹿追町、豊頃町、忠類村で震度 6 弱が観測された。また、同日 06 時 08 分には最大余震となるマグニチュード 7.1 の地震（最大震度 6 弱）が発生した。各地の震度分布を図 7-3 に示す。なお、旧阿寒町の震度は 6 弱（（独）防災科学研究所 K-NET より）であった。

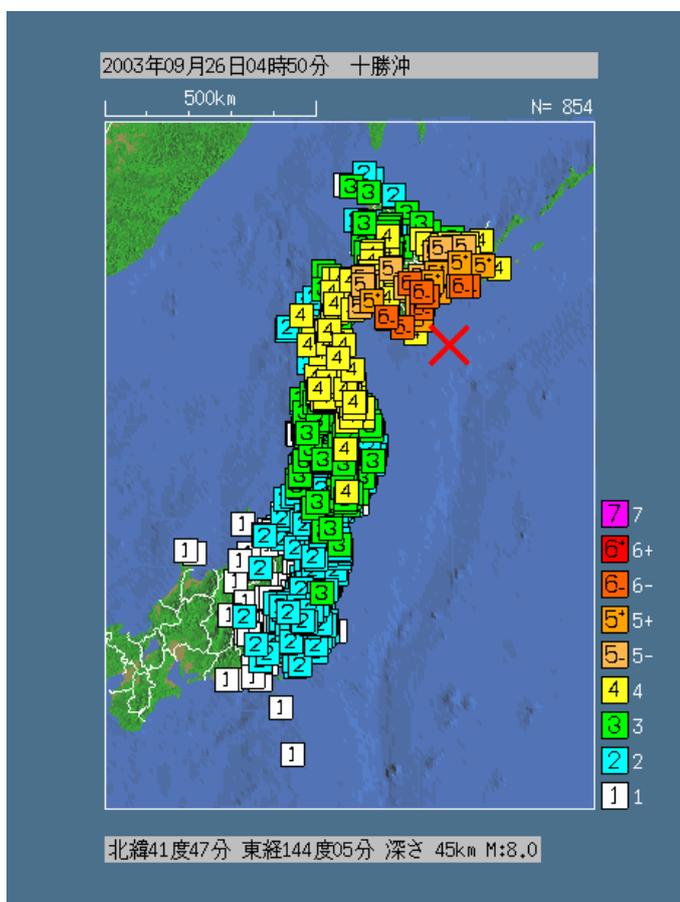


図 7-3 平成 15 年 十勝沖地震の各地の震度分布  
(気象庁 HP より)

地震発生時の旧阿寒町阿寒処理区では、前回地震から下水道整備が大きく進捗し、管路施設の総延長は 25,711m であった。

平成 15 年 十勝沖地震では、12 地方公共団体で管路やマンホールの被害が報告されており、その被害内容は、マンホールの浮上、管路のたわみ、破損、勾配異常等である。

平成 15 年 十勝沖地震における旧阿寒町阿寒処理区的全管路延長、被災管路延長、管きよ

被害率及び平成 6 年 北海道東方沖地震で被災し、碎石による埋戻しで復旧した幹線管路の平成 15 年 十勝沖地震での被害状況について整理を行った。その結果を表 7-2 に示す。表 7-2 に示すように、旧阿寒町阿寒処理区では、碎石による埋戻しを実施した箇所も含めて再被災率は 0% であった。この結果より、旧阿寒町阿寒処理区で実施した碎石による埋戻しは、震度 6 弱の地震動に対しては、液状化対策工法として有効であったと考えられる。

**表 7-2 十勝沖地震での旧阿寒町阿寒処理区における管路施設の被害状況  
(災害査定)**

	管路総延長 (m)	被災延長 (m)	被害率 (%)	再被災延長 (m)	再被災率 (%)
平成 6 年 北海道東方沖地震	2,742	1,133 <sup>*1</sup>	41.3	—	—
平成 15 年 十勝沖地震	25,711	2,054	8.0	0.0	0.0

\*平成 6 年の被災管路延長のうち、碎石による埋戻しを実施した管路延長は 666m である。

## 参考資料－８ 推進工法整備区間の被害状況

## 1. 目的

平成 16 年新潟県中越地震においては、推進工法で布設された管路施設に被害はなかったと報告されている。しかし、今回、輪島市門前処理区（能登半島地震）と柏崎市（新潟県中越沖地震）において、**表 8-1**に示すとおり推進工法管路に被害が発生した。このため、その被害状況を整理するとともに、被害要因の検討を行った。

**表 8-1 輪島市門前処理区及び旧柏崎市の推進工法布設状況と被災状況**

		輪島市門前処理区	柏崎市
推進工法	総延長 (km)	2.110	29.884
	被災管路延長 (km)	0.757	0.381
	被災率 (%)	35.9	1.3

## 2. 輪島市門前地区の被害状況と被害要因の推察

### (1) 被害が発生した門前幹線の概要

門前幹線は輪島市門前処理区の国道 249 号線下に布設されており、**図 8-1**に示すとおり、全長 4,352.04mのうち、推進工法区間が 2,109.57m、開削工法区間が 2,242.47m となっている。推進工法区間と開削工法区間が交互につらなっており、推進工法区間は 6 区間（区間 1～区間 6）に区分される。推進工法で布設されている門前幹線の管種、管径、延長等は**表 8-2**に示すとおりである。

推進管は管径が 200mmから 450mmの小口径管で、工法に応じて VU管と HP管が使用されている。土被りは 3.56m～6.93mと 7mに近い場所もある。施工は平成 5 年度から 12 年度にかけて行われており、いずれも「下水道施設の耐震対策指針と解説、日本下水道協会 1997 年版」は適用されていない。

### (2) 被害状況

門前幹線の推進区間の被害状況は、**表 8-3**に示すとおりである。全 6 区間のうち、管路延長の短い区間 2、3 及び 5 で被害はなかったが、区間 1、4、6 においては以下のような被害が発生した。

- ① 被災した全区間で、たるみや最小勾配不足など、管全体の変形被害が見られた。
- ② 区間 1 においては、円周方向のクラック・浸入水・破損・継ぎ手破損など管本体部の被害が発生した。

ただし、推進工法区間のいずれの被災箇所も、流下機能を確保するために仮設ポンプを要するほどの被害はなかった。

表 8-2 門前幹線における推進工法管路の基本諸元

区間名	推進工法基本諸元					施工年度	耐震指針 の適用の 有無
	管径 (mm)	管種	延長(m)	土被り(m)	スパン数		
区間 1	450	VU	140.23	5.22~4.84	3	平成 5 年度	無
	450	HP	50.11	4.87~4.77	1	平成 5 年度	無
	400	HP	453.19	6.40~5.20	8	平成 5 年度	無
	区間計		643.53	6.40~4.77	12	平成 5 年度	無
区間 2	400	VU	12.90	4.03~3.83	1	平成 8 年度	無
区間 3	400	VU	8.85	3.56~3.59	1	平成 8 年度	無
区間 4	450	HP	419.20	5.45~4.22	6	平成 9 年度	無
	350	HP	259.11	6.93~4.22	3	平成 9 年度	無
	区間計		678.31	6.93~4.22	9	平成 9 年度	無
区間 5	300	HP	13.07	4.65~4.71	1	平成10年度	無
区間 6	200	VU	752.91	5.59~5.06	12	平成11~12年度	無
全体			2109.57	6.93~3.56	36	平成 5 ~12年度	無

注：「下水道施設の耐震対策指針と解説、日本下水道協会 1997 年版」の適用の有無を言う。  
管種 VU は鋼管もしくはヒューム管で鞘管推進した後に挿入されている。

表 8-3 推進管の被害状況

区間名	管径・管種・スパン数			被害状況 (スパン数)							
	管径 (mm)	管種	スパン数	最小勾配 不足 (逆勾配 含む)	たるみ	円周方向 クラック	管軸方向 クラック	浸入水	破損	継ぎ手 ずれ	継ぎ手 破損
区間 1	450	VU	3	0	0	0	0	1	1	0	0
	450	HP	1	0	0	1	0	1	0	0	0
	400	HP	8	2	4	6	0	4	0	2	1
	区間計		12	2	4	7	0	6	1	2	1
区間 2	400	VU	1	0	0	0	0	0	0	0	0
区間 3	400	VU	1	0	0	0	0	0	0	0	0
区間 4	450	HP	6	0	1	0	0	0	0	0	0
	350	HP	3	1	0	0	0	0	0	0	0
	区間計		9	1	1	0	0	0	0	0	0
区間 5	300	HP	1	0	0	0	0	0	0	0	0
区間 6	200	VU	12	2	4	0	0	0	1	0	0
全体			36	5	9	7	0	6	2	2	1

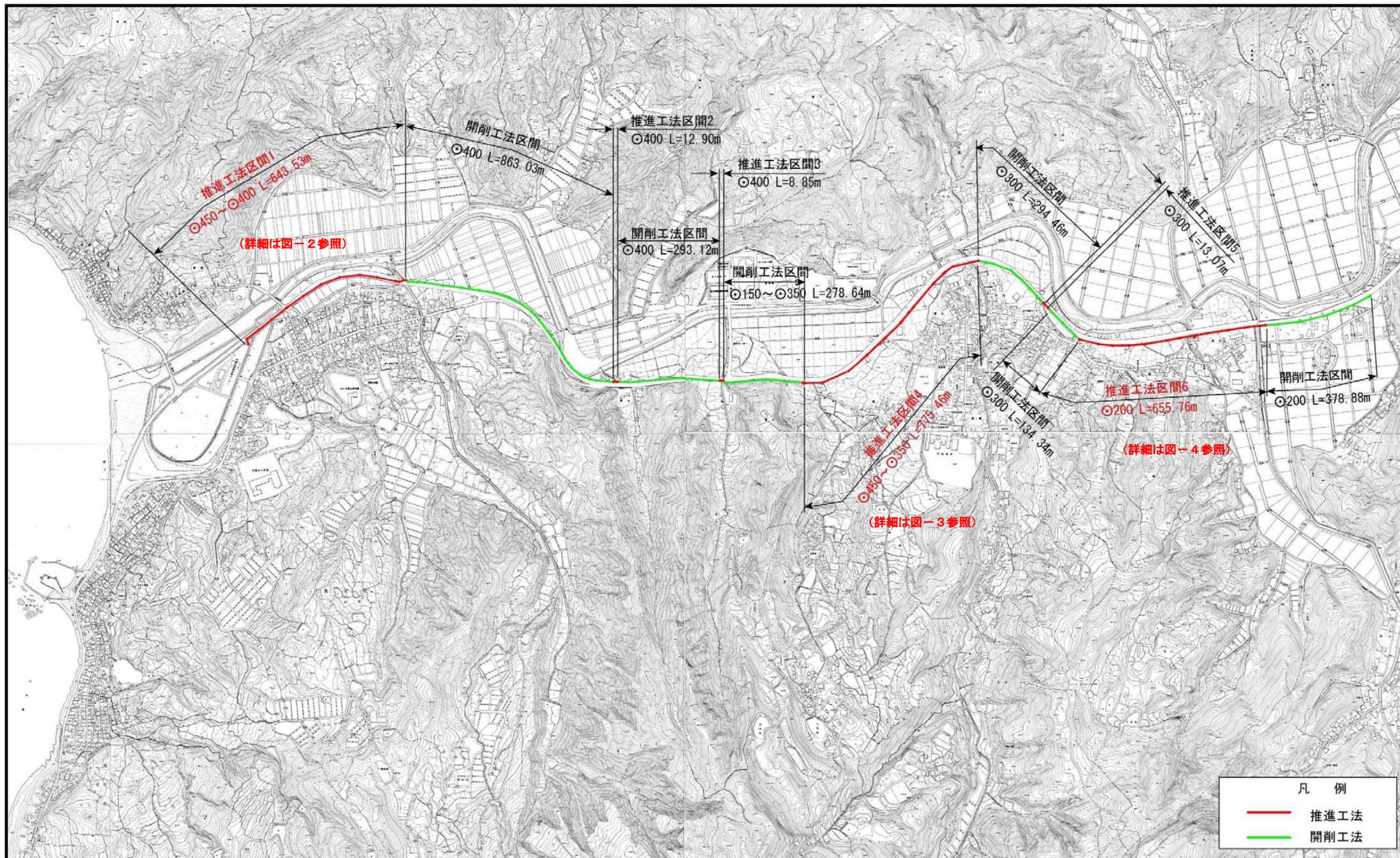


図8-1 門前幹線の位置と施工方法区分図

### (3) 被害発生原因の推定

#### 1) 地盤の変状

門前幹線が布設されている国道 249 号線は、谷底平野に盛土して築造された一般国道である。今回、国道 249 号線の災害査定資料から整理した道路変状量、被災状況、地質想定図を管路平面縦断図に併記して状況の整理を行った。その結果を図 8-2、図 8-3、図 8-4 に示す。これより、以下の諸点が伺える。

- ① 国道 249 号線の路面変状は、被災が生じた区間 1、4、6 の全てで発生しており、最大隆起が 5cm、最大沈下が 36cm であった。
- ② 推進管が布設されている土層は、一部（区間 1 の路線番号 4-2～4-1 及び区間 4 の路線番号 14～19）を除いて軟弱な粘性土である。また、図 8-2、図 8-3 に示すように、被災した推進管の下には N 値が 5 以下の軟弱な土層が存在している。
- ③ 区間 1 の路線番号 4-2～4-1、及び区間 4 の路線番号 14～19 が布設されている土層は、比較的締まった礫質層である。

推進管が布設されている土層は軟弱な粘性土層か、比較的締まった砂礫層であり、今回の被害は液状化による管路の浮き上がりによるものではないと言える。被災した推進管の下に軟弱な土層が存在していること、災害査定結果から路面の変状が見られることから、地震により道路を含む当該箇所の地盤が変形し、それに伴い管きよにたるみや最小勾配不足、円周方向クラック等の被害が生じたと考えられる。

## 2) マンホール近傍の円周方向クラック

表8-4に示すとおり、区間1において確認された円周方向クラックは7スパンで合計11箇所あるが、このうち3スパンは管口から2m以内の場所に発生した。

マンホール近傍に生じた円周方向クラックについては、

- ① マンホール周辺の埋戻し部の沈下
- ② マンホールと管の応答の違い
- ③ 埋戻し土と周辺地山の応答の違い

等が原因と考えられる。

表8-4 門前幹線区間1における円周方向クラックの発生位置

路線 番号	管種	マンホールNo.		路線延長	クラック確認位置				整理No.
		下流	上流		下流マンホール		上流マンホール		
					人孔中心から	管口から	管口から	人孔中心から	
					m	m	m	m	
4-1	HP450	M4-1-1	M4-1-2	50.11	2.74	2.29	46.92	47.37	①
4-1	VU450	M4-1-3	M2-1	70.98	4.71	4.26	65.82	66.27	②
4-1	VU450	M4-1-3	M2-1	70.98	2.61	2.16	67.92	68.37	③
2	HP400	M2-1	M2-2	70.02	66.04	65.59	3.53	3.98	④
2	HP400	M2-1	M2-2	70.02	65.57	65.12	4.00	4.45	⑤
2	HP400	M2-2	M2-3	75.02	73.56	73.11	1.01	1.46	⑥
2	HP400	M2-2	M2-3	75.02	70.98	70.53	3.59	4.04	⑦
2	HP400	M2-3	M2-4	68.50	65.81	65.36	2.24	2.69	⑧
2	HP400	M2-5	M2-6	69.97	69.52	69.07	0.00	0.45	⑨
2	HP400	M2-6	M1-1	62.07	60.56	60.11	1.06	1.51	⑩
2	HP400	M2-6	M1-1	62.07	58.51	58.06	3.11	3.56	⑪

## 3) 土留め矢板鏡切部の影響

上記に加え、円周方向クラックが発生した7スパン・11箇所について、それらの発生位置を当初工事の仮設図面と重ね合わせたところ、多くが立坑山留め矢板の前後に位置することが分かった(図8-5～図8-6参照)。

このため、鏡切部に存置された矢板を通過する管きよと、拘束を受けない矢板前後の管きよ(マンホール含)が異なる動きをするという特殊な要因も影響したことが考えられる。

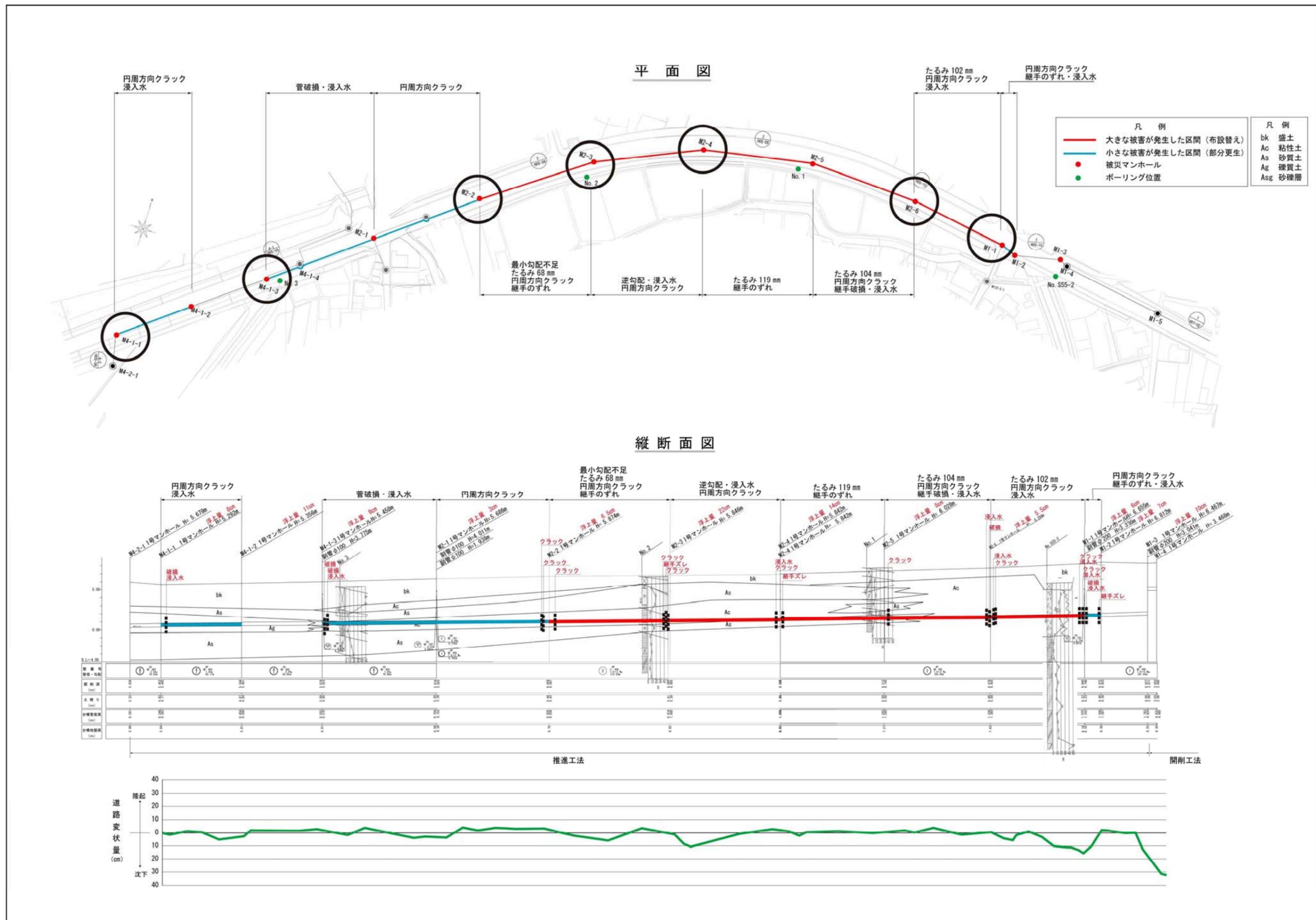
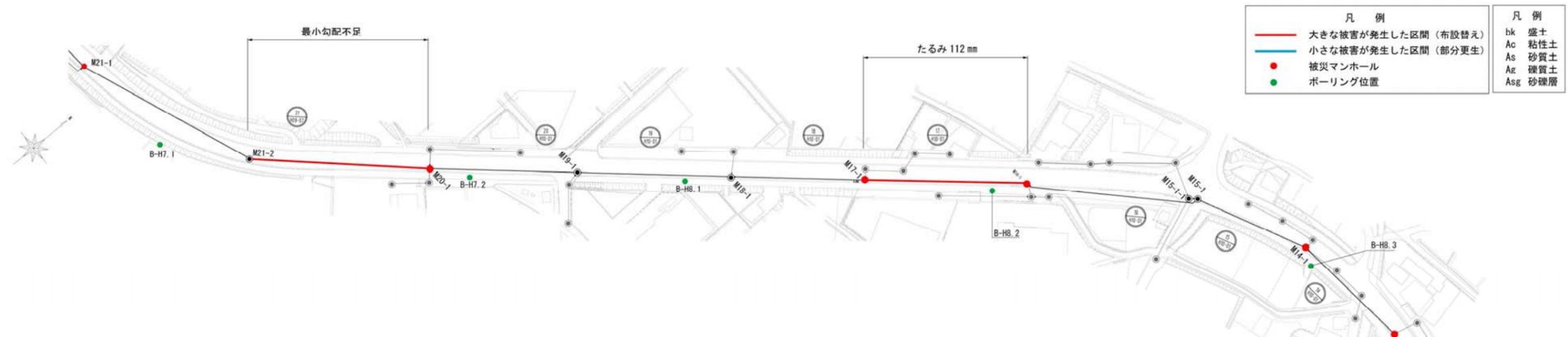


図 8-2 門前幹線推進工法の地質想定図及び道路変状図 (区間 1)

平面図



縦断面図

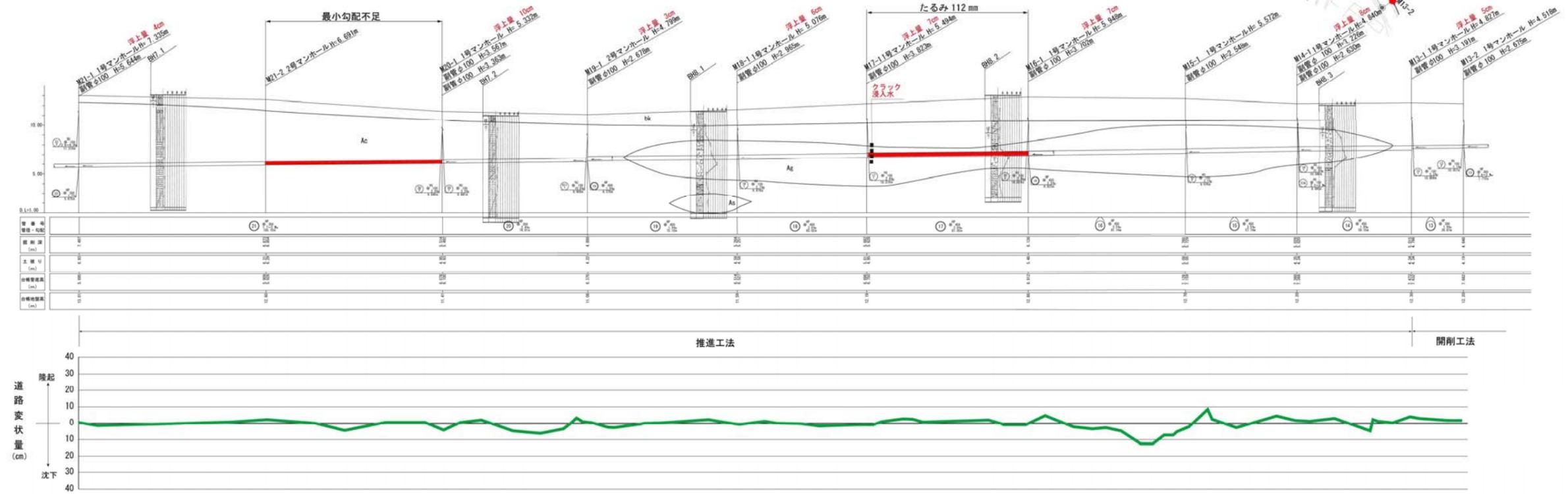
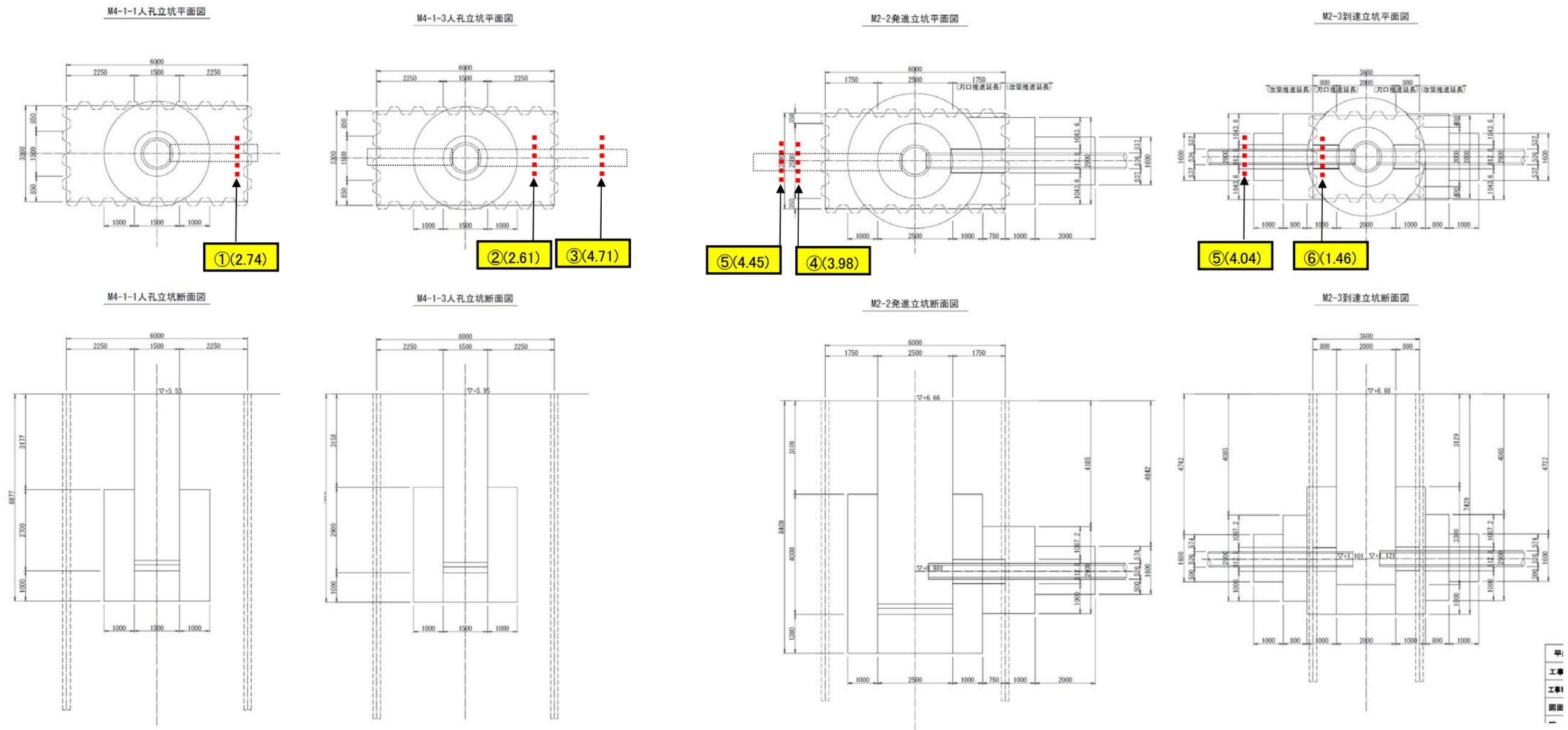


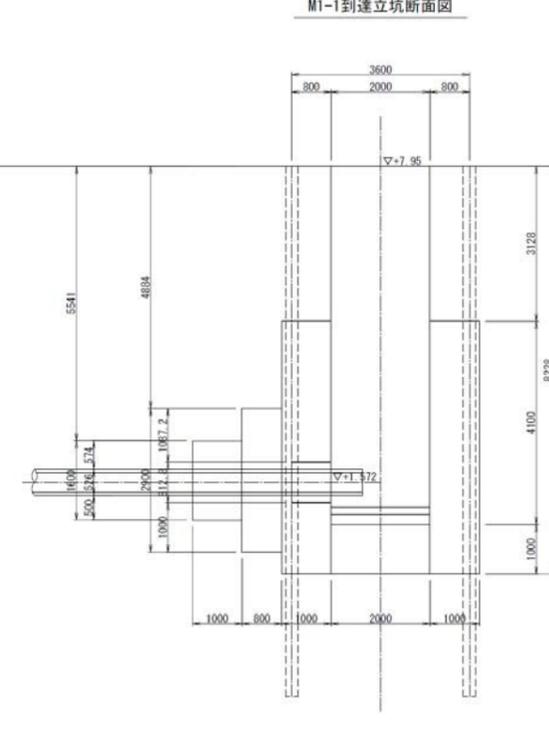
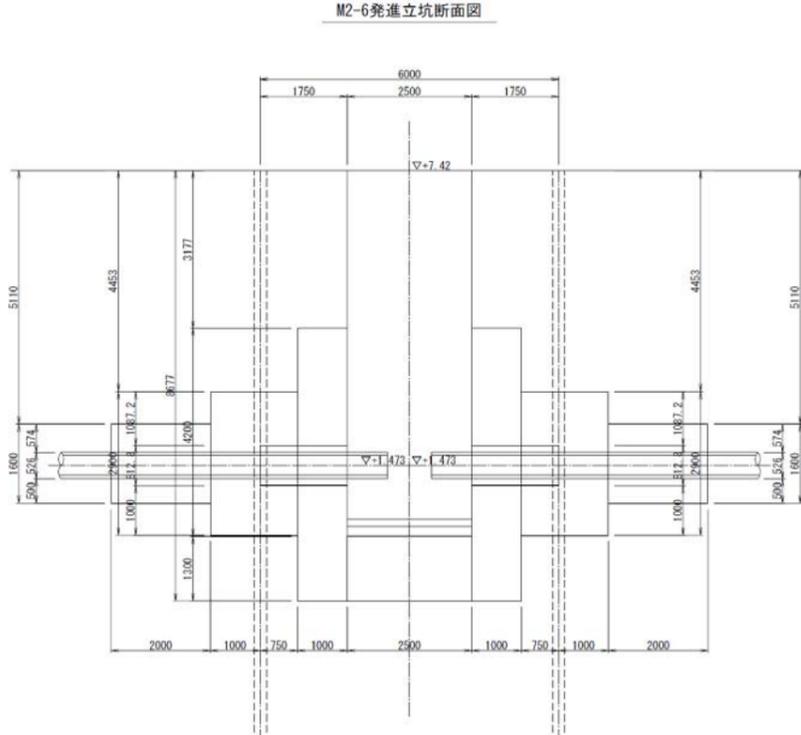
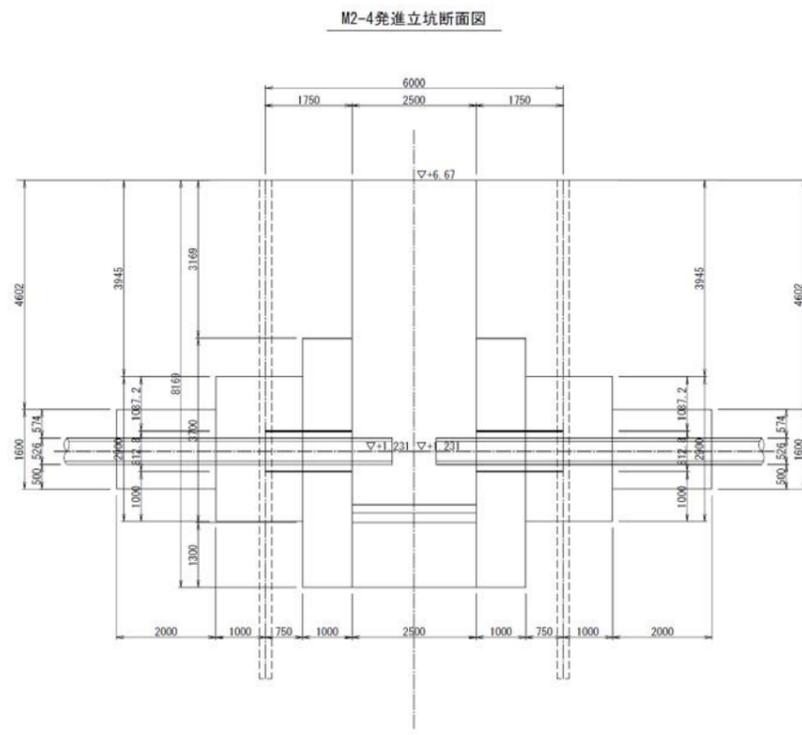
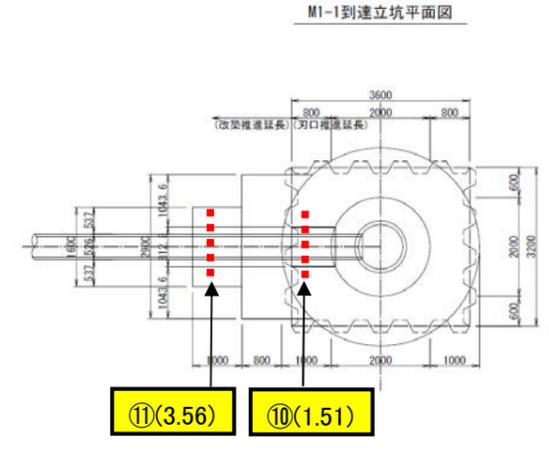
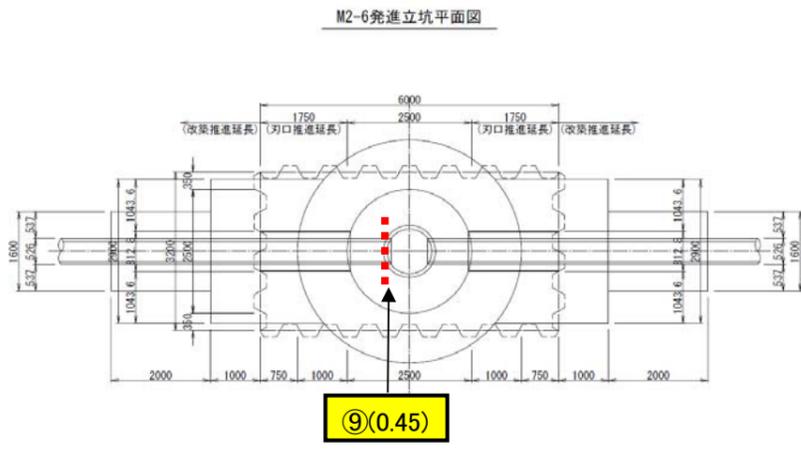
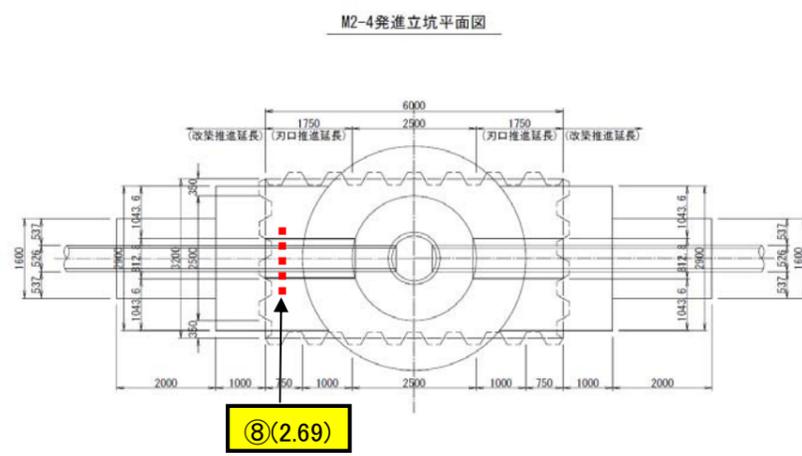
図 8-3 門前幹線推進工法の地質想定図及び道路変状図 (区間 4)





凡例：  
 ②(2.74) マンホール中心からクラックまでの距離  
 表4-4中の整理番号  
 --- 現地で確認されたクラックの位置

図8-5 門前幹線推進工法区間1の円周方向クラック発生位置(その1)



凡例：

- ②(2.74) マンホール中心からクラックまでの距離
- 表4-4中の整理番号
- 現地で確認されたクラックの位置

図8-6 門前幹線推進工法区間1の円周方向クラック発生位置(その2)

### 3. 旧柏崎市の被害状況と被害要因の推察

#### (1) 旧柏崎市における推進工法管路の敷設状況

旧柏崎市における推進工法での管路敷設路線は広範囲にわたっており、表 8-5 に示すとおり約 500 スパン、総延長約 30km に及んでいる。

表 8-5 推進管の整備状況

管種	管径 (mm)	スパン数	管路延長 (m)
ヒューム管	200	2	79.50
	250	141	6,704.86
	300	66	3,403.31
	350	25	1,494.14
	400	48	2,743.08
	450	18	1,272.35
	500	35	2,978.20
	600	49	3,603.64
	700	4	233.60
	800	8	338.36
	900	30	2,108.39
	1000	11	670.45
	1100	22	1,543.42
	1200	23	1,200.10
	1350	4	287.61
	1500	9	670.00
	1650	1	66.70
	小計	496	29,397.71
塩ビ管	250	3	330.55
	300	1	155.35
	小計	4	485.90
合計		500	29,883.61

## (2) 被害状況

図8-9に示す152～153、100及びE-19の3路線において、推進管の被害が発生した。被害状況（表8-6参照）の概要は以下のとおりである。なお、これらの管渠は昭和58年度～59年度に施行されており、「下水道施設の耐震対策指針と解説、日本下水道協会1997年版」は適用されていない。

- ① 152, 153 及び 100 路線（いずれも昭和59年度施工）は、管本体のたるみなど全体にわたって変形被害が見られる。
- ② E-19 路線（昭和58年度施工）では、継ぎ手部の破損、ずれ、クラック等の被害が発生している。
- ③ 仮設ポンプの設置等による対応はなく、重大な流下機能障害は発生しなかった。

表8-6 旧柏崎市における推進管の被害状況

管路番号	管種	管径 (mm)	延長 (m)	平均 土被り (m)	被害状況			
					管本体	継ぎ手部	上流側人孔	下流側人孔
152	ヒューム管	250	58.16	3.28	破損 たるみ	無し	無し	無し
153	ヒューム管	250	47.14	3.32	クラック たるみ	無し	無し	無し
100	ヒューム管	250	49.20	3.61	クラック たるみ	浸入水	無し	破損
100	ヒューム管	250	60.53	4.02	破損、 クラック、 たるみ	無し	破損	無し
E-19	ヒューム管	1000	104.11	4.12	クラック	破損	ずれ・破損	ずれ・破損
E-19	ヒューム管	1000	61.80	5.08	無し	ずれ	ずれ・破損	ずれ・破損
			380.94					

## (3) 当該地域の地形的特徴

柏崎市から刈羽村にかけては長さ20km、幅約5kmの谷底平野が広がっており、この平野では基盤が盆状になっており、軟弱な粘性土や腐食土層が厚く堆積していることが多い（図8-7、図8-8参照）。沖積層の基底面は起伏に富んでおり、平野の南東部などの地表には、沖積層の基盤である安田層からなる残丘が点在している。このような地形は最終氷河期において谷地形が樹枝状に複雑に発達したためと考えられている。特にこの地域の谷底低地は一般的な幅と深さの関係より深い埋没谷になっている模様である。

谷底平野の縁辺部あたりでは、局所的に揺れが大きい、あるいは大きな相対変位が発生して構造物が被害を受けることが多いと考えられている。

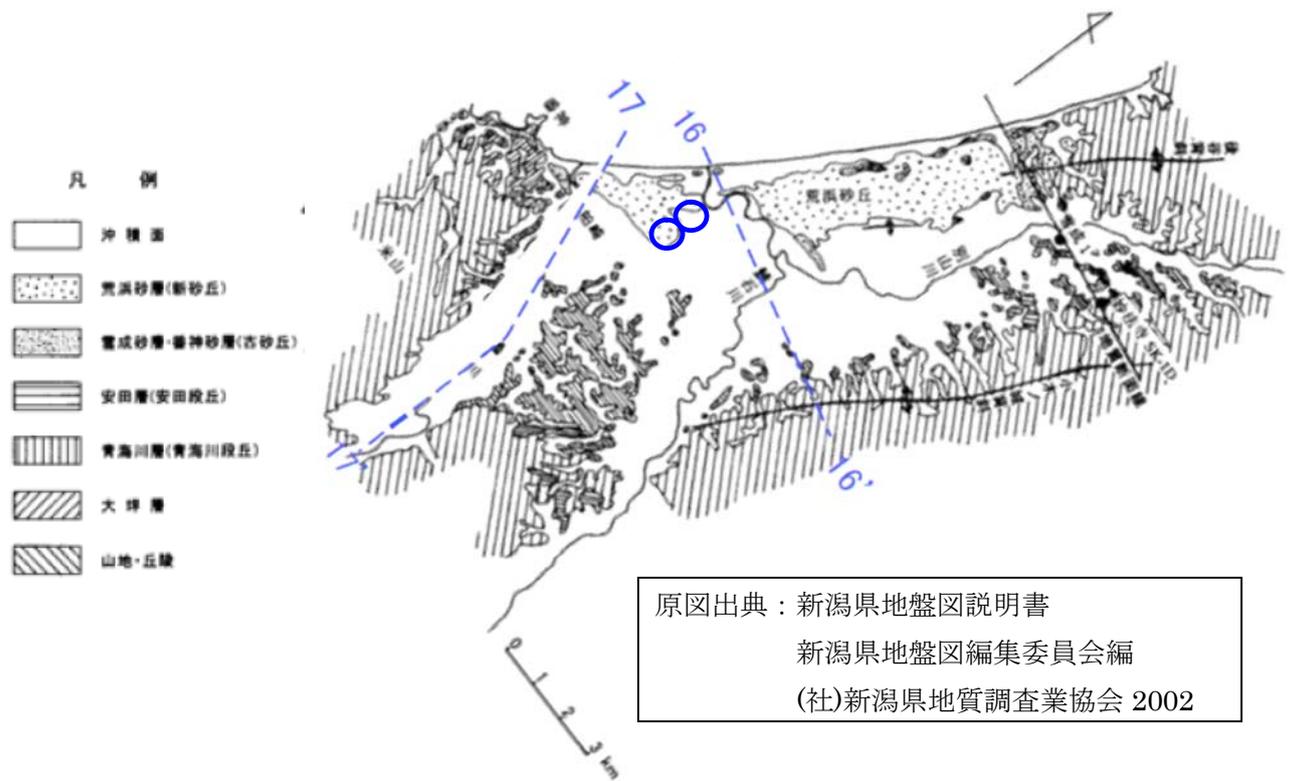


図8-7 柏崎市～刈羽村に広がる谷底平野

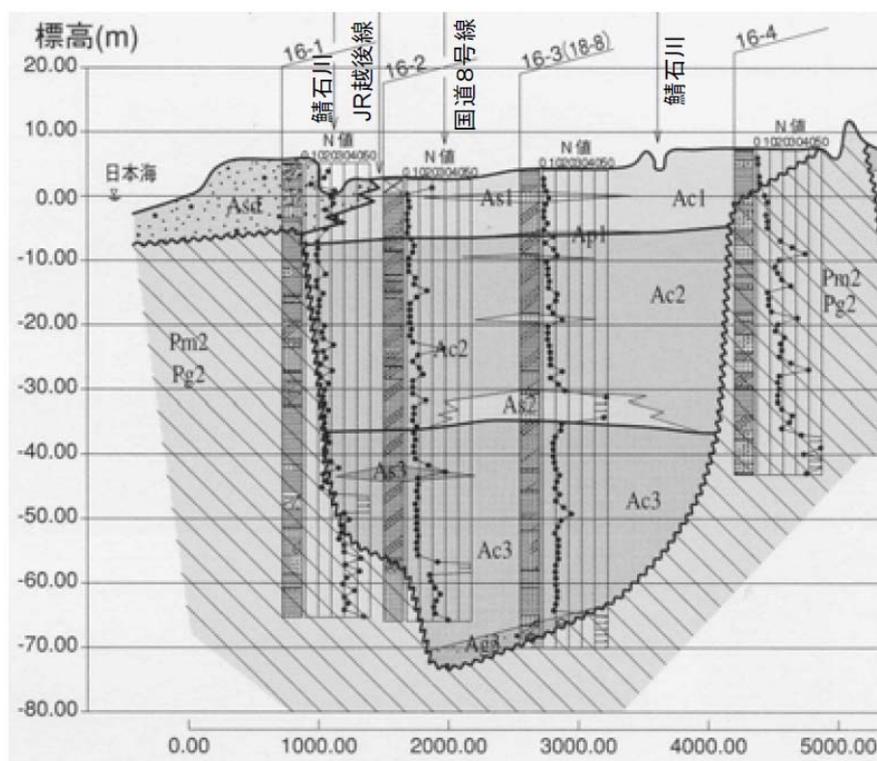


図8-8 柏崎平野横断面図

#### (4) 被害発生原因の推定

##### 1) 152～153、100 路線の被害要因

新潟県中越沖地震において被災した 152～153、100 路線の平面縦断図に地質想定図を重ねたものを図 8-10 及び図 8-11 に示す。同図中には写真判読による地表面変位図<sup>\*</sup>を示したが、被害が発生した路線では、路線方向に 10cm 程度の地盤の水平変位が生じた可能性のあることが読み取られる。なお、この路線の地表部には別途開削管が布設されているが(図中に併記)、開削管に被害はなかった。

図 8-10 及び図 8-11 から以下のことがわかる。

- ・ 推進管ならびに開削管の敷設深度の地質は、砂質土である。
- ・ 開削管の布設位置は、地下水位よりも高い位置にある。
- ・ 推進管の布設位置は、地下水位よりも低い位置にある。
- ・ 被災した 100 路線では管路布設位置の N 値は、10 以下で比較的ゆるい砂層であるのに対して、未被災管路の布設位置の N 値は 20 前後と比較的締まった砂層となっている。

このような状況から、152～153 および 100 路線の被害要因については以下のよう

に想定される。

- ・ 152～153 路線の推進管は N 値 20 程度の比較的締まった砂層に布設されており、液状化発生の可能性は低い。被害発生区間と対応するように管軸方向の地表面変異が生じていることを考えると、被害発生の原因は地盤の変状による可能性が高い。
- ・ 100 路線のうち被災した区間は、N 値 10 以下の比較的ゆるい砂質土で、地下水位以深に布設されている。液状化が発生した可能性もあるが、それより下部にある N 値の低い粘性土層が変状した可能性も残る。
- ・ 被災した路線と同一の道路に布設された開削管については、地下水位よりも浅い位置に布設されているため、埋戻し土の液状化が発生せず、被害が発生しなかったものと考えられる。

##### ※写真判読による地表面変位量について

地震前後の空中写真を用いて、空中写真測量法により、三次元データを取得し、地震前後の地盤の水平変位と三次元座標較差を求めることにより、地盤の水平変位と垂直変位を求めた。

地震後写真は、中越沖地震発災 3 日後に株式会社八州によって撮影された縮尺 1/6,000 の空中写真を、地震前写真は、平成 11 年に NTT-ME によって撮影された縮尺 1/12,500 の空中写真を使用した。なお、それぞれの写真精度要件から、水平方向においては、±40cm 弱の絶対変位精度と ±10cm 程度の相対変位精度が得られた。

## 2) E-19 路線の被害要因

### A) 地盤の変状

災害査定資料による詳細な被害状況報告によると、表 8-7 に示すように、E-19 路線では全線にわたる管きよの目開きが確認されている。その合計値は 33.5cm であり、下流側人孔内への突出量約 50cm と同じオーダーである。

表 8-7 E-19 路線の被害状況

場所	被害状況	災害査定結果
J 1 地点	目地隙間	1.5cm
53m 地点	目開き	3.0cm
59m 地点	隙間	3.0cm
66m 地点	隙間	3.0cm
80m 地点	隙間	4.0cm
83m 地点	隙間	3.0cm
98m 地点	隙間	5.0cm
100 m 地点	隙間	11.0cm
合計		33.5 cm

図 8-12 には E-19 路線の平面縦断面図に地質想定図を重ねたものを示す。推進管は砂層と粘土層の境界面を通過したのち、大半はN値が0から1の軟弱な粘土層を通過している。この粘土層はマンホール E-19-1 の手前で（旧河道方向へ向って）急激に下がっている。

表 8-7 に示す隙間は、粘土層部において幅広い範囲にわたって発生していた。こうした状況から、地震の揺れにより管きよの目地部で隙間が生じ、管きよが伸びた状態となって人孔内に突出したと考えられる。地表面の変位（図 8-12 付図）を見ると、当該地区は全体的にマンホール E-19-3 から E-19-1 方向に向けて移動した可能性がある。これが事実とすれば、マンホール E-19-2 の躯体は上流側 E-19-1 方向へ押され、その分突出量が増えたものと考えられる。

### B) 地質変化点の影響

図 8-9 は推進工法で布設されている路線、新潟県中越沖地震で被災した推進工法路線および微地形分類を重ね合わせたものであるが、図から分かるとおり、推進管で被災した 152、153、100 路線は、砂丘に布設されている。一方、E-19 路線は砂丘と低地・谷底平野の境界付近に敷設されている。「下水道施設の耐震対策指針と解説 -2006 年版-、(社)日本下水道協会」の 2.2.3 地形を参考にとすると、地質変化点は地震時に何らかの特異点になることが想定される。本路線においても、上流側が微地形分類の境界付近に存在していることが影響を及ぼした

ものと考えられる。なお、地質断面図を精査したところ、N値が10以下のAS1層が存在しており、この層が地震時に液状化して地盤が変位した可能性も考えられる。

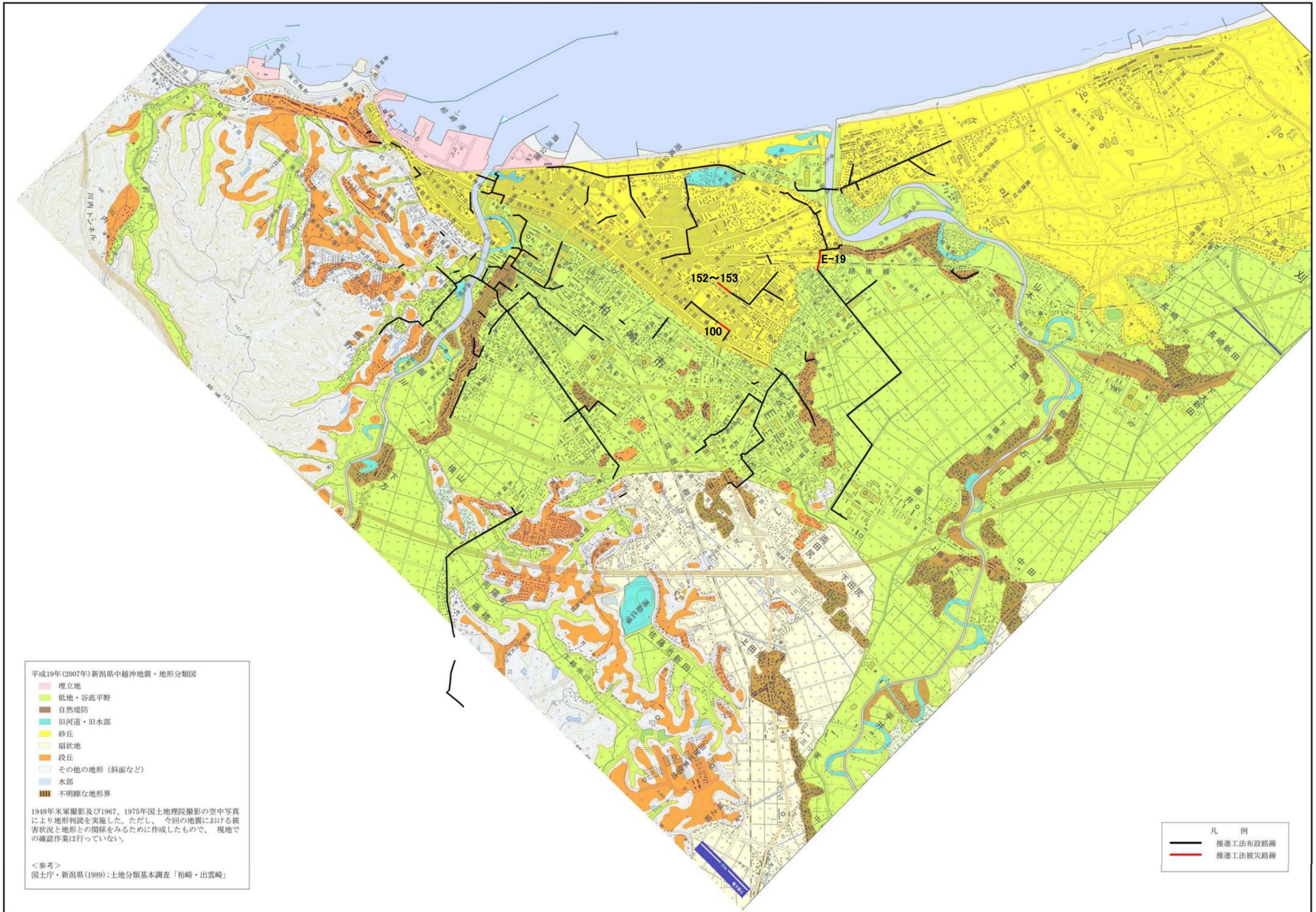
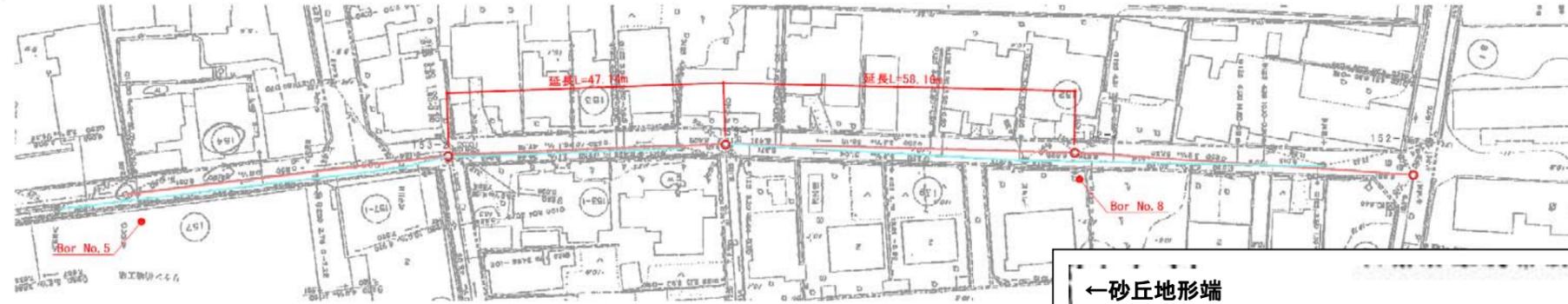


図8-9 推進工法敷設位置及び被災箇所と微地形区分

平面図 縮尺 1 : 500



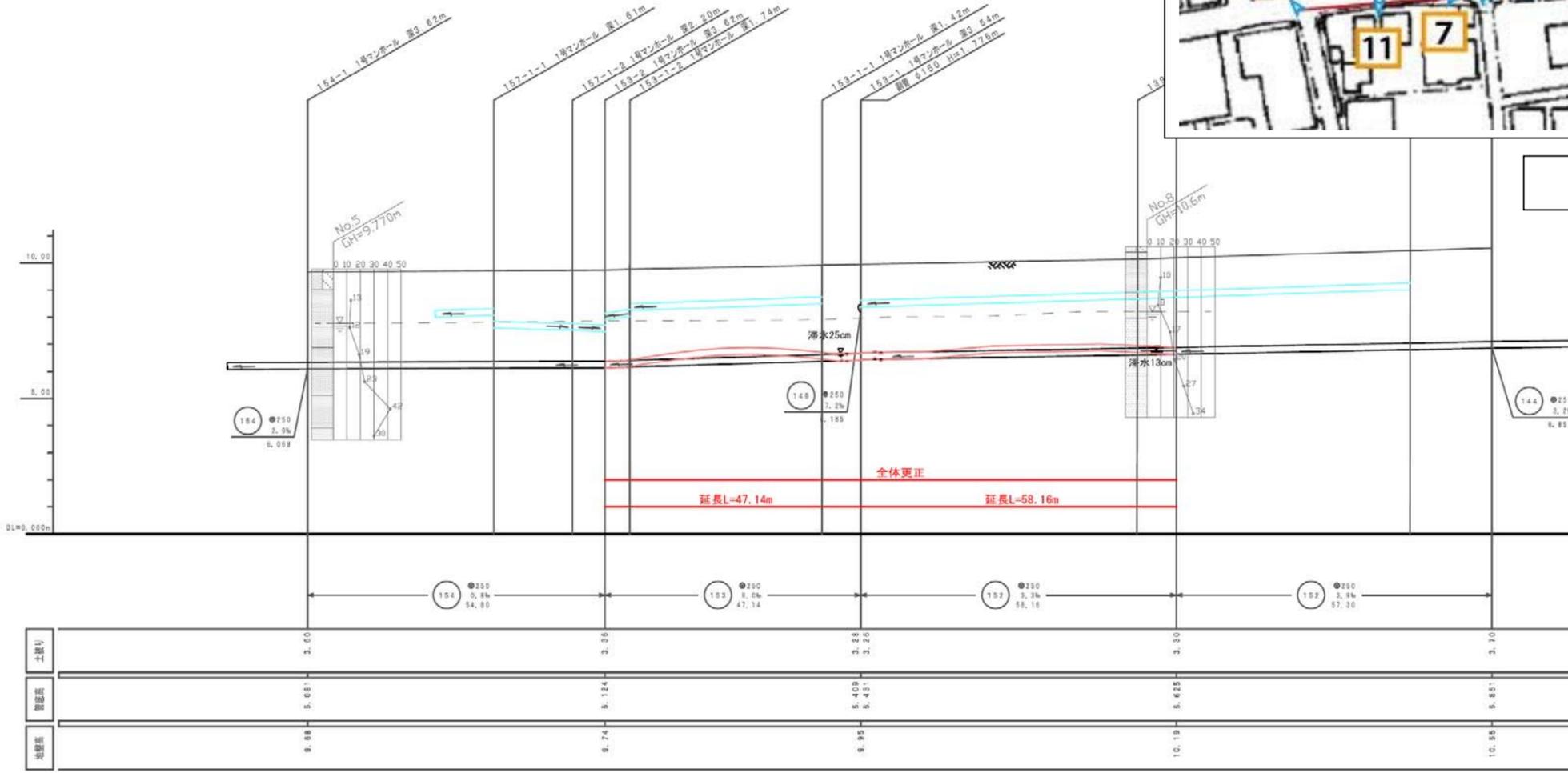
平面図 凡例

<span style="color: red;">—</span>	推進工法敷設管路
<span style="color: cyan;">—</span>	開削工法敷設管路

凡例

<span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">31</span>	変位ベクトル
<span style="color: blue;">→</span>	..... 水平変位 (単位cm)

縦断面図 縮尺 縦 1:100 横 1:500



写真判読による地表面変位図

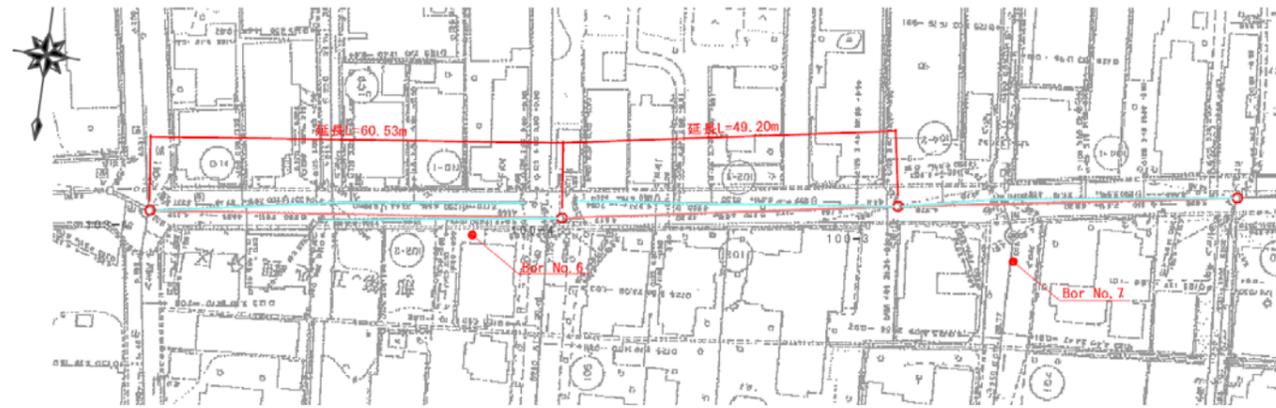


縦断面図 凡例

<span style="color: red;">—</span>	推進工法被災後管路
<span style="color: black;">—</span>	推進工法地震前管路
<span style="color: cyan;">—</span>	開削工法敷設管路

図8-10 推進管被災箇所の縦断面図 (152、153 路線付近)

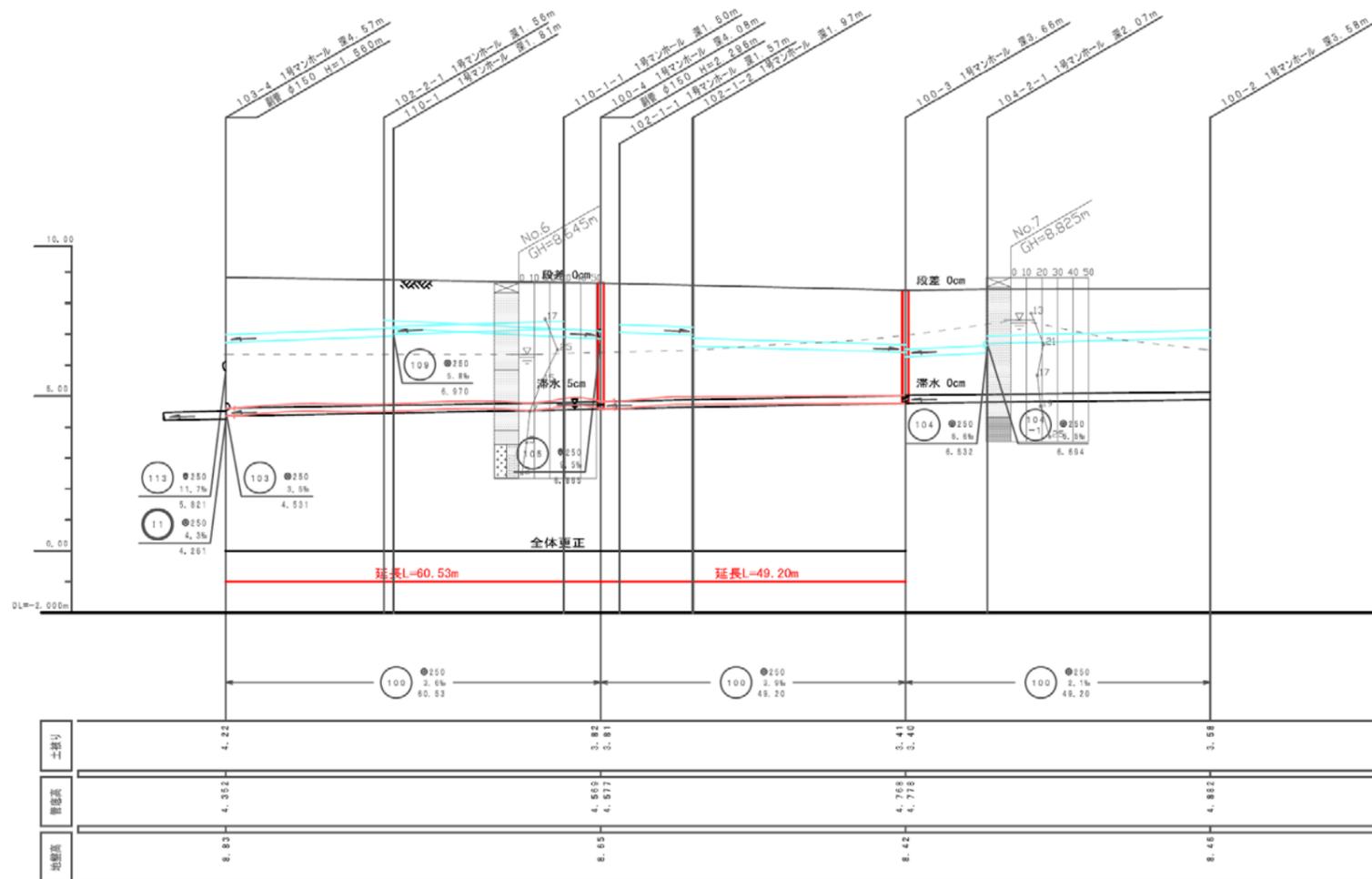
平面図 縮尺 1:500



平面図 凡例

	推進工法敷設管路
	開削工法敷設管路

縦断面図 縮尺 縦 1:100 横 1:500



縦断面図 凡例

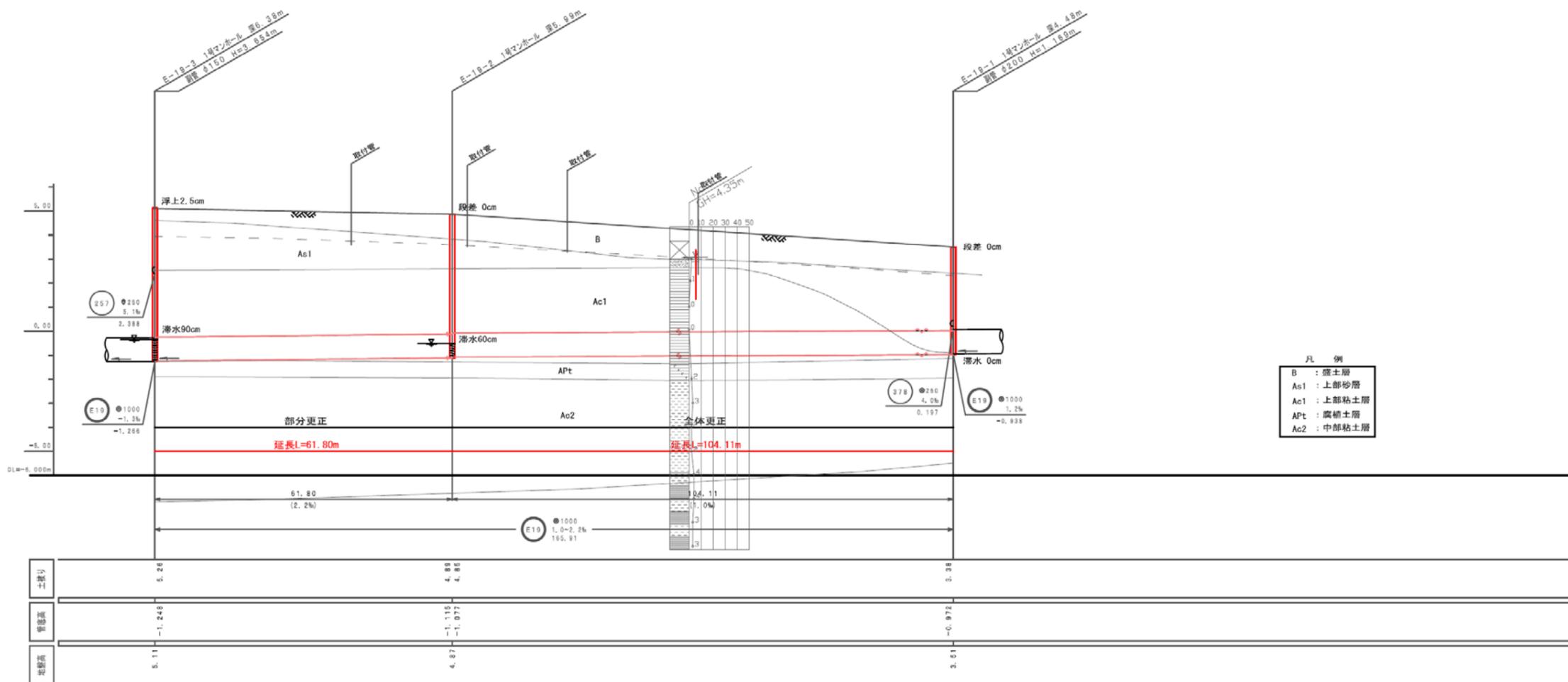
	推進工法被災後管路
	推進工法地震前管路
	開削工法敷設管路

図8-11 推進管被災箇所の縦断面図 (100路線付近)

平面図 縮尺 1 : 500



縦断面図 縮尺 縦 1:100 横 1:500



- 凡例
- B : 盛土層
  - As1 : 上部砂層
  - Ac1 : 上部粘土層
  - APt : 腐植土層
  - Ac2 : 中部粘土層

図8-12 推進管被災箇所縦断面図 (E-19 路線)

# 新潟県中越沖地震 柏崎下水 (E9工区) 路線内挿変位図2

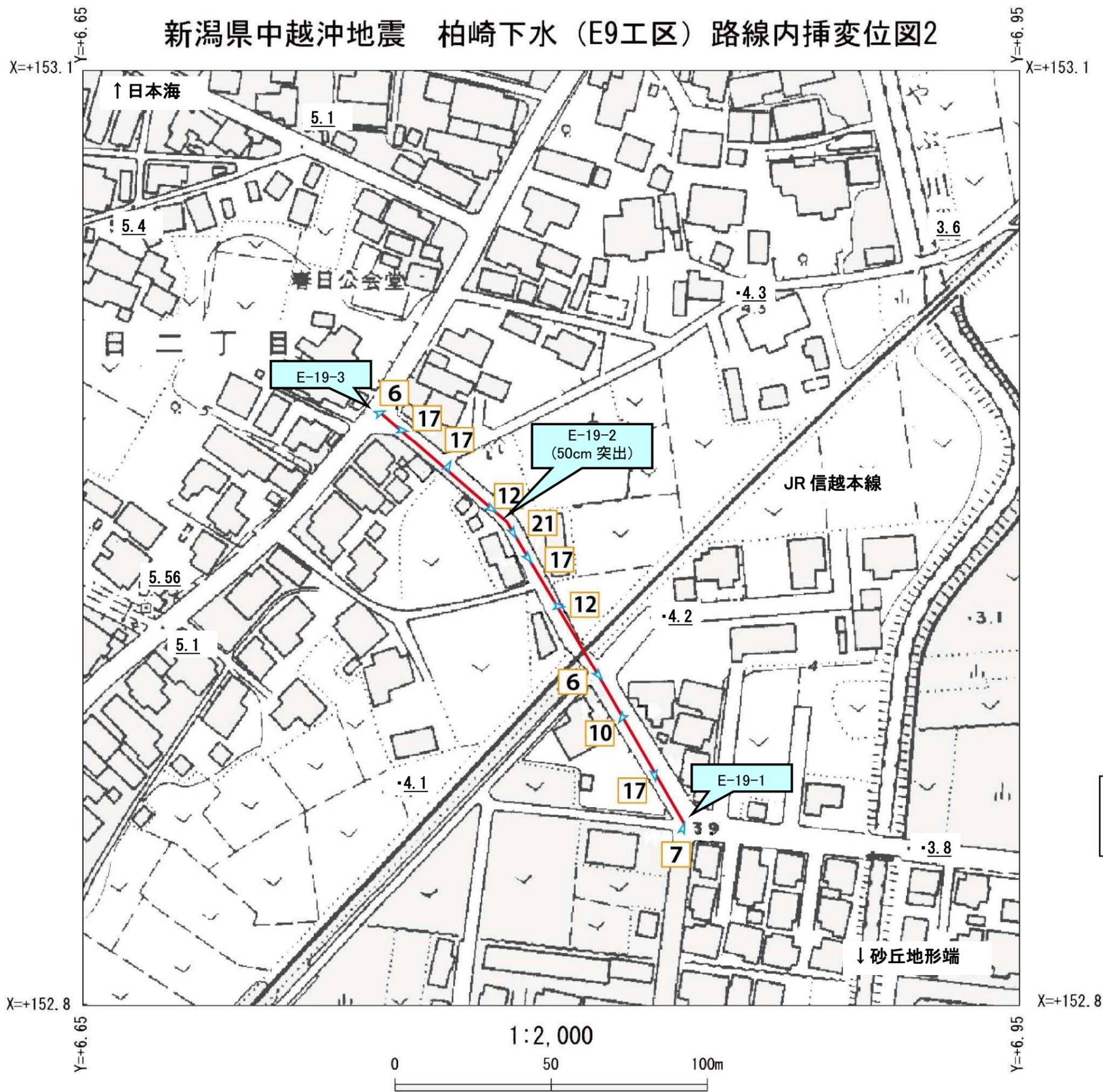


図 8-13 E-19 路線付近の地盤変位図

### 3) マンホール近傍の円周方向クラック

表8-8に示すとおり、円周方向クラックは計5スパンで発生したが、このうち2スパンは管口から2m以内の場所に発生した。

マンホール近傍に生じた円周方向クラックについては、

- ① マンホール周辺の埋戻し部の沈下
- ② マンホールと管の応答の違い
- ③ 埋戻し土と周辺地山の応答の違い

等が原因と考えられる。

表8-8 円周方向クラックの発生位置（柏崎市）

路線番号	マンホールNo.		路線延長 (m)	クラック発生発生箇所				管種	備考
	上流	下流		上流マン ホール中心 からの距離 (m)	上流管口か らの距離 (m)	下流マン ホール中心 からの距離 (m)	下流管口か らの距離 (m)		
153	M153-1	M153-2	47.14	0.64	0.19	46.50	46.05	HP	
153	M153-1	M153-2	47.14	2.32	1.87	44.82	44.37	VU	
153	M153-1	M153-2	47.14	3.21	2.76	43.93	43.48	VU	
153	M153-1	M153-2	47.14	3.46	3.01	43.68	43.23	HP	
153	M153-1	M153-2	47.14	3.81	3.36	43.33	42.88	HP	
153	M153-1	M153-2	47.14	4.11	3.66	43.03	42.58	HP	
153	M153-1	M153-2	47.14	43.96	43.51	3.18	2.73	HP	
153	M153-1	M153-2	47.14	44.44	43.99	2.70	2.25	HP	
153	M153-1	M153-2	47.14	46.26	45.81	0.88	0.43	HP	
152	M153-1	M152-2	58.16	54.12	53.67	4.04	3.59	HP	
152	M153-1	M152-2	58.16	54.67	54.22	3.49	3.04	HP	
152	M153-1	M152-2	58.16	55.60	55.15	2.56	2.11	HP	
100	M100-3	M100-4	49.20	46.74	46.29	2.46	2.01	HP	
100	M100-4	M103-4	60.53	58.63	58.18	1.90	1.45	HP	
100	M100-4	M103-4	60.53	59.30	58.85	1.23	0.78	HP	
E-19	E-19-1	E-19-2	104.50	5.00	4.55	99.50	99.05	HP	管軸方向

：管口から2m程度以内の箇所では円周状のひび割れが発生している