

盛土崩壊に伴う地盤剛性低下を考慮した耐震継手ダクトイル鉄管挙動解析手法の検討

森本 皓一¹・宮島 昌克²・今川 暢人³

¹ 正会員 金沢大学大学院 自然科学研究科 (〒920-1192 金沢市角間町)

E-mail: k_morimoto@kurimoto.co.jp

² 正会員 金沢大学教授 理工研究域 地球社会基盤学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

E-mail: miyajima@se.kanazawa-u.ac.jp

³ 学生会員 金沢大学大学院 自然科学研究科 (〒920-1192 金沢市角間町)

E-mail: masato8623@stu.kanazawa-u.ac.jp

大規模地震動に伴い、道路盛土崩壊が日本各地で発生している。道路盛土下に水道管が埋設されている場合、盛土崩壊時には管路が破断または漏水する恐れがある。耐震継手ダクトイル鉄管は継手部に伸縮性、屈曲性、離脱防止性を有するため、盛土崩壊時にも管路が損傷せず通水機能を維持した実績がある。盛土崩壊時の耐震管路の挙動を検証する一つの方法である数値解析では、地盤の大変形に伴う地盤の剛性低下を考慮する必要があるが、具体的な方法は確立されていない。本研究では、土質試験の結果を活用して地盤の剛性低下を考慮した解析手法を構築し、盛土崩壊時の管路挙動を対象に計測結果と解析結果を比較することで、解析手法の有効性を検証した。

Key Words : *embankment failure, decrease of ground stiffness, ductile iron pipe, pipeline behavior, analysis method*

1. はじめに

近年頻発する大規模地震動に伴い、自然斜面や道路盛土の崩壊が日本各地で発生している。地盤崩壊時には大きなエネルギーを伴うため、家屋の倒壊やライフラインの寸断等、生活に甚大な影響を及ぼす恐れがある。また、近年の気候変動により局所的な集中降雨や台風による大規模降雨に起因して、地盤崩壊が頻発している。

2018年9月6日に発生した北海道胆振東部地震では厚真町を中心に多くの地盤崩壊が発生したが¹⁾、前日に通過した台風21号による大規模降雨の影響により地盤の水分量が多くなっていたことが地盤崩壊が多く発生した一因であるといわれている。このように、地震や台風、集中豪雨が短期間に連続して発生する複合災害により、地盤崩壊が発生するリスクがますます高まっている。

道路盛土下に水道管が埋設されている場合、盛土崩壊が発生すれば瞬時に大きな外力が管路に負荷されるため、管路が破断または漏水して通水機能を維持できなくなる恐れがある。一方で、耐震継手ダクトイル鉄管は外力を継手部の伸縮または屈曲で吸収し、さらには離脱防止機構を有することから、盛土崩壊時にも管路が損傷せず通

水機能を維持した実績がある^{2) 3)}。ただし、盛土崩壊時に埋設された耐震継手管路がどのような外力を受けて挙動するか、未だに明らかにはなっていない。

管路の挙動検証のための一つの有効な方法として、管路や管路周辺地盤をモデル化し⁴⁾、外力や変位量をモデルに与える数値解析手法がある。ここで、盛土崩壊等の地盤の大変形を想定する場合には、地盤の大変形に伴い地盤の剛性が低下することを考慮して地盤をモデル化する必要があるが、具体的な方法は確立されていない。

そこで本研究では、土質試験の結果⁵⁾を活用して地盤の剛性低下を考慮した解析手法を構築し、盛土崩壊を受けた管路の挙動を対象に計測結果と解析結果を比較することで、解析手法の有効性を検証した。

2. 解析手法

(1) 解析対象

解析手法の有効性を確認するため、本報では秋田県秋田市で2004年の台風21号による盛土崩壊に伴い耐震継手管路が露出した事例⁶⁾を対象とした。盛土崩壊発生位



図-1 盛土崩壊に伴う管路露出状況⁶⁾

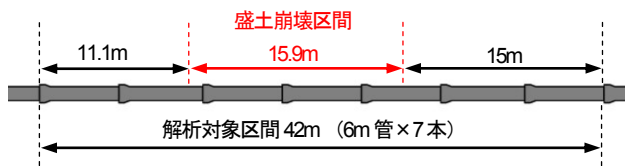


図-2 盛土崩壊区間

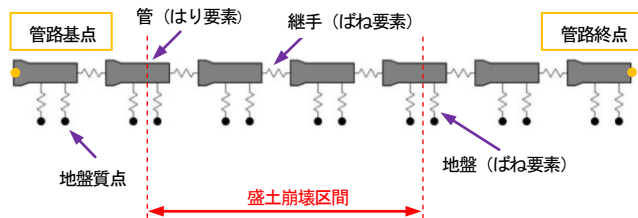


図-3 解析モデル

置では、管路の変位量や継手屈曲角、継手伸縮量が計測された。図-1 に管路の露出状況を示し、図-2 に盛土崩壊区間を示す。盛土崩壊現場では、呼び径 400 SII 形ダクタイル鉄管管路が埋設されており、15.9m の区間で盛土が崩壊した。今回の検討では、盛土崩壊区間を含む 42m (定尺 6m 管×7 本) を解析対象区間とした。

(2) 解析モデル

図-3 に解析モデルを示す。解析は、汎用構造解析ソフト ANSYS Mechanical を用いて実施した。管体ははり要素でモデル化した。管同士を継手ばね要素で接続し、管と地盤質点とを地盤ばね要素で接続した。管路基点および管路終点を固定し、盛土崩壊区間の管路に管軸直交方向から荷重を負荷した。なお、継手ばね、地盤ばねの詳細設定は後述する。

(3) 管路モデル

a) 管体部

表-1 に管体部の寸法および材料特性を示す^{7) 8)}。今回の検討では、管体の材料特性を線形材料とした。

表-1 管体寸法と材料特性^{7) 8)}

管体寸法		管体の材料特性	
管外径 D	管厚 t	ヤング率 E	ポアソン比 ν
425.6mm	8.5mm	$1.6 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	0.28

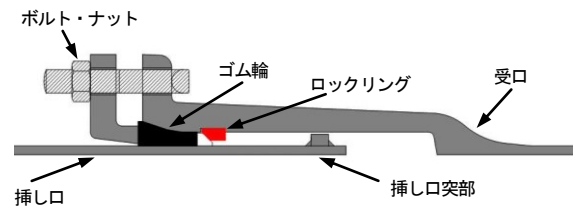


図-4 SII 形継手の構造

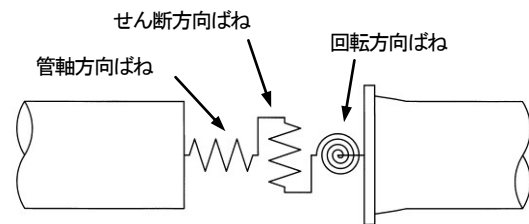


図-5 継手モデル

b) 継手部

解析対象とする呼び径 400 SII 形の継手構造を図-4 に示す。SII 形継手は継手の伸縮や屈曲で管路に作用する外力を吸収する構造を有する。さらに大きな引抜き力が継手に作用した場合、ロックリングと挿し口突部がかかりあい継手の離脱を防止するため、3D kN (D : 呼び径 (mm)) の引抜き力に耐えることが可能となる。

図-5 に、継手モデルの概要を示す。継手の挙動を表現するために、ばね要素を管軸方向、せん断方向、回転方向にそれぞれモデル化した。

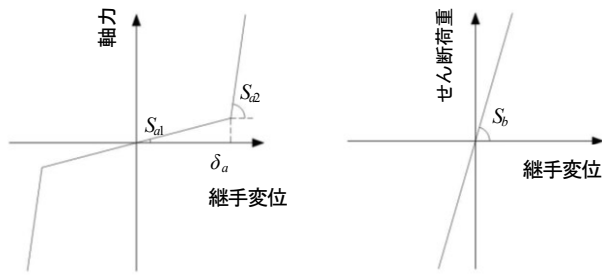
図-6 に継手ばね特性を示す⁹⁾。解析対象となる SII 形継手は現在製造が終了しているため、継手ばね特性が得られない項目については、同じ耐震継手管である NS 形継手の値を用いた¹⁰⁾。管軸方向、回転方向において、小さな力で継手が伸縮、屈曲する領域の継手ばね定数を、それぞれ S_{a1} , S_{c1} とした。一方で、管軸方向、せん断方向、回転方向において、金属同士が接触して大きな力を負荷しても継手の伸縮やせん断、屈曲が困難な領域の継手ばね定数を、それぞれ S_{a2} , S_{b2} , S_{c2} とした。管軸方向、回転方向においては、2 つの領域の境界となる継手変位や継手屈曲角を、それぞれ δ_m , δ_c とした。

(3) 地盤モデル

図-7 に、地盤モデルの概要を示す。管路周辺地盤をばね要素でモデル化し、管路に対して管軸方向および管軸直交方向に接続した。

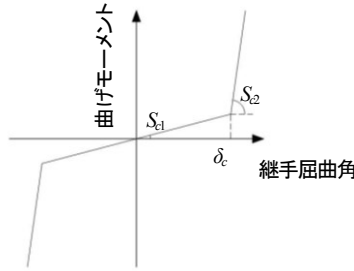
a) 解析対象位置の地盤特性

解析対象位置は砂地盤であると想定すると、後述する



管軸方向継手ばね特性

せん断方向継手ばね特性



回転方向継手ばね特性

管軸方向ばね		せん断方向ばね		回転方向ばね	
S_{a1}	794 (kN/m)	S_b	3,200,000 (kN/m)	S_{c1}	2.13 (kN・m/°)
S_{a2}	1,209,419 (kN/m)			S_{c2}	28.29 (kN・m/°)
δ_a	60 (mm)			δ_c	5.1 (°)

図-6 継手ばね特性

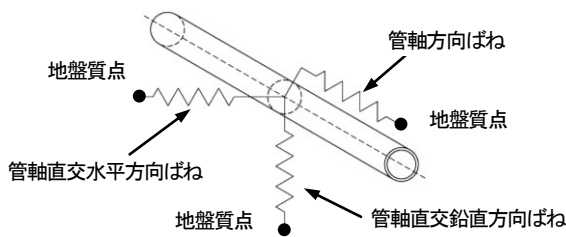


図-7 地盤モデル

地盤ばね特性の設定では、土の単位体積重量、土の内部摩擦角、砂の相対密度が必要となる。本研究では、解析対象位置での N 値を求めた上で、 N 値と単位体積重量、内部摩擦角、相対密度との関係を表-2 の通り整理し^{11)~14)}、地盤ばね特性の設定に必要な値を決定した。

N 値を求めるにあたり、解析対象位置での地盤調査により N 値を計測することが望ましいが、崩壊した地盤の N 値を計測することは困難である。そこで、全国を対象に 250m のメッシュ区画で微地形を分類した微地形区分¹⁵⁾より、 N 値を推定することとした。

最初に、解析対象位置の微地形区分を確認した。対象位置での微地形区分は「丘陵」であった。次に、近年大規模な地盤崩壊が発生した東北地方、中部地方、九州地方の 13 都道府県を対象に、微地形区分「丘陵」に分類されるメッシュ内に存在するボーリングデータ¹⁶⁾を用いて、土被り 1.2m の位置での N 値を抽出した。さらに抽出したデータの標本集団より、データのばらつきを考慮した N 値の推定を実施するため、平均値の信頼区間を

表-2 地盤特性値の関係^{11)~14)}

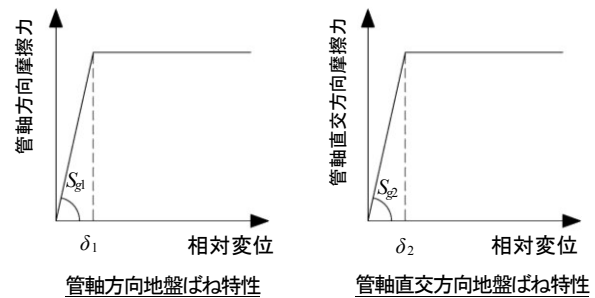
地盤の状態	N 値	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (°)	相対密度 (%)
中位の	10~30	17~20	35~40	40~60

表-3 微地形区分「丘陵」の N 値に関する統計量¹⁷⁾

標本数	不偏分散	信頼区間最小値	平均値	信頼区間最大値
n	s^2	V_{MIN}	x_A	V_{MAX}
178	116.6	8	9	11

表-4 解析で用いる地盤特性値一覧

N 値	単位体積重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (°)	相対密度 (%)
11	17.2	35.3	41



管軸方向地盤ばね特性

管軸直交方向地盤ばね特性

管軸方向ばね		管軸直交方向ばね	
S_{g1}	313 (kN/m)	S_{g2}	103 (kN/m)
δ_1	3.81 (mm)	δ_2	65 (mm)

図-8 地盤ばね特性

求めた。信頼区間を 95% とした場合、信頼区間の最小値 V_{MIN} 、最大値 V_{MAX} は、式(1),(2)より算出される。

$$V_{MIN} = x_A - t \sqrt{\frac{s^2}{n}} \quad (1)$$

$$V_{MAX} = x_A + t \sqrt{\frac{s^2}{n}} \quad (2)$$

x_A はデータの標本平均、 t は 95% 信頼区間における t 値、 s^2 は不偏分散、 n は標本数である。表-3 に微地形区分「丘陵」における N 値の平均値の信頼区間最小値および最大値¹⁷⁾を示す。 N 値の平均値の信頼区間長は 3 となり、データのばらつきが小さい結果となった。今回の検討では、盛土崩壊時に管路に大きな負荷がかかるものと想定して、 N 値は信頼区間最大値である 11 とした。その上で、表-2 により N 値 11 に対応する単位体積重量、内部摩擦角、相対密度をそれぞれ求めた。表-4 に、解析で用いる地盤特性値を示す。

b) 剛性低下を考慮しない地盤ばね特性

地盤ばね特性は、アメリカライフライン協定 (ALA)¹⁸⁾の提案式より設定した。図-8 に、地盤ばね特

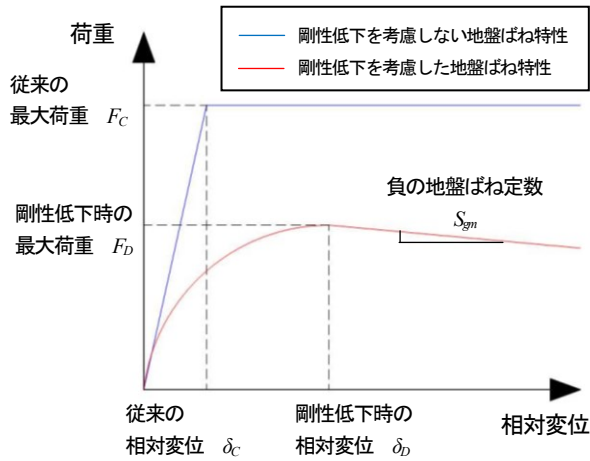


図-9 地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性の概要

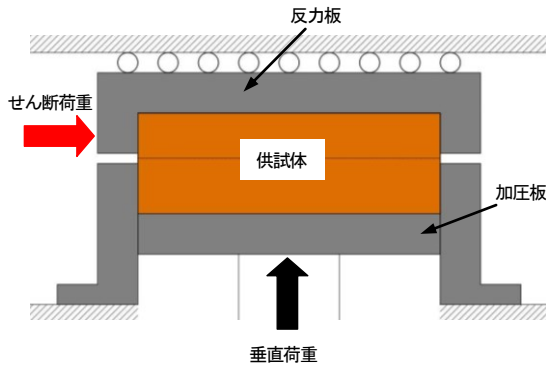


図-10 一面せん断試験の概要

性を示す。地盤ばね特性は、管軸方向、管軸直交方向それぞれの地盤ばね定数 S_{g1} 、 S_{g2} 、および地盤に対して管路の滑りが生じる変位 δ_1 、 δ_2 より設定されるバイリニア型となる。管軸方向の地盤ばね定数 S_{g1} を式(3)で、管軸直交方向の地盤ばね定数 S_{g2} を式(6)で算出した。

$$S_{g1} = L_s K_{g1} \quad (3)$$

$$K_{g1} = \left(H + \frac{D}{2} \right) \frac{\pi D \gamma_t'}{\delta_1} \tan \phi \quad (4)$$

$$\gamma_t' = \frac{G_s - 1}{G_s (1 + w)} \gamma_t \quad (5)$$

$$S_{g2} = L_s K_{g2} \quad (6)$$

$$K_{g2} = \left(H + \frac{D}{2} \right) \frac{N_{qh} D \gamma_t'}{\delta_2} \quad (7)$$

$$\delta_2 = 0.04(H + D) \quad (8)$$

L_s は 1 本の地盤ばねが受けもつ管路の単位長さであり、100mm とした。 K_{g1} および K_{g2} は、それぞれ管軸方向、管軸直交方向における単位長さあたりの地盤剛性係数で

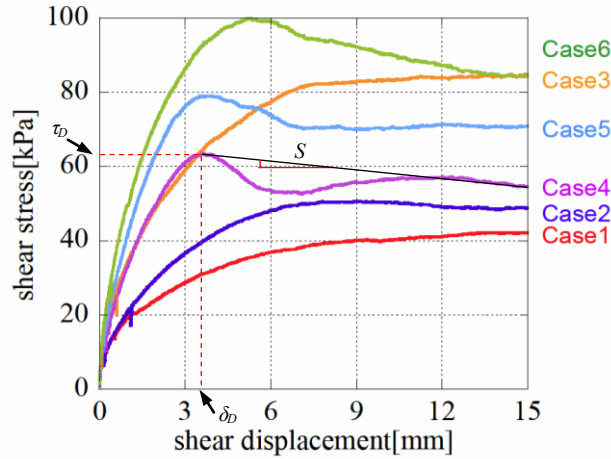
ある。 H は土被り、 D は管外径である。管路の埋設状況より、 $H = 1.2\text{m}$ 、 $D = 425.6\text{mm}$ とした。 γ_t' は土の有効単位体積重量、 δ_1 は管軸方向における地盤に対して管路が滑り出す変位、 ϕ は土の内部摩擦角である。解析対象位置の砂は中位の状態であることから、 $\delta_1 = 3.81\text{mm}$ ¹⁸⁾ とした。 G_s は土粒子の比重、 w は土の含水比、 γ_t は土の単位体積重量である。 G_s は代表値として用いられる 2.65¹⁹⁾、 w は砂質土の代表値として用いられる 20%²⁰⁾ とした。また、 N_{qh} は土被りや管外径、土の内部摩擦角から決定される係数、 δ_2 は管軸直交方向における地盤に対して管路が滑り出す変位である。なお、土の内部摩擦角、単位体積重量は、それぞれ表-4 に示す値を用いた。

c) 管軸方向の剛性低下を考慮した地盤ばね特性

盛土崩壊時には地盤の大変形に伴い、地盤の剛性が低下するものと想定される。そのため、解析では地盤ばね定数の低下を考慮する必要がある。図-9 に、地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性の概要図を示す。本研究では、管路と地盤との相対変位が増加するにつれて地盤ばね定数が二次関数に沿って低下し、最大荷重発生後は地盤ばね定数が負に転じて一定となるものと仮定した。この仮定に基づき地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性を設定するためには、最大荷重、最大荷重発生時の相対変位、負の地盤ばね定数が必要となる。ここでは、野々山らの一面せん断試験結果⁹⁾を利用してそれぞれの値を決定した。

図-10 に、地盤の一面せん断試験の概要図を示す。一面せん断試験では、ある一定の垂直荷重を負荷した供試体にせん断荷重を負荷して、地盤のせん断変位とせん断応力との関係を求める。図-11 に、野々山らが実施した砂地盤を対象とした一面せん断試験におけるせん断変位とせん断応力との関係⁹⁾を示す。野々山らの試験の 6 ケースは、垂直荷重または砂の相対密度がそれぞれ異なる。試験結果より、せん断変位に対するせん断応力の変化傾向が本研究で仮定する地盤の剛性低下状況と合致すること、および盛土崩壊時の地盤状況を一面せん断試験での地盤のせん断状況で模擬できると考えられることから、野々山らの試験結果を利用することとした。

図-11 の case4 を例に、地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性設定に必要な値の算出方法を説明する。最大荷重 F_D は、一面せん断試験時の最大せん断応力 τ_D および供試体の断面積 A ($=600\text{mm}^2$) を用いて、式(9)より算出した。最大荷重発生時の相対変位は、最大せん断応力発生時のせん断変位 δ_D とした。最大荷重発生後の負の地盤ばね定数 S_{gm} は、最大せん断応力発生時、および試験での最大せん断変位 15mm 発生時のせん断応力、せん断変位を用いて、式(10)より算出した。



	case1	case2	case3	case4	case5	case6
垂直応力 σ_v (kPa)	32	52	86	32	52	86
相対密度 D_r (%)	13			78		

図-11 野々山らが実施した一面せん断試験におけるせん断変位とせん断応力との関係⁵⁾

$$F_D = \tau_D A \quad (9)$$

$$S_{gm} = \frac{(\tau_{15} - \tau_D)A}{15 - \delta_D} \quad (10)$$

τ_{15} はせん断変位 15mm 発生時のせん断応力である。表-5に、一面せん断試験 6 ケースにおける最大荷重、相対変位、負の地盤ばね定数を示す。

解析対象位置での地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性の設定に必要な値を求めるため、解析対象位置の相対密度、および管体に作用する垂直応力を算出した上で、表-5に示す 6 ケースの一面せん断試験より算出した値を線形補間した。表-4 より、解析対象位置での地盤の相対密度は 47%と算出される。また、垂直応力 σ_v は管中心深さにおいて土荷重により発生する応力と想定して、式(11)より算出した。

$$\sigma_v = \left(H + \frac{D}{2} \right) \gamma_t \quad (11)$$

表-6 に解析対象位置における地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性の設定に必要な値を示す。また、図-12(a)に管軸方向における地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性を、剛性低下を考慮しない場合の地盤ばね特性と併せて示す。

d) 管軸直交方向の剛性低下を考慮した地盤ばね特性

管軸直交方向では、管路の移動に伴う地盤の圧縮変形がせん断変形よりも支配的である。そこで、式(12),(13)より管軸方向における地盤の剛性低下を考慮しない場合の最大荷重 F_{C1} 、相対変位 δ_{C1} と地盤の剛性低下を考慮し

表-5 一面せん断試験 6 ケースより算出される値

	case1	case2	case3	case4	case5	case6
垂直応力 σ_v (kPa)	32	52	86	32	52	86
相対密度 D_r (%)	13			78		
最大荷重 F_D (N)	253.8	304.4	505.9	379.2	470.8	593.3
相対変位 δ_D (mm)	13.4	9.1	11.4	3.6	3.7	5.3
負の地盤ばね定数 S_{gm} (kN/m)	0	-1.07	0	-3.49	-2.82	-7.08

表-6 管軸方向での剛性低下を考慮した地盤ばね特性の設定に必要な値

最大荷重 F_{D1} (N)	相対変位 δ_{D1} (mm)	負の地盤ばね定数 S_{gm} (kN/m)
282	10.13	-1.4

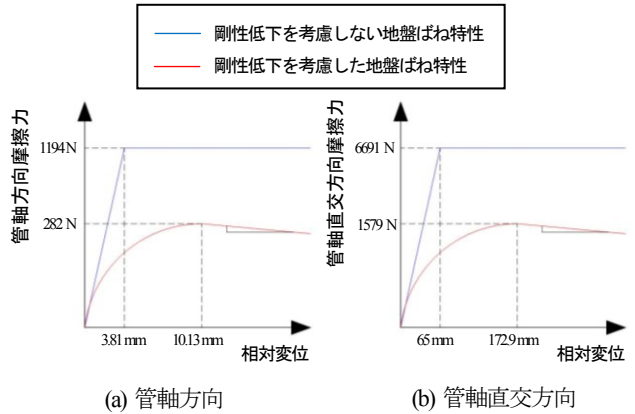


図-12 地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性

た場合の最大荷重 F_{D1} 、相対変位 δ_{D1} との関係を管軸直交方向に適用させることで、管軸直交方向の最大荷重 F_{D2} および地盤と管路との相対変位 δ_{D2} を算出した。

$$F_{D2} = \frac{F_{D1}}{F_{C1}} F_{C2} \quad (12)$$

$$\delta_{D2} = \frac{\delta_{D1}}{\delta_{C1}} \delta_{C2} \quad (13)$$

F_{C2} 、 δ_{C2} はそれぞれ管軸直交方向における地盤の剛性低下を考慮しない場合の最大荷重、相対変位である。なお、負の地盤ばね定数は管軸方向と同じ値を使用した。

図-12(b)に、管軸直交方向における地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性を、剛性低下を考慮しない場合の地盤ばね特性と併せて示す。

(4) 解析条件

盛土崩壊時には地盤の変形が顕著であるため、一般的に崩壊後の地盤変位を正確に計測することは非常に困難である。一方で、盛土崩壊時に管路に作用する外力を定式化できれば、盛土崩壊に伴う管路変位量を予測することが可能となる。そこで本研究では、盛土崩壊時に管路

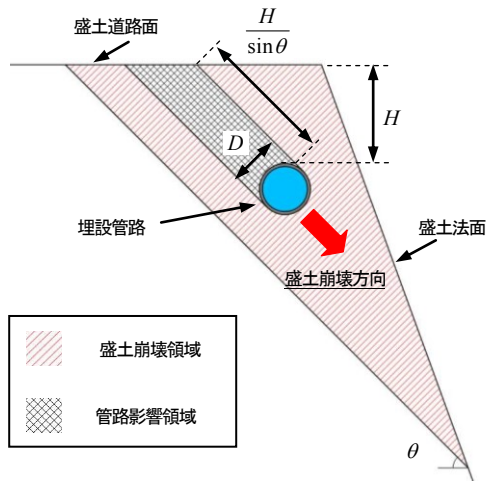


図-13 盛土崩壊により管路に影響を及ぼすと想定される領域

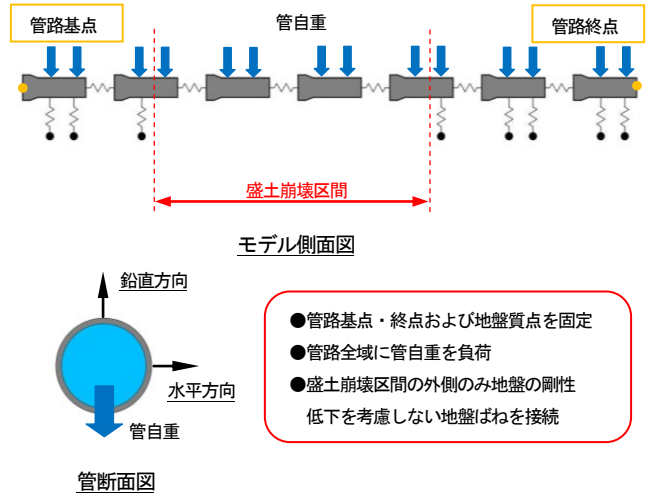


図-15 管自重の負荷条件

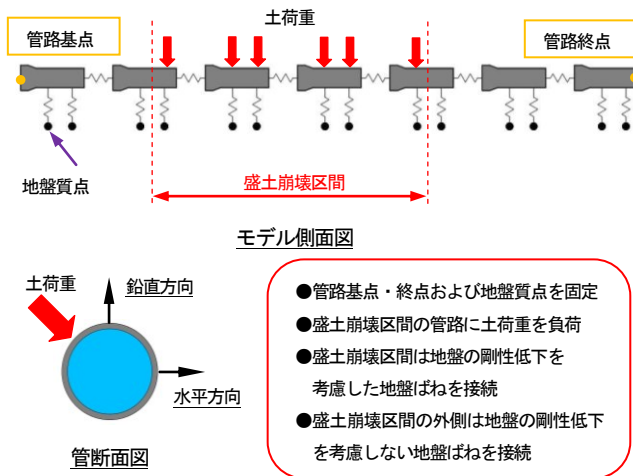


図-14 土荷重の負荷条件

に負荷される土荷重、および盛土崩壊後に管路に作用する管自重をそれぞれ算出して管路に負荷した上で、各条件で発生した管路変位量を足し合わせた。

a) 盛土崩壊時の管路への土荷重負荷方法

本報では、盛土崩壊領域のうち図-13に示す管路影響領域の地盤が管路に影響を及ぼすものと仮定した。ここでは、式(14)より土被り H 、管外径 D 、盛土崩壊面の角度 θ を使用して、管路 1m あたりの管路影響領域の体積 V_I を簡易的に算出し、式(15)より管路 1m あたりに負荷される土荷重 F_s を算出した。

$$V_I = \frac{HD}{\sin \theta} \quad (14)$$

$$F_s = C_I V_I \gamma_t \sin \theta \quad (15)$$

本報では、斜面崩壊時には管路周辺状況の急激な変化により管路に衝撃力を加味した土荷重が作用するものと

考えた。 C_I は衝撃係数であり、 $C_I = 2$ とした²⁾。また、盛土崩壊面の角度 θ は計測されていないため、ここでは 45° とした。

図-14に、管路への土荷重負荷条件を示す。盛土崩壊区間の地盤ばね特性のみ地盤の剛性低下を考慮し、盛土崩壊区間の管路に土荷重を負荷した。その上で、算出した管路変位量を水平方向、鉛直方向に分解した。

b) 盛土崩壊後の管路への管自重負荷方法

盛土崩壊区間では崩壊後に管路が露出するため、管自重により鉛直下方向に管路が大きく変位することが想定される。そこで、盛土が崩壊し管路が露出した区間では地盤ばねを管路に接続せず、管体自重および管内水重を管路にそれぞれ負荷した。管路 1m あたりに負荷される管体自重 F_p 、管内水重 F_w を式(16)、(17)より算出した。

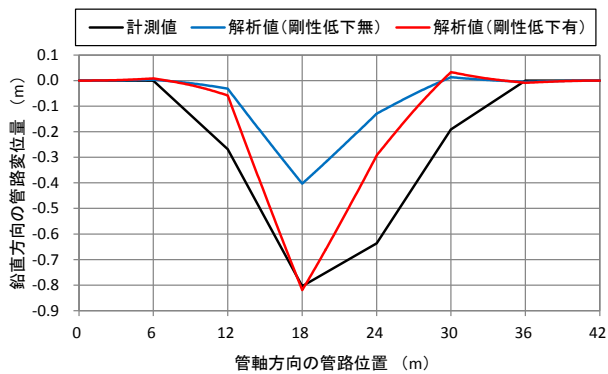
$$F_p = \frac{W}{L} g \quad (16)$$

$$F_w = \frac{D_I^2}{4} \gamma_w g \quad (17)$$

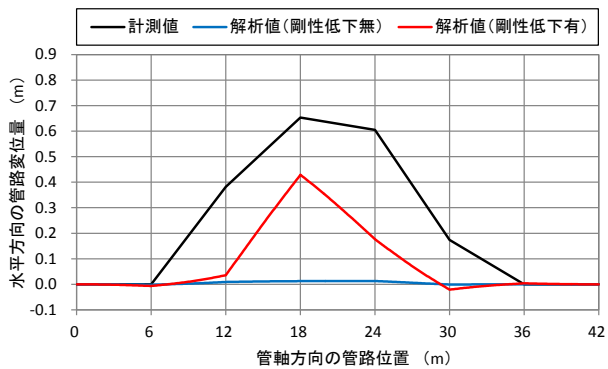
W は管 1 本あたりの質量、 L は管長、 D_I は管内径、 γ_w は水の単位体積重量、 g は重力加速度である。図-15に、管路への管自重負荷条件を示す。

3. 解析結果

盛土崩壊現場である解析対象位置で計測された管路変位量、継手屈曲角、継手伸縮量を対象として、解析結果と計測結果とを比較した。なお、管路変位および継手屈曲角は管軸直交方向の管路挙動を示すものであり、継手伸縮量は管軸方向の管路挙動を示すものである。



(a) 鉛直方向



(b) 水平方向

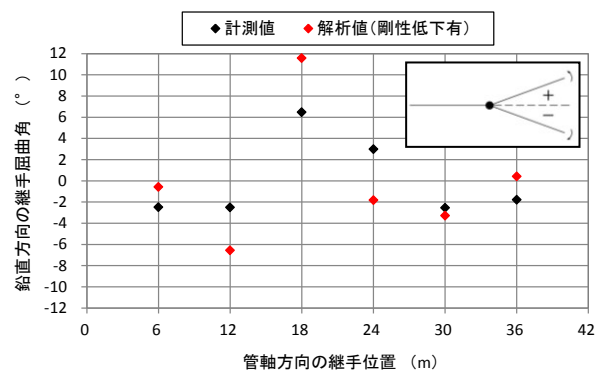
図-16 管路変位量

(1) 管路変位量

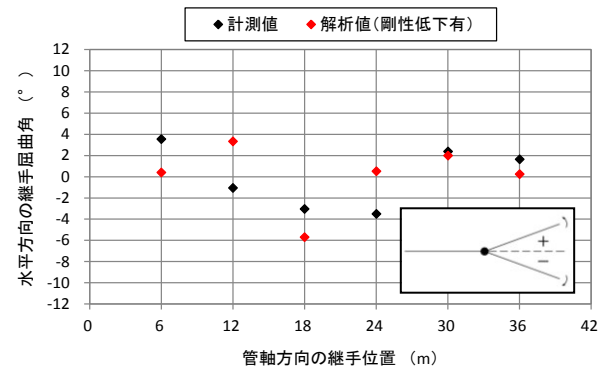
図-16 に、管路変位量の解析結果を地盤の剛性低下を考慮する場合、考慮しない場合それぞれで示す。図-16 中には盛土崩壊現場における計測結果を併せて示した。また、結果は管路の鉛直方向、水平方向それぞれで示し、鉛直方向の結果は管路が沈下する方向を負の値とした。管路は露出後に管自重の影響を大きく受けるため、計測値において水平方向に対して鉛直方向の管路変位量が大いことが確認できる。

地盤の剛性低下を考慮しない場合には、鉛直方向の最大管路変位量において計測値と比較して解析値は半分程度の値となった。一方で、水平方向の解析値は管路変位量がわずかであった。これは、地盤の剛性低下を考慮しなければ地盤の支持力の影響が大きく、土荷重を管路に与えるだけでは管路の変位量が小さいためと考えられる。

地盤の剛性低下を考慮した場合には、水平方向、鉛直方向共に解析において管路が最も大きく変位する位置は管路基点から 18m の継手位置であり、計測値と一致した。また、鉛直方向での最大管路変位量の計測値と同等であることが確認できる。一方で、水平方向では剛性低下を考慮しない場合と比較して管路に大きな変位が発生したものの、最大管路変位量の解析値は計測値の 2/3 程度であった。



(a) 鉛直方向



(b) 水平方向

図-17 継手屈曲角

以上より、盛土崩壊区間において地盤の剛性低下を考慮すれば地盤の支持力低下を再現でき、より計測値に近い解析値が得られることが確認できた。ただし、水平方向の最大管路変位量は計測値と比較して過小であった。これは、鉛直方向では露出後の管路に作用する管自重の影響が大きいものの、両方向共に計測値と比較して、地盤の剛性低下を考慮した解析では管路に変位が生じる範囲が小さいためと考えられる。以降の検討では、地盤の剛性低下を考慮した解析値と盛土崩壊現場における計測値との比較に焦点を絞ることとする。

(2) 継手屈曲角

図-17 に、地盤の剛性低下を考慮した継手屈曲角の解析結果を計測結果と併せて示す。継手屈曲角の正負の向きは図-16 の管路変位量に対応するものとして、管路の鉛直方向、水平方向それぞれで結果を示した。計測値と比較して解析では管路に変位が生じる範囲が小さい影響を受けて、解析対象区間全域としては解析値は計測値を再現できているとはいえない。特に管路基点から 18m の継手では、両方向共に計測値に対して解析値は 2 倍程度大きく屈曲する結果となった。

(3) 継手伸縮量

図-18 に、地盤の剛性低下を考慮した継手伸縮量の解

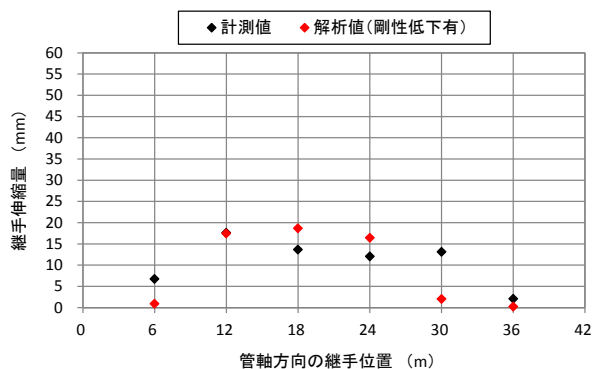


図-18 継手伸縮量

析結果を計測結果と併せて示す。継手の伸び量を正の値で、縮み量を負の値で示した。なお、結果は管軸方向一方向の値である。解析対象区間全域としては、解析値は計測値の再現性が高いことが確認できる。ただし、計測値と比較して解析値は伸びが発生する継手の範囲が小さい。これは、管軸方向においても計測値と比較して、地盤の剛性低下を考慮した解析では管路に変位が生じる範囲が小さいためと考えられる。

(4) 盛土崩壊区間外側の地盤の剛性低下に関する考察

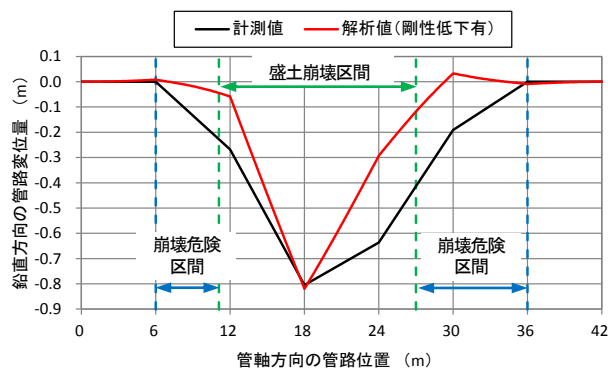
計測値に対して解析では、盛土崩壊に伴う管路の変位発生範囲が小さくなる原因を考察する。図-19 に管路変位量の解析値、計測値を盛土崩壊区間と併せて示す。

図-19 より、計測値では盛土崩壊区間よりも 5~10m 程度外側の範囲で、管路に大きな変位が発生していることが確認できる。これより、盛土崩壊区間の外側でも一定の範囲では地盤の変形に起因して、崩壊はしていないものの程度地盤の剛性が低下しており、そのため管路に大きな変位が発生したものと考えられる。図-19 中にはそのような区間を崩壊危険区間とし、ここでは管路に変位が生じた位置から盛土崩壊区間までの区間を崩壊危険区間として例示した。現状では、崩壊危険区間における地盤の剛性低下を考慮した地盤ばね特性の設定方法、および崩壊危険区間の範囲を検討できていないが、今後これらを明らかにし管路の挙動解析手法の精度を向上させる必要がある。

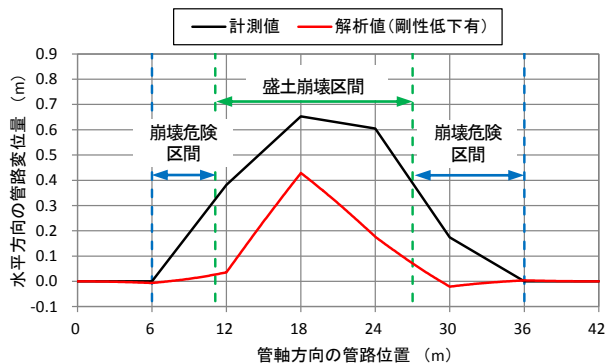
4. おわりに

盛土崩壊により耐震継手管路が露出した事例を対象に、地盤の一面せん断試験結果を活用して地盤の剛性低下を考慮した管路挙動解析手法を構築し、手法の有効性を検証した。本研究の結果を、以下に挙げる。

- (1) 鉛直方向の最大管路変位量や継手伸縮量に関しては、地盤の剛性低下を考慮した解析値は計測値の再現性



(a) 鉛直方向



(b) 水平方向

図-19 管路変位量と盛土崩壊区間との関係

が高い結果となった。これより、従来の地盤ばね特性に対して、一面せん断試験結果を基に地盤の剛性低下を考慮することが有効である可能性が高いことが示唆された。

- (2) 水平方向の最大管路変位量や管路変位の発生する範囲に関しては、計測値に対して地盤の剛性低下を考慮した場合の解析値は過小となった。本報では盛土崩壊区間のみ地盤の剛性低下を考慮しているが、崩壊区間の外側でも地盤の剛性が低下したため、管路に大きな変位が発生した可能性がある。

解析手法の精度向上に向け、盛土崩壊区間外側での地盤の剛性低下を考慮する方法を検討する必要がある。

また、本報では盛土崩壊領域のうち図-13 に示す管路影響領域の地盤が管路に影響を及ぼすものと仮定したが、実際にどの程度の地盤領域が管路に影響を及ぼすのか明らかにはなっていない。さらに盛土崩壊面の角度についても検討の余地が多い。今後は模型実験を実施し、これらの課題に取り組む予定である。

参考文献

- 1) 産業技術総合研究所 地質調査総合センター 平成 30 年北海道胆振東部地震の関連情報 (最終閲覧日: 2019 年 9 月 9 日)
<https://www.gsj.jp/hazards/earthquake/hokkaido2018/index.html>
- 2) 林春己: 平成 30 年 7 月豪雨に耐えた GX 形ダクトイル鉄管について, ダクトイル鉄管, 第 104 号, pp. 26-31, 2019.
- 3) 三原正幸: 豪雨による護岸道路崩壊で露出したダクトイル管路の健全性の検証, 日本水道協会水道研究発表会講演集, pp. 133-136, 2018.
- 4) 高田至郎, 岡田健司: 地中管路の耐震化 耐震設計基準の基礎と実務, pp. 133-136, 環境新聞社, 2016.
- 5) 野々山英人, 八嶋厚, 沢田和秀, 森口周二, 井上裕: 一面せん断試験における砂のせん断挙動の可視化とその数値シミュレーション, 第 21 回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp. 134-135, 2009.
- 6) 保積克彦: 道路盛土破壊に伴う地中埋設管の挙動解析, 平成 17 年度金沢大学修士学位論文, pp. 33-44, 2006.
- 7) 日本ダクトイル鉄管協会: 便覧 第 12 版-1, pp. 188-189, 2011.
- 8) 日本ダクトイル鉄管協会: ダクトイル鉄管ガイドブック, pp. 238-248, 2018.
- 9) 日本ダクトイル鉄管協会: SII 形ダクトイル鉄管接合要領書, pp. 2-5, 2006.
- 10) 日本ダクトイル鉄管協会: NS 形ダクトイル鉄管, pp. 1-21, 2005.
- 11) 矢部正宏: 現場技術者のための N 値を用いた基礎・土留の設計計算法の実例, 近代図書, 1981.
- 12) Terzaghi, K and Peck, R, B: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1948.
- 13) 土質工学会: 土質調査法, 1982.
- 14) 地盤工学会: 地盤調査 基本と手引き, pp. 105-112, 2005.
- 15) J-SHIS 地震ハザードステーション (最終閲覧日: 2019 年 9 月 9 日)
<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>
- 16) 国土地盤情報検索サイト Kunijiban (最終閲覧日: 2019 年 9 月 9 日)
<http://www.kunijiban.pwri.go.jp/jp/>
- 17) 今川暢人: 埋設管路の大規模地盤変形による挙動解析のための外力評価, 平成 30 年度金沢大学修士学位論文, pp. 19-30, 2019.
- 18) ASCE: American Lifelines Alliance Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe, pp. 68-76, 2001.
- 19) 石原研而: 第 2 版 土質力学, pp. 4-6, 丸善, 2001.
- 20) 地盤工学会: 土質試験 基本と手引き, pp. 17-26, 2001.
- 21) 稲田重男, 川喜田隆, 本荘恭夫: 改訂新版 機械設計法, pp. 12-13, 朝倉書店, 1983.

(?)

STUDY ON ANALYSIS METHOD ABOUT BEHAVIOR OF SEISMIC TYPE DUCTILE IRON PIPES CONSIDERED DECREASE OF GROUND STIFFNESS IN EMBANKMENT FAILURE

Koichi MORIMOTO, Masakatsu MIYAJIMA and Masato IMAGAWA

Large-scale ground motion often have caused failure of road embankment in Japan. If water pipelines were buried in the road embankment, the pipelines will have a risk of break or water leakage in embankment failure. Seismic type ductile iron pipes have not been damaged and have passed water after embankment failure, because those joints have extension and contraction function, bend performance, and separation preventing performance. If we use numerical analysis which is one approach to analyze behavior of seismic type pipeline in embankment failure, we will have to consider the decrease of ground stiffness influenced large ground deformation. However, the specific method to consider the decrease of that have not been established. In this study, we constructed the analysis method considered the decrease of ground stiffness with the soil test result, and analyzed effectiveness of the method to compare measured value and analysis value about pipeline behavior in embankment failure.