

地下通信管路の簡易的な耐震性能評価に関する検討

NTT アクセスサービスシステム研究所 正会員 奥津 大
同上 正会員 藤橋 一彦
東洋大学工学部環境建設学科 正会員 鈴木 崇伸

1.はじめに

構造物の耐震性能評価には色々な方法があるが、基本となるのは地震時に作用する外力と構造物が持つ耐力との比較である。本稿では、地盤変位吸収能力を評価尺度として簡易的な耐震性能評価手法を検討した。この手法は、地震時に構造物に働く外力を地盤変位で代表させ、管の変形メカニズムを考慮して、限界耐力に相当する変位量を計算するもので、個々の構造物がどの程度まで外力に耐えられるかを判断するのに便利である。

本稿では、地盤変位吸収能力の物理的意味合いを明確にし、NTT の代表的な地下構造物に当てはめて概略性能を評価した。

2.軸変形

2.1 地盤バネによる応答モデル

地下構造物の地震時応答は地盤の動きをバネを介して構造物に与えることによって計算される。ここでは軸方向の変形のみ注目して、構造物の軸方向の変位分布を $u_p(x)$ 、軸剛性をEA、単位長さあたりの地盤バネ係数をK、地盤変位の分布を $u(x)$ とすると、微小区間の釣り合いから式-1の微分方程式が得られる。また、地盤変位を振幅 u_0 、波長 L_w の正弦波と仮定すると、地盤及び構造物の変位分布はそれぞれ式-2、3で表される。

$$EAu_p'' = K(u - u_p) \quad \text{式-1}$$

$$u(x) = u_0 \sin\left(\frac{2\pi}{L_w} x\right) \quad \text{式-2}$$

$$u_p(x) = \frac{u_0}{1 + \frac{EA}{K} \left(\frac{2\pi}{L_w}\right)^2} \sin\left(\frac{2\pi}{L_w} x\right) \quad \text{式-3}$$

これらの式中 EA、K は構造モデル及び地盤モデルで決まる定数であるので、波長 L_w を変化させて構造物の軸力が最大となる時の変位量を求めると地盤変位吸収能力 δ_f は式-4で表される。式中の P_f は継手の強度である。

$$u_{p \max} = \delta_f = \frac{2N_{\max}}{\sqrt{EAK}} = \frac{2P_f}{\sqrt{EAK}} \quad \text{式-4}$$

2.2 管と地盤のすべりを考えたモデル

構造物の応答が大きく、限界値に達して損傷するような条件では、構造物周囲の地盤も塑性化する。このように、ある相対変位以上になると構造物周面に働く力が一定となるバイリニアな特性をもつ場合を考える。一端が地中で固定されているはりの周辺地盤が $u_0(x)$ だけ軸方向に移動するモデルでは、構造物を a) 固定点付近の等分布力が作用する区間 L_s 、b) 相対変位に比例した力を受ける区間、c) 地盤変位と一致する区間に分けることができる。検討モデルを図-1に示す。

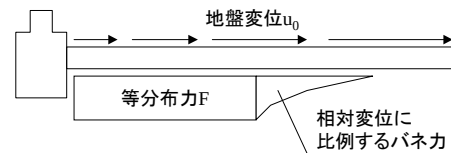


図-1 すべりを考慮した地盤変位と外力

区間 a、b+c の変位をそれぞれ u_1 、 u_2 、単位長さあたりの抵抗力をF、区間長を未知量とすると、微小区間の釣り合い式は式-5、6で表される。

$$EAu_1'' = -F \quad (0 \leq x \leq L_s) \quad \text{式-5}$$

$$EAu_2'' = -K(u_0 - u_2) \quad (L_s \leq x) \quad \text{式-6}$$

地盤の弾性限界の相対変位を Δ_g とすると、境界条件は次の通りとなる。

Keywords 地盤変位吸収能力、耐震性能評価、地下通信管路

〒305-0805 茨城県つくば市花畑 1-7-1 TEL.0298-52-2541 FAX.0298-52-2593

$$u_1(0)=0, u_2(\infty)=u_0$$

$$u_1(L_s)=u_2(L_s)=u_0-\Delta_g, EAu_1'(L_s)=EAu_2'(L_s)$$

この方程式を解くと、すべりを生じる区間長 L_s が地盤変位量 u_0 、軸剛性 EA 及び周面に作用する地盤抵抗力 F から近似的に計算できる。最大軸力は固定点に発生し、この値より地盤変位吸収能力は式-7で表される。

$$\delta_f = \frac{N(0)^2}{EAK} = \frac{P_f^2}{EAK} \quad \text{式-7}$$

なお、地盤中に固定点がない場合には、対称モデルを考え、地盤変位吸収能力は2倍になる。

2.3 伸縮継手が含まれる場合

伸縮構造の継手が含まれる場合には、構造物の軸変形は伸縮継手部で吸収され、継手の強度に達する地盤変位は大きくなることが期待されるので、次のように考える。

(1) 離脱防止機構がない場合

構造物は軸変形量 δ が引張の限界値 Δ_s に達するまで耐えられるとし、複数の伸縮継手がある場合でも最大変形となる箇所では地盤変位吸収能力が規定されると考えるため、相乗効果は考慮しない。

(2) 離脱防止機構がある場合

構造物は引張変形の限界値 Δ_s に離脱防止機構の引張強度から求められる地盤変位吸収能力 δ_f を加えた値まで耐えられるとする。すべりを考慮しない場合には、(1)と同様であるが、すべりを考慮する場合は P_f/F の区間にある継手の伸縮量の和に地盤変位吸収能力 δ_f を加えた値まで耐えられるとする。

3 地下通信設備の概略評価

前節において簡単な解析モデルを仮定して、強制的に与える地盤変位と継手の強度、剛性、地盤反力の関係を定式化した。本節では、これらの評価式を用いて NTT の地下通信管路の地盤変位吸収能力を試算してみる。但し強度や地盤反力など不確

定な部分もあるため、参考的な試算である。また試算するにあたって以下の仮定をした。

- 1) 単位面積あたりの地盤バネ係数は 0.6kgf/cm^2 とし、周長をかけて単位長さあたりのバネとする。
- 2) 地盤反力の上限値は 0.1kgf/cm^2 とする
- 3) 継手等の限界値は過去の実験データをもとに概略値を設定する。

3.試算結果と考察

バネ支持モデル及びすべりモデルによる試算結果を表-1に示す。バネ支持モデルでは、バネによる拘束力が大きく働くために地盤変位吸収能力は小さく計算されている。一方、すべりモデルによる試算結果は、バネ支持モデルと比較すると地盤の拘束力が低減されているので地盤変位吸収能力は大きくなる。現行仕様である PLPS、PLI、PV 管は6～12cm 程度の地盤変位吸収能力を持つと予想され、通常地震動に対しては十分耐えられる構造であることが確認できる。それに対して、旧仕様である I 管、C 管は継手強度が低いことから、地震動による被害もあり得ることを示している。

管路においては周辺地盤の拘束が上限値を持つために、すべりを考慮したモデルの方が適切と考えられる。

4.おわりに

本稿では、地下構造物の耐震性能を地盤変位吸収能力を用いて簡易に評価する方法を検討した。この手法では構造物の耐震性能を構造物の剛性、強度、地盤の抵抗力等で表現できる。この手法で NTT の通信管路について概略評価を行ったところ、良好な結果を得た。この手法は設置環境を考慮した既設設備の耐震面での更改の優先順位付けに有効であると考えられる。

今後は、モデルについてさらなる検討を行うとともに、地盤反力や継手強度を詳細に設定し、より実用的な手法にするべく検討を続けていく予定である。また、曲げ変形を考慮したモデルについても検討を進めており、別の機会に報告したい。

表-1 地下通信管路の軸方向地盤変位吸収能力の概略計算結果

		Δ_s	EA	P_f	K	F	バネ支持モデル	すべりモデル
管路種別		(cm)	(kgf)	(kgf)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm)	$\Delta_s + \delta_f$ (cm)	$\Delta_s + \delta_f$ (cm)
鋼管	SA	0	2.35E+07	20500	16.6	3	2.08	5.96
	PS	0	2.35E+07	20500	16.6	3	2.08	5.96
	PLPS	0	2.35E+07	21000	16.6	3	2.13	6.25
鋳鉄管	I	0	3.09E+07	16000	35.2	3	0.97	2.76
	PLI	0	3.09E+07	26000	35.2	3	1.58	7.30
ビニル管	V	0	5.49E+05	3500	8.2	3	3.30	7.44
	PV	11	4.58E+05	1490	8.2	3	12.54	12.62
コンクリート管	C	0	2.00E+06	2000	21.5	3	0.61	0.67