

地中構造物の地震時軸変形解析に関する一考察

鈴木 崇伸¹

¹東洋大学理工学部都市環境デザイン学科
(〒350-8585 埼玉県川越市鯨井2100)
E-mail:tsuzuki@toyonet.toyo.ac.jp

地中構造物の特徴として、空間的に広がりを持つ点があげられる。軸変形解析は地盤条件の異なる地点を通過することからも、地震動の入力方法が問題とされる。いろいろな方法が提案されているが、定常波モデルに注目して、境界条件や地盤バネモデルの影響、地震動の局地的な増幅の影響を取り入れる検討を行った。最近では性能設計へのシフトが急ピッチで進んでいるが、地中構造物の終局状態を把握できる軸方向解析技術が必要とされる。

Key Words : *underground structure, axial deformation, seismic design, stationary wave model, boundary condition*

1. はじめに

兵庫県南部地震の地中構造物の被害を受けて、設計を高度化するための研究が精力的に行われた。構造物の保有する性能を設計者が規定する性能設計への流れもあり、地中構造物の設計法のさらなる高度化が望まれている。

その中でも地中構造物の縦断方向の解析には、課題が多いと考えられる。断面方向の解析は、FEM解析により扱いやすいモデルであるため、多くの研究者が扱ってきている。一方で、3次元解析も試みられているものの、軸方向に関しては、従来の設計法を見直すまでにはいたっておらず、設計地震動だけがレベル2に引き上げられている。解析モデルや性能評価方法も合わせて高度化する必要がある。

断面方向の検討が進化した一因は、兵庫県南部地震の地下鉄駅舎の崩壊がある。逆に、縦断方向の進展があまりなかった一因として、軸変形が原因となった被災事例が少ないことがあげられる。なぜ断面方向に比べて軽微な損傷であったかという明確な説明もないが現状であろう。

本研究は、性能設計に適した簡便な軸変形解析方法を構築することを目指して、現状の静的解析法の適用範囲を明確にする。応答変位法と総称される計算手法でどこまで解析が可能かを検討し、構造物の終局状態まで追跡できるように改良するための課題は何かを明確にする。広がりのある地盤データの処理方法や、適正な性能保証方法などのいろいろな課題はあげられるが、軸変形解析方法に限って検討し

た結果を報告する。

2. 地震動の入力方法

地中構造物の特徴として、空間的に広がりを持つ点があげられる。地上構造物の多くは1本のボーリングデータをもとに地表の地震動を決め、構造物の応答を計算して安全確認をする手順で完結できる。一方、地中構造物の場合は横断面方向の設計に関しては同じ手順となるが、軸方向は地盤条件の異なる地点を通過することから、地震動の入力方法が問題とされる。最近では性能設計へのシフトが急ピッチで進んでいるが、地中構造物の終局状態を把握できる軸方向解析技術が必要とされる。

地中構造物の軸方向解析において、地震動の入力方法は4つに大別される。表-1に大別したモデルを示している。定常波モデルは、多くの設計指針で採用されているモデルであり、変位振幅と正弦波の波長が基本パラメータとなる。振動数あるいは周期は振幅や波長を決める際のサブパラメータとして扱われる。通常的设计では時間項は無視して、変位の空間分布だけを扱うことが多い。地盤ひずみは変位振幅と波長の比に比例する。

進行波モデルは、表面波成分に注目して地表面にそって進行する波動を入力するモデルである。ガス導管設計指針ではRayleigh波の位相速度を用いて設計手順をまとめているが、時間項は無視して静的解析に置き換えている。進行波の場合、速度振幅と位相速度の比から地盤ひずみが計算できる。

表-1 軸方向解析の地震動入力方法

モデル名	定常波	進行波	モード解析	FEM解析
概要	地盤の固有振動を定常波(正弦波)でモデル化	地盤の固有振動に対応する進行波でモデル化	モード解析に基づいて地盤振動をモデル化	地盤をモデル化して、動的解析を実行
入力地震動	$u(t,x)=U\sin(2\pi x/L)*e^{i\omega t}$	$u(t,x)=U\sin(\omega t-2\pi x/L)$ $=U\sin\omega(t-x/v)$	$u(t,x)=X(x)*Ue^{i\omega t}$	基盤加速度を入力し、 $u(t,x)$ を直接計算
ひずみの算定式	$\varepsilon=2\pi U/L$	$\varepsilon=\omega U/v$	$\varepsilon=U \cdot X'(x)$	要素ひずみを算出

モード解析モデルは、定常波モデルを一般化したもので、地盤モデルの振動特性として、固有振動数と固有モードを算出して、地中構造物に作用させる方法である。モードの重ね合わせにより、時刻歴計算が可能である。モードが固定されてしまうため、地盤条件が時間変化する場合には等価線形処理をする必要がある。地盤条件に応じたバネと質点を並べる計算方法は、基本モードだけを簡便に抽出する方法といえる。

FEM解析は、地盤条件に従って地盤モデルを作成し、基盤から地震動を入力して計算する、最も高度な解析法である。地盤物性の時間変化も克明に追跡が可能である。しかし、解析に手間がかかることと、地盤条件が解析に対して不十分になるケースがある点が問題となる。また地盤と地中構造物の接触のモデル化が難しいため、地盤の動的解析と地中構造物の軸変形解析を別に行うことが多い。

本研究の最終的な目標は、性能設計に適した簡便な軸変形解析方法を構築することに置いているが、一長一短がある解析法のうち、最も簡単な定常波モデルでどこまで分析が可能かを検討する。

3. 地盤ばねモデル

(1)定常波入力

地下構造物の軸変形は、地表面にそって位相差を持つ波動を仮定して算出される。実体波の斜め入射を仮定する場合、表面波を仮定する場合、動的解析により求める場合などがあるが、変位振幅と波長が軸変形計算の基本条件となっている。地下構造物は周面で土と接触し、周辺地盤の変形の影響を受ける。剛性の異なる物体の接触問題は解析的に煩雑であるため、ばねに置き換えて、地盤の拘束の影響を近似するのが一般的である。

多くの実験結果によれば、地盤バネは地盤反力が変位に比例する弾性的性質と、変位に関係なく一定値となる塑性的性質を有する。弾性モデルの場合、地盤バネを K 、軸剛性を EA 、地盤変位を $U(x)$ 、地下構造物の変位を $u(x)$ とすると支配方程式は次式となる。

$$EAu'' = -K(U-u) \quad (1)$$

地盤バネと軸剛性の比を λ^2 として、一般解を計算すると、(3)式が得られる。地盤バネ係数が大きいほど λ は大きくなり、軸剛性が大きいほど λ の値は小さくなる。

$$\lambda = \sqrt{\frac{K}{EA}} \quad (2)$$

$$u(x) = Ae^{\lambda x} + Be^{-\lambda x} + \lambda \int_0^x \sinh \lambda(x-s) \cdot U(s) ds \quad (3)$$

ここに、 A と B は境界条件から決まる定数である。振幅 U_0 、波長 L の定常波を考える。式で表すと次式となる。時間変化は式には入らないが、一定の振動数で変化する振動を仮定している。

$$U(x) = U_0 \sin\left(\frac{2\pi}{L}x\right) \quad (4)$$

この場合、一般解の定数 A と B は0となり、多くの設計指針で採用されている軸変形の計算公式が得られる。

$$u(x) = C_1 U_0 \sin\left(\frac{2\pi}{L}x\right) \quad (5)$$

$$C_1 = \frac{1}{1 + \frac{EA}{K} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \quad (6)$$

C_1 は無次元量の係数であり、地盤バネと軸剛性の比を用いて書き直すと次式となる。

$$C_1 = \frac{(L\lambda)^2}{4\pi^2 + (L\lambda)^2} \quad (7)$$

式中の $L\lambda$ は無次元化した波長であり、入力波長によって係数 C_1 は増減する。周期変動する地盤のひずみの最大値は次式であり、地下構造物の軸ひずみは、

表-2 境界条件を設定した解析結果

境界条件	計算結果	最大値
$u(0) = 0, x \rightarrow \infty$ で有界	$u(x) = C_1 U_0 \left\{ -\sin \phi \exp(-\lambda x) + \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right) \right\}$ $\varepsilon(x) = C_1 U_0 \left\{ \lambda \sin \phi \exp(-\lambda x) + \frac{2\pi}{L} \cos\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right) \right\}$	$ \varepsilon(0) _{\max} = C_1 U_0 \sqrt{\lambda^2 + \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2}$ $= \sqrt{C_1} \lambda U_0$
$u(0) = U(0), x \rightarrow \infty$ で有界	$u(x) = U_0 \left\{ (1 - C_1) \sin \phi \exp(-\lambda x) + C_1 \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right) \right\}$ $\varepsilon(x) = U_0 \left\{ -\lambda(1 - C_1) \sin \phi \exp(-\lambda x) + \frac{2\pi}{L} C_1 \cos\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right) \right\}$	$ \varepsilon(0) _{\max} = U_0 \sqrt{\lambda^2(1 - C_1)^2 + C_1^2 \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2}$
$u'(0) = 0, x \rightarrow \infty$ で有界	$u(x) = C_1 U_0 \left\{ \frac{2\pi \cos \phi}{\lambda L} \exp(-\lambda x) + \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right) \right\}$ $\varepsilon(x) = C_1 U_0 \left\{ -\frac{2\pi \cos \phi}{L} \exp(-\lambda x) + \frac{2\pi}{L} \cos\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right) \right\}$	$ u(0) _{\max} = C_1 U_0 \sqrt{\left(\frac{2\pi}{L\lambda}\right)^2 + 1}$ $= \sqrt{C_1} U_0$

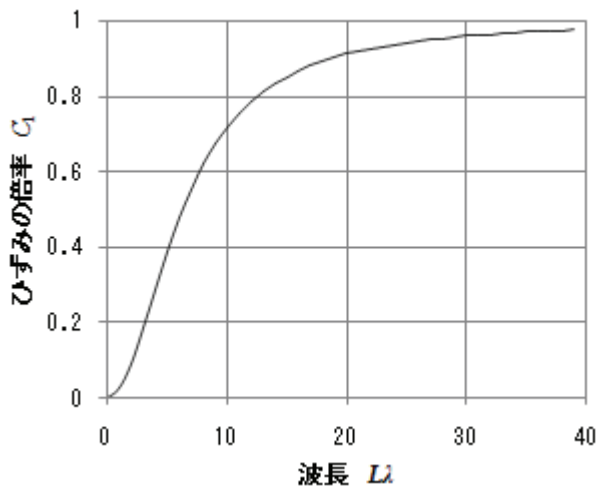


図-1 波長と最大ひずみの関係

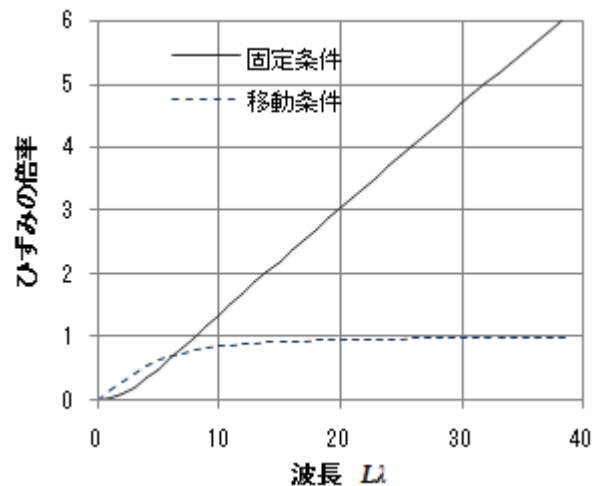


図-2 波長と境界上のひずみの関係

地盤ひずみの C_1 倍となる。

$$|U'(x)|_{\max} = \frac{2\pi}{L} U_0 \quad (8)$$

係数 C_1 の波長による変化を分析する。無次元化した波長を用いて C_1 を計算した結果を図-1に示す。 $L\lambda = 5$ のとき $C_1 = 0.5$ 程度、 $L\lambda = 10$ のとき $C_1 = 0.7$ 程度、 $L\lambda = 20$ のとき $C_1 = 0.9$ 程度となり、波長が長くなると倍率は1に近づくグラフとなっている。 $C_1 < 1$ であるために、地盤ひずみ以上の軸ひずみは発生しないことになる。

(2) 構造物の境界条件の影響

境界条件の影響として、地盤振動の境界条件と構造物の境界条件が考えられるが、ここでは構造物の境界条件を考える。地下構造物が剛な構造物に接続されている場合には、固定条件に相当する。また伸

縮機構を有する場合には自由条件、さらにこれらの中間の条件として、地盤と同じ動きをする条件が考えられる。3つの境界条件に対して、定常波入力をした場合の解析解を求める。

(1)の検討では x の範囲を設定しなかったが、境界条件を導入するために、 x は非負の範囲とし、 $x=0$ に条件を設定して計算する。また、定常波も位相差を考慮して計算する。入力地震動は次式とする。

$$U(x) = U_0 \sin\left(\frac{2\pi}{L}x + \phi\right) \quad (x \geq 0) \quad (9)$$

3種類の境界条件と、計算結果を表1にまとめている。前述した C_1 と位相 ϕ によって変化する式になっている。周期変動する項に加えて、指数項が追加され、境界条件の影響が表れている。

境界条件を設定した $x=0$ の軸ひずみについて分析

する。x=0の軸ひずみは位相差φによって変化するが、位相差を変化させて最大値を計算する。図-1と同様に、地盤振動の最大ひずみで除して無次元化したひずみの倍率を、無次元化した波長Lλに対して計算した結果を図-2に示す。固定条件の場合、固定部に発生する軸ひずみは直線的に増加する。Lλ=10のとき1.4倍程度、Lλ=20のとき3.0倍程度となっている。入力波長が長くなるほど、軸ひずみが増大するが、地盤ひずみ以上の軸ひずみが発生することになる。一方、構造物の端部が地盤に追従して移動するモデルの場合には、発生する軸ひずみは高々地盤ひずみ程度となっている。

さて、耐震対策として伸縮継ぎ手を用いた場合は、端部で軸応力が0となる境界条件で計算される。伸縮継ぎ手の変位量は、地盤変位量をC₁の平方根倍した量となっている。図-3に波長を変化させたときの变化を地盤変位の振幅U₀に対する倍率で示している。波長が長くなると、地盤変位の振幅に漸近していくカーブとなっている。伸縮しろ以上の変位が発生する場合には、応力を0とする境界条件は適用できない。伸縮機構の変形メカニズムについては後段で考察する。

3. すべりモデル

(1) 非線形な地盤反力の場合

状態によって地盤反力が非線形に変化する場合には、地盤反力をR(u,U)として、支配方程式と一般解は次式となる。地下構造物の変位をu(x)、軸剛性をEAとしているのはバネモデルと同様である。

$$EAu'' = -R(u,U) \quad (10)$$

$$u(x) = A + Bx - \frac{1}{EA} \int_0^x (x-s)R(u,U) ds \quad (11)$$

ここに、A,Bは境界条件から決まる定数である。

地下構造物の場合、地盤反力は実験結果に基づいてバイリニアで表されることが多い。図-4にモデル図を示すが、地盤と地下構造物の相対変位U-uに比例して地盤反力が増加する区間と、地盤反力が一定値になる区間が相対変位Δ_gで接続されている。バネモデルで分析したように、地盤変位の増加に追従して地下構造物の変位も増加し、相対変位も増加する。相対変位が一定値を超すと地盤反力は頭打ちとなるモデルとなっている。

正弦波入力の場合に、バネモデルとすべりモデルが混在する解析解はガス導管設計指針に記載されている。ここでは、地盤変位UがΔ_gに比べて十分大きくなった条件を考えてみる。図-5にモデル図を示すが、ある波長で地盤変位が地下構造物に作用するとき、地盤反力は頭打ちとなるため、等分布力が働くモデルとなる。このとき、力の釣り合いから、地下構造物の軸力Nは次式で求められる。

$$N = \frac{1}{4} K \Delta_g L \quad (12)$$

この式によれば、地盤変位には関係なく、地盤反力の上限值に1/4波長の長さかけた値となっている。

(2) 地盤変位と軸力のバイリニア近似

地盤変位が小さいときには、軸力は地盤変位に比例して増加し、地盤変位が十分大きくなると地盤変位に関係なく一定値になる関係をバイリニアでモデ

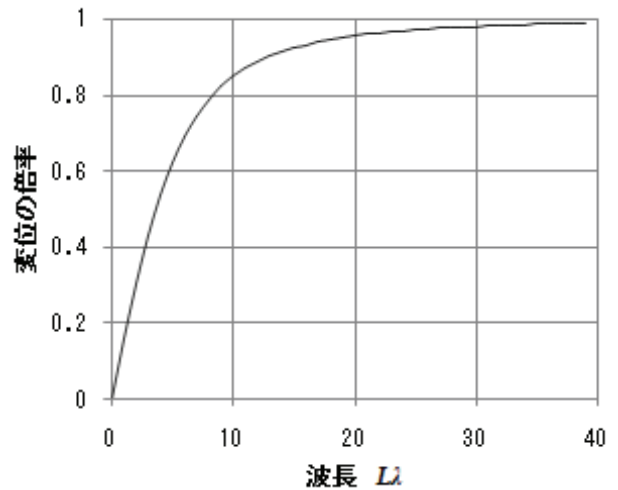


図-3 波長と自由境界に生じる変位の関係

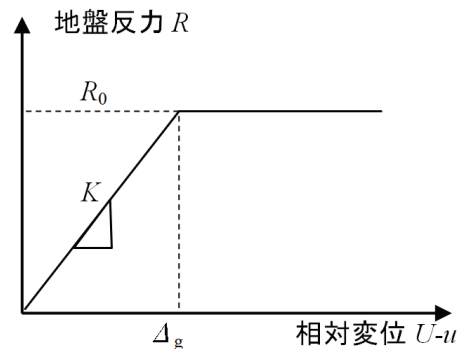


図-4 相対変位と地盤反力のモデル表示

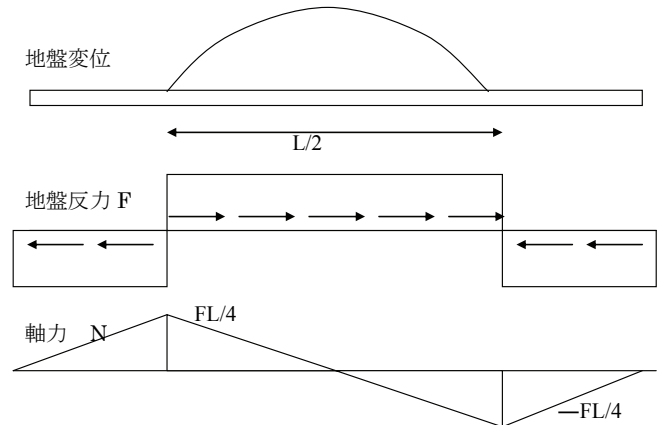


図-5 すべりを生じる場合の解析モデル図

ル化する。波長 L の定常波入力を考える。地盤と地下構造物の相対変位が Δ_g になるときの地盤振動の振幅を U_1 とする。このとき次式が成り立つ。

$$U_1 - C_1 U_1 = \Delta_g \quad (13)$$

U_1 について方程式を解くと次式となる。

$$\begin{aligned} U_1 &= \frac{\Delta_g}{1 - C_1} \\ &= \frac{1}{4\pi^2} (4\pi^2 + (L\lambda)^2) \Delta_g \end{aligned} \quad (14)$$

地盤変位が最大となる点ですべりが生じ始める地盤変位が求まった。 U_1 以上の変位では、ある区間ではすべりを生じ、その他の区間ではバネ支持となり、複雑な式で表される。そこで U_1 までの線形関係を延長して、上限値に達する点の地盤変位を U_2 として簡略なモデルを作成する。地盤変位 U_2 において

$$EA \frac{2\pi}{L} C_1 U_2 = \frac{1}{4} K \Delta_g L \quad (15)$$

が成り立つとして U_2 について解くと、

$$\begin{aligned} U_2 &= \frac{1}{8\pi} (4\pi^2 + (L\lambda)^2) \Delta_g \\ &= \frac{\pi}{2} U_1 \end{aligned} \quad (16)$$

となる。この値は U_1 の $\pi/2$ 倍となっている。 U_2 は軸力の増加に地盤反力が抵抗できなくなる時の地盤変位であるが、波長、すべりを生じる相対変位、地盤ばねと軸剛性の比率から計算できる。

図-5にバイリニアモデルのグラフを示している。地盤変位 U の増加に伴って、部分的なすべりを考慮した場合には、軸力は点線で示したような変化をするが、 U_1 以下の線形区間を延長して上限値との交点 U_2 を決め、バイリニアモデルとしている。地盤変位 U_2 以下では線形、 U_2 以上では一定値になる簡単な関係で近似した。図-5に対応したバイリニアモデルで地盤変位—軸力の関係を定式化することで、終局状態の追跡が簡単に行えるようになる。

(3) 伸縮機構がある場合の軸変形

バイリニア近似したモデルを使って、伸縮機構を取り入れた場合の軸変形を考えてみる。伸縮継ぎ手は前述したように自由境界となるために、応力度が0となる条件である。しかしながら、構造上、摩擦や若干の剛性を有するのが通常であり、また一定量の伸縮は許すものの限界値が存在する。実験から決まる継ぎ手の剛性を k_j 、継ぎ手の限界変位変位を u_j とすると、地盤変位が u_j に達するまでは、地中構造物本体に発生する軸力はわずかである。

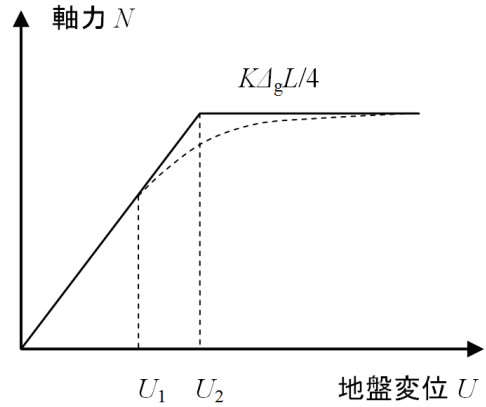


図-5 地盤変位と軸力の関係

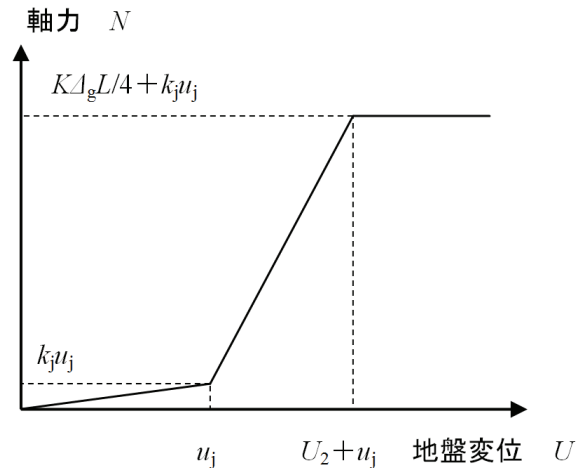


図-6 伸縮継ぎ手の軸変形モデル

表-3 伸縮継ぎ手の軸変形の計算式

地盤変位 U	軸力 N
$U < u_j$	$N = \frac{2\pi k_j I_j U}{L}$
$u_j < U < U_2 + u_j$	$N = \frac{2\pi E A C_1 U}{L} + k_j u_j$
$U > U_2 + u_j$	$N = \frac{K \Delta_g L}{4}$

限界値以上の地盤変位に対しては、構造本体の剛性と地盤バネで抵抗し、地盤変位に比例した軸力が発生する。さらに地盤変位が大きくなると、地盤バネがすべりを生じるようになり、軸力は一定値になる。以上のメカニズムを模式図にしたのが図-6であり、トリリニアのパターンとなっている。表-3にその計算式を示している。伸縮機構を取り入れることにより、図-5に示したグラフが右上方向にシフトする。継ぎ手の強度が本体と同等ならば、安全を保證できる地盤変位が増大する。逆に継ぎ手の強度が不足する場合には、破壊時の地盤変位が低下することもありうる。伸縮しると継ぎ手の強度をあわせて考える必要があるが、バイリニア近似した変形モデルは限界状態の分析に便利である。

4. 計算例

(1) すべりを生じる地盤変位

3章で述べたバイリニア近似モデルを用いて、具体的な計算例を示す。計算条件として必要とされるのは、構造条件として、軸剛性 EA 、地盤ばね K 、地盤ばねが降伏する変位 Δ_g の3つ、地震動の条件として地盤変位 U 、波長 L の2つの合計5つとなる。軸剛性は定数として扱うため、非線形性を考慮するときには等価剛性を用いることになる。軸剛性 EA と地盤ばね K は比率の形で用いられるため、比率の平方根 λ をパラメータとする。変数は4つとなる。

式(16)に軸力が地盤変位に比例する状態から、地盤変位と無関係に一定値になる境界値 U_2 の計算式を示している。ここで、 $\Delta_g=0.01$ [m] として、 λ と波長 L を与えて地盤変位を計算したのが図-7である。 $\lambda=0.1, 0.2, 0.3$ [1/m] の3ケースを示している。地盤変位に関して増加関数となり、地盤変位が大きい場合には、すべりを生じさせる波長も長くなる。

地盤変位を固定して考えると、垂線を立ち上げて、所定の λ のグラフとの交点以下の波長ではすべりを生じる。交点以上の波長ではすべりが生じないことになる。逆に波長を固定して考えると、水平線を引き、所定の λ のグラフとの交点より変位が小さいときにはすべりは生じない。交点よりも地盤変位が大きければ、すべりを生じることになる。

λ の値による違いは、ある地盤変位に対して、軸剛性が大きいほど、あるいは地盤ばねが軟らかいほどすべりを生じさせるのに必要な波長は長くなる。逆に軸剛性が小さいほど、あるいは地盤ばねが硬いほどすべりを生じさせるのに必要な波長は短くなる。地中構造物の免震化の研究がおこなわれているがすべりはじめるときの地盤変位は有用な設計情報となると考える。

(2) 周期解の場合の軸ひずみ

境界条件を設定しない場合に、地中構造物の軸ひずみが地盤変位と波長によってどのように変化するかを分析する。地盤変位と波長が与えられた時の地中構造物の軸ひずみ ε を改めて書き表すと次式となる。 U_2 は式(16)により計算される定数である。

$$\varepsilon = \begin{cases} \frac{2\pi C_1 U}{L} & (U < U_2) \\ \frac{\lambda^2 \Delta_g L}{4} & (U > U_2) \end{cases} \quad (17)$$

地盤変位が小さいときには、軸ひずみは地盤変位に比例し、一定値を超すと地盤変位とは無関係になり、波長によって軸ひずみが決まる。

例題を示す。 $\Delta_g=0.01$ [m] , $\lambda=0.2$ [1/m] , $L=50, 100, 150, 200, 250$ [m] として、地盤変位 U を変化させて軸ひずみ ε を計算した結果を図-8に示

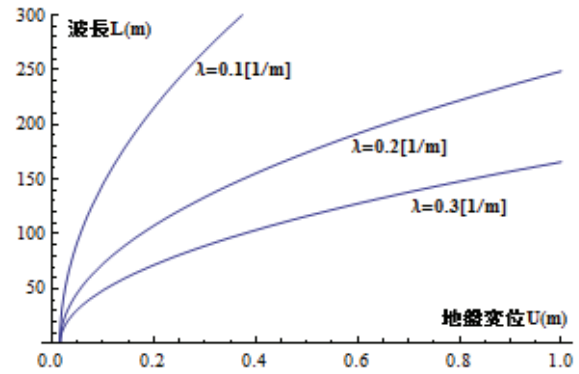


図-7 すべりモデルとなる地盤変位の計算結果 ($\Delta_g=0.01$ m)

す。波長が長くなるのにもなって第一勾配は緩やかになり、地盤反力が一定になったときの軸ひずみは増加しているのがわかる。軸ひずみの最大値は波長 L に比例して増加している。図-7で示したすべりを生じる地盤変位と波長の関係を、軸ひずみに換算した結果を、図-8中に破線で示している。台形状のグラフの頂点は、破線に沿って増加している。

次に波長をパラメータにして軸ひずみの増減を分析する。 $\Delta_g=0.01$ [m] , $\lambda=0.2$ [1/m] の条件は図-8と同様にして、 $U=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ [m] として、波長をパラメータとして軸ひずみを計算したのが図-9である。地盤変位が大きくなるほど軸ひずみも大きくなっている。軸ひずみの増減は、比例関数と反比例関数を連続した形状となっている。波長が短い区間では、 U_2 が小さくなり、すべりを生じるため、直線関数となる。波長が長くなると U_2 が大きくなり、反比例の関数となっている。

軸ひずみと波長の関係において、特徴的なのは極値があることである。地盤変位に対して特定の波長で軸ひずみが最大となっている。バイリニアで近似したために、明確なピークとなっているが、ガス導管設計指針にある解析解を求めても、この特徴は同様と考えられる。地盤反力の特性が大きく変化する場合には、特定の波長で軸ひずみが増幅されることが示された。

(3) 固定条件の場合の軸ひずみ

固定条件となる境界条件がある場合についても同様の試計算を試みる。3章で述べた解析解から、境界条件を設定しない場合に比べて、軸ひずみが増大することがわかっている。地盤変位と波長によってどのように変化するかを分析してみる。

軸ひずみの算定式を次式に示す。特定の地盤変位 U_2 によって関数形が変化するのは式(17)と同様である。

$$\varepsilon = \begin{cases} \sqrt{C_1} \lambda U & (U < U_2) \\ \frac{\lambda^2 \Delta_g L}{4} & (U > U_2) \end{cases} \quad (18)$$

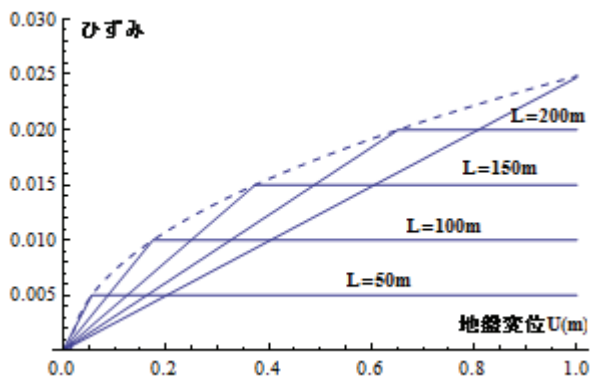


図-8 定常波入力の場合の地盤変位と軸ひずみの関係

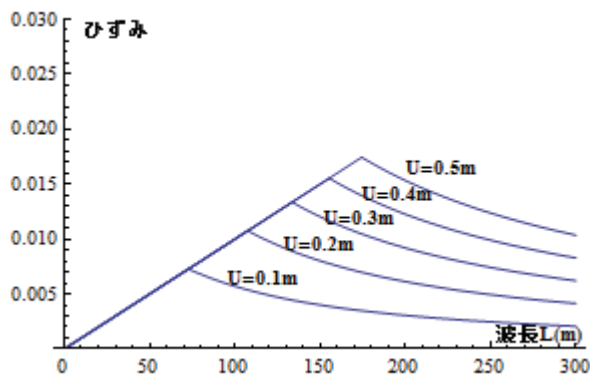


図-9 定常波入力の場合の波長と軸ひずみの関係

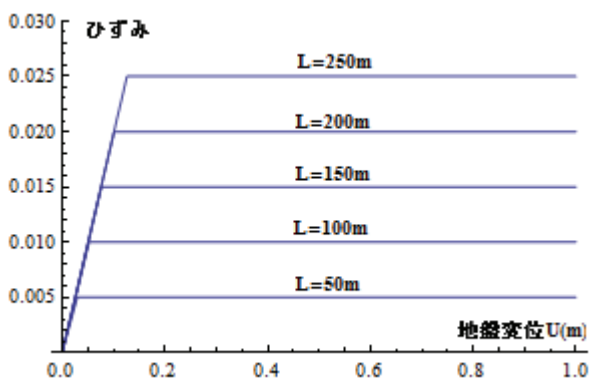


図-10 固定条件の場合の地盤変位と軸ひずみの関係

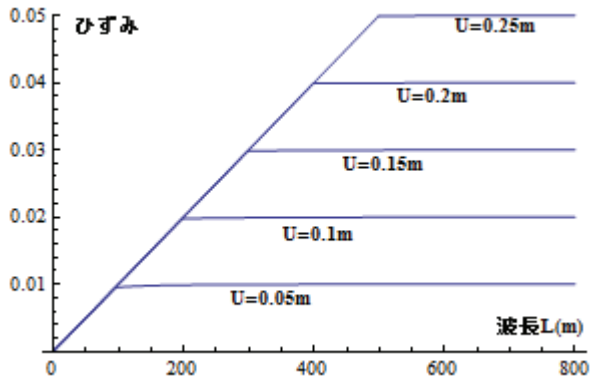


図-11 固定条件の場合の波長と軸ひずみの関係

地盤反力が降伏するときの地盤変位 U_2 の計算式は式(19)で与えられる。波長 L に比例して U_2 は増加する。式(16)では放物線的な変化であったのが比例関係となっている。

$$U_2 = \frac{L\lambda\Delta_g}{4\sqrt{C_1}} \quad (19)$$

図-8と同様に $\Delta_g=0.01$ [m] , $\lambda=0.2$ [1/m] , $L=50, 100, 150, 200, 250$ [m] として地盤変位 U に関する軸ひずみを計算した結果を図-10に示している。台形状のグラフになる点は同じであるが、頂点が一直線上に並んでいる。図-8と同様に波長の増加に比例して軸ひずみが増加している。地盤反力が一定になる地盤変位は、図-8に比べてかなり小さくなっている。地盤反力が一定になったときのひずみは同じであるが、台形状のグラフが左方向にシフトしている。

図-11は固定条件の場合の波長とひずみの関係を示している。 $\Delta_g=0.01$ [m] , $\lambda=0.2$ [1/m] は図-10と同様であり、小さな地盤変位でもひずみが大きくなるため $U=0.05, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25$ [m] について計算した結果をグラフにしている。固定条件の場合には、波長と軸ひずみの関係も台形状のグラフと

なっている。地盤変位の増加に伴って軸ひずみも増加するが、ある波長以上で一定となる関係がある。

特定の構造条件は設定せず、解析解の特徴を分析するための試算の例を示したが、構造条件を与えれば同様の計算は実行できる。本章の冒頭に述べた5つの条件で、地中構造物の最大軸ひずみを計算できる。また伸縮継ぎ手がある場合には伸縮しろを地盤変位から差し引くことにより、地盤変位と軸力あるいは軸ひずみの関係を導ける。軸剛性が変化する場合には、等価剛性処理することにより、同様の関係を分析することが可能である。

5. 動的効果の取り込みに向けて

定常波モデルを前提に基本式の整理といくつかの応用を行った。地震動入力を定常波と仮定し、地盤バネではりが支持されているモデルを用いる解析において、固定境界や自由境界の導入は可能であり、また地盤反力をバイリニアで近似した場合の簡便な計算方法も可能である。

整理をする中で、動的解析を設計に用いる主な理由である特殊な地震動増幅への対応には、工夫を要することも理解された。地下構造が複雑に変化する、あるいは硬軟地盤が混在するといった場合には、正弦波の繰り返しではモデル化は難しいといえる。

モデル化が困難な理由として3点があげられる。ひとつは地盤固有周期差の取り扱いであり、複数点で地盤条件が異なるときに、ある振幅と波長をもった正弦波では表現しきれない。ふたつめは地盤構造が変化することにより、派生的に励起される2次波動を考慮できない点である。以上の2点にも関係することであるが、3点めは、地震動の非定常性を反映できなければ、終局状態まで追跡できない点である。場所と時間によって変化する地震現象を特定の振幅と波長だけでは表現しきれないことは自明である。

これらの問題の解決として、地盤振動のモード分析結果に基づいて複数の定常波を重ね合わせる方法が考えられる。たとえば、2地点の地盤条件が既知でこの点の地震動が予測可能とする。2地点をつなぐ線にそって地中構造物が存在するとき、2地点の変位の補間関数が決まれば、地震動の空間分布は決まる。硬軟境界を通過する場合、軟弱地盤層厚だけが変わる場合など、パターンを決めて振動モード形を作っておけば、時間ステップを追って軸変形の方程式を解くことにより、時刻歴解析も行えるよう

になる。複数の波動が想定される場合には、波動の重ね合わせも可能である。

筆者はこれまでに、地盤の振動モードを簡単にみつめるのに、連結振り子モデルを用いて研究を行ってきたが、モデルを一般化して、地中構造物の非線形時刻歴解析が行えるように検討していく予定である。

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会：「地下構造物の合理的な地震対策研究」小委員会報告／シンポジウム発表論文集，2006
- 2) 日本ガス協会：ガス導管設計指針
- 3) 鈴木崇伸：地中構造物の振動特性に関する解析的検討，地下構造物の合理的な地震対策研究シンポジウム論文集，2006

STUDY ON AXIAL ANALYSIS OF UNDERGROUND STRUCTURES IN SEISMIC DESIGN

Takanobu SUZUKI

The conditions of soil properties at different locations should be considered for axial deformation analysis of underground structures, because they are spatially extended. Though various analyzing methods are proposed, the author focus on stationally wave model, and present some results in this report, such as the effect of boundary conditions and the simplification of response of bi-linear soil spring model. Recently, performance design method is needed for underground structures, then it is important to develop axial deformation analysis which can pursuit large deformation and structural damage easily.