

側方地盤との動的相互作用を考慮した盛土-支持地盤系の1次元震動解析法

ONE-DIMENSIONAL DYNAMIC RESPONSE ANALYSIS METHOD OF EMBANKMENT-GROUND SYSTEM
CONSIDERING DYNAMIC INTERACTION WITH SIDE GROUND

中村 晋*, 風間基樹**

Susumu NAKAMURA and Motoki KAZAMA

* 正会員 工博 日本大学助教授 工学部土木工学科(〒963-8642 郡山市田村町徳定字中河原1)

** 正会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉06)

The objective of this paper is to propose a one dimensional analysis method to evaluate the dynamic response of the embankment and support ground system. The system is formulated by the stiffness matrix method. The dynamic interaction with side layered ground is modeled to consider the equilibrium of nodal forces at the interface between the support ground of embankment and the side layered ground. In order to verify the accuracy of the proposed method, seismic response analysis for two dimensional FE model of embankment and support ground is carried out to compare with each analytical results. It is found that the dynamic interaction is very important to evaluate the dynamic response of embankment.

Key Words: Embankment, Dynamic Interaction, Stiffness Matrix, One Dimensional Analysis

1.はじめに

盛土などの土構造物をレベル2地震動の様な強い強度を有する地震動に対して損傷が生じないような設計を行うことは、不経済であるとともに現実的に困難である。このことから、許容範囲内で損傷の発生を考慮した設計を行うこと、つまり斜面また法面崩壊時の変形量を定量的に評価することが必要となる。その評価手法として、有限要素法¹⁾や、従来の法面安定解析における滑り土塊に着目し、その滑動量を解析するNewmark法²⁾などがある。前者の手法では、実地震波に対して、盛土の構造や地盤特性の不均質性、さらに施工過程などの種々の条件下での地盤の非線形挙動を直接評価できる。しかし、解析上の精度を規定する地盤構造・材料特性のモデル化が、情報量や技術者の能力に強く影響を受けるとともに変形量が大い場合の精度などの課題を有している。このことから、現行の設計基準類³⁾では、常時の設計に円形すべり面法が用いられていることから、その延長としてNewmark法が用いられている。最近、従来のNewmark法では盛土などの土構造物自体の震動性状が考慮されていないことから、盛土を1質点系の振動モデルでモデル化することによりその振動性状を加味した修正Newmark法^{4),5)}や盛土および滑り土塊をそれぞれ1自由度系にモデル化した手法⁶⁾などが提案されている。いずれにしても、その手法では盛土部の応答を適切に評価することが必要となる。その際、実際の地震被害は軟弱地盤上に構築された盛土に多く生じることも指摘⁶⁾されている

ことから、盛土と支持地盤との相互作用を考慮した地震応答を評価することも必要となる。一方、著者らは1次元ではあるものの、簡易的に盛土と支持地盤との相互作用を考慮した応答解析法を提案している⁷⁾。線状に連なる盛土構造物の応答を適切に評価するため、有限要素法との併用により面的に精度良く土構造物の応答を評価することへの活用が望まれる。

その手法は、台形状とした盛土を水平に分割して得られる層要素に対する力の釣合いより求めた変位、せん断応力の定常解を用い、層マトリックス法に基づく重複反射法⁸⁾の考え方により盛土と支持地盤系の連成を考慮した応答解析を行うというものである。この考え方は、盛土と支持地盤を一つの土柱と見なしており、盛土側方に存在する自由表面を有する地盤震動の影響が配慮されていない。また、層マトリックス法では、変位やせん断応力などの応答が各層の層マトリックス積である2行2列の行列に基づいて逐次得られる未定係数を介した間接評価となり、側方地盤内各位置における変位やせん断力との適合条件などを直接的に考慮できないという欠点がある。このことから、盛土側方地盤との動的相互作用を考慮した盛土-支持地盤系の地震応答を評価するためには、有限要素法のように地盤内各位置での離散的な変位や応力を直接評価することが必要であると考えられる。kauselら⁹⁾は層マトリックスを変形することにより、層上・下面を離散節点とする変位とせん断力つまり外力を関係づける有限要素法と同様な剛性マトリックスが得られることを示し、それを

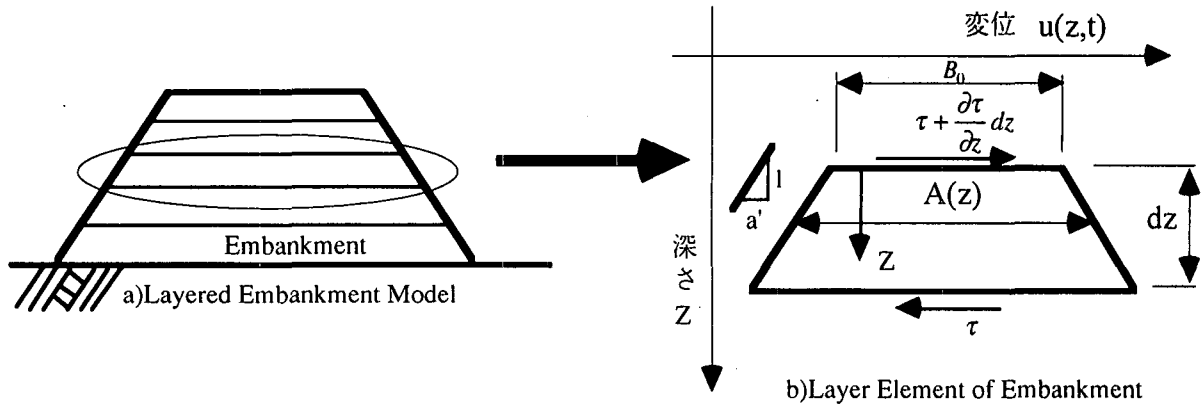


図-1 盛土内の層要素

いた地震応答解析法を示している。その手法は、既に提案している層マトリックス法による盛土-支持地盤系の1次元地震応答解析法の簡易性を損なうことなく活用でき、側方地盤との動的相互作用を考慮する上で有用であると考えられる。

ここでは、盛土-支持地盤系の地震応答に及ぼす盛土側方地盤との動的相互作用の影響を把握することを目的とし、まず、既に層マトリックス法により定式化している盛土-支持地盤系の1次元地震応答解析法を剛性マトリックス法により再定式化し、盛土側方地盤との動的相互作用の評価手法を提案する。次に、盛土-支持地盤系の地震応答に及ぼす側方地盤の影響を把握するため、既往の手法および2次元有限要素解析法に基づき検討を行う。

2. 盛土-地盤系の震動解析法

2.1 盛土層要素の基本解

ここでは、既に提案している盛土層要素内の変位、せん断応力の基本解について概説する。その解は、盛土およびその支持地盤の震動が、i)鉛直下方より上方に伝播する地震動に対し、ii)水平方向にのみ震動する、一般的な地盤の1次元震動解析で用いられている仮定に従い誘導されたものである。

盛土は図-1に示す様に任意勾配を有する台形状とし、水平に層分割することにより得られた厚さ dz 、水平面内の断面積 $A(z)$ の1要素に着目する。その要素をここでは層要素と呼び、断面積は深さ z の関数とする。すると、その層要素上・下面に作用するせん断応力と要素内に発生する慣性力の釣り合いより、式(1)に示す運動方程式が得られる。ここで、 G はせん断剛性、 γ は単位体積重量を表す。任意深さ z における単位奥行きあたりの断面積 $A(z)$ は図-1(b)に示す法面の勾配 a' に基づき式(2)の様に表わされ、それを式(1)に代入し、式(3)が得られる。ここで、式(2)中の $B(z)$ は深さ Z における盛土幅、 a は法面勾配を表す a' の2倍の値を表す。式(3)中の単位奥行きあたりの断面積を式(4)の様に変数 Z に置き

換えることにより、式(3)の運動方程式は式(5)の様に変数 Z を含む偏微分方程式として表わされる。式(5)中の V_s は層要素のせん断波速度($=\sqrt{g \cdot G / \gamma} = \sqrt{G / \rho}$ 、 g :重力加速度、 ρ :質量密度)を表す。

水平変位 u の調和振動解を式(6)のように空間と時間の関数で変数分離して表すと、式(5)は式(7)の様に表される。変数 Z を式(8)の様に変数 x に変換することにより、運動方程式(1)は式(9)の様に空間関数 $\phi(x)$ に関するベッセル方程式となる。

$$\frac{\gamma \cdot A(z)}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial z} (G \cdot A(z) \frac{\partial u}{\partial z}) \quad (1)$$

$$A(z) = B(z) \cdot 1 = 2a' \cdot z + B_0 = a \cdot z + B_0 \quad (2)$$

$$\frac{\gamma \cdot (a \cdot z + B_0)}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial z} (G \cdot (a \cdot z + B_0) \frac{\partial u}{\partial z}) \quad (3)$$

$$Z = a \cdot z + B_0 \quad (4)$$

$$Z \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = a^2 V_s^2 (Z \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} + \frac{\partial u}{\partial Z}) \quad (5)$$

$$u = \phi(z) e^{i\omega t} \quad (6)$$

$$\frac{d^2 \phi(z)}{dz^2} + \frac{1}{Z} \frac{d\phi(z)}{dz} + \frac{\omega^2}{a^2 V_s^2} \phi(z) = 0 \quad (7)$$

$$x = \frac{\omega}{a \cdot V_s} Z \quad (8)$$

$$\frac{d^2 \phi(x)}{dx^2} + \frac{1}{x} \frac{d\phi(x)}{dx} + \phi(x) = 0 \quad (9)$$

得られたベッセル方程式の解は、変数 x を深さ z の関数で表すと式(10)のように2つの未定係数 C 、 D および0次のベッセル関数 J_0 と0次のノイマン関数 Y_0 を用いて表すことができる。すると、層要素内任意深さ z 、円振動数 ω に対する変位 $u(z, \omega)$ とせん断応力 $\tau(z, \omega)$ は式(11)の様に表すことができる。ここで、 k は波数($=\omega/V_s$)を表す。

2.2 盛土層要素の剛性マトリックス

図-2に示す m 層の上・下面位置の変位と応力は、式(11)に示す盛土層要素内での変位、せん断の基本解を用いて式(12)、(13)の様に得られる。ここで式(11)中の円振動数 ω に関する項は省略している。ま

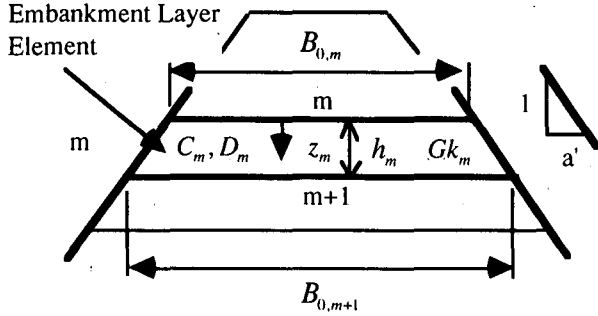


図-2 層要素(m層)の上(m)・下(m+1)面の関係

$$\phi(z) = C \cdot J_0\left\{k\left(z + \frac{B_0}{a}\right)\right\} + D \cdot Y_0\left\{k\left(z + \frac{B_0}{a}\right)\right\} \quad (10)$$

$$\left. \begin{aligned} u(z, \omega) &= \left[C \cdot J_0\left\{k\left(z + \frac{B_0}{a}\right)\right\} \right. \\ &\quad \left. + D \cdot Y_0\left\{k\left(z + \frac{B_0}{a}\right)\right\} \right] \exp(i\omega t) \\ \tau(z, \omega) &= G \frac{\partial u(z, \omega)}{\partial z} = -Gk \left[C \cdot J_1\left\{k\left(z + \frac{B_0}{a}\right)\right\} \right. \\ &\quad \left. + D \cdot Y_1\left\{k\left(z + \frac{B_0}{a}\right)\right\} \right] \exp(i\omega t) \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

た、変位、せん断応力の下添え字は、盛土最上面からの層境界面の数を表し、有限要素法による節点番号と対応している。また、両式中の h_m^0 および h_m^1 は式(14)に示すとおりである。

$$\begin{Bmatrix} u(0)_m \\ \tau(0)_m \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} J_0(kh_m^0) & Y_0(kh_m^0) \\ -G_m k_m J_1(kh_m^0) & -G_m k_m Y_1(kh_m^0) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C \\ D \end{Bmatrix} \quad (12)$$

$$\begin{Bmatrix} u(h_m)_{m+1} \\ \tau(h_m)_{m+1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} J_0(kh_m^1) & Y_0(kh_m^1) \\ -G_m k_m J_1(kh_m^1) & -G_m k_m Y_1(kh_m^1) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C \\ D \end{Bmatrix} \quad (13)$$

$$h_m^0 = \frac{B_{0,m}}{a}, \quad h_m^1 = h_m + \frac{B_{0,m}}{a} \quad (14)$$

これら式(12)、(13)を連立させ式中の未定係数を消去することにより、m層下面(m+1面)の変位とせん断応力は式(15)に示す様にm層上面におけるそれら物理量と関連づけることができる。ここで、 $e u_{m+1}$ 、 $e u_m$ 、 $e \tau_{m+1}$ 、 $e \tau_m$ はそれぞれ式(16)に示すようにm層上・下面の変位およびせん断応力を表す。また、式(15)中の層上・下面の変位とせん断応力を関係づける層マトリックス $[E^m]$ の各成分は式(17)、(18)に示す通りである。すると、m層上・下面位置における変位と、せん断力 $e P_m$ 、 $e P_{m+1}$ は、式(15)をカウエラの手法を用い変形することにより得られる剛性マトリックス、つまり式(19)に示す行列 $[e K^m]$ により関係づけることができる。

$$\begin{Bmatrix} e u_{m+1} \\ e \tau_{m+1} \end{Bmatrix} = [E^m] \begin{Bmatrix} e u_m \\ e \tau_m \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_{11}^m & E_{12}^m \\ E_{21}^m & E_{22}^m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e u_m \\ e \tau_m \end{Bmatrix} \quad (15)$$

$$u_{m+1} = u(h_m)_m, u_m = u(0)_m, \tau_{m+1} = \tau(h_m)_m, \tau_m = \tau(0)_m \quad (16)$$

$$\left. \begin{aligned} E_{11}^m &= \frac{G_m k_m}{\text{Det}} \{-J_0(kh_m^1)Y_1(kh_m^0) + J_1(kh_m^0)Y_0(kh_m^1)\} \\ E_{12}^m &= \frac{1}{\text{Det}} \{-J_0(kh_m^1)Y_0(kh_m^0) + J_0(kh_m^0)Y_0(kh_m^1)\} \\ E_{21}^m &= \frac{(G_m k_m)^2}{\text{Det}} \{J_1(kh_m^1)Y_1(kh_m^0) - J_1(kh_m^0)Y_1(kh_m^1)\} \\ E_{22}^m &= \frac{G_m k_m}{\text{Det}} \{J_1(kh_m^1)Y_0(kh_m^0) - J_0(kh_m^0)Y_1(kh_m^1)\} \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

$$\text{Det} = G_m k_m \{J_1(kh_m^0)Y_0(kh_m^0) - J_0(kh_m^0)Y_1(kh_m^0)\} \quad (18)$$

$$\begin{Bmatrix} e P_m \\ -e P_{m+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} e \tau_m \\ e \tau_{m+1} \end{Bmatrix} = [e K^m] \begin{Bmatrix} e u_m \\ e u_{m+1} \end{Bmatrix} \quad (19)$$

$$= \begin{bmatrix} e k_{11}^m & e k_{12}^m \\ e k_{21}^m & e k_{22}^m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} e u_m \\ e u_{m+1} \end{Bmatrix}$$

ここで、各面上のせん断力はせん断応力に単位面積を乗じることにより得られる力であり、その符号に留意する必要がある。また、剛性マトリックス $[e K^m]$ の各成分は式(20)に示すとおりである。

$$\left. \begin{aligned} e k_{11}^m &= -G_m k_m \frac{J_1(kh_m^0)Y_0(kh_m^1) - J_0(kh_m^1)Y_1(kh_m^0)}{J_0(kh_m^0)Y_0(kh_m^1) - J_0(kh_m^1)Y_0(kh_m^0)} \\ e k_{12}^m &= G_m k_m \frac{J_1(kh_m^0)Y_0(kh_m^0) - J_0(kh_m^0)Y_1(kh_m^0)}{J_0(kh_m^0)Y_0(kh_m^1) - J_0(kh_m^1)Y_0(kh_m^0)} \\ e k_{21}^m &= G_m k_m \frac{J_1(kh_m^1)Y_0(kh_m^1) - J_0(kh_m^1)Y_1(kh_m^1)}{J_0(kh_m^0)Y_0(kh_m^1) - J_0(kh_m^1)Y_0(kh_m^0)} \\ e k_{22}^m &= -G_m k_m \frac{J_1(kh_m^1)Y_0(kh_m^0) - J_0(kh_m^0)Y_1(kh_m^1)}{J_0(kh_m^0)Y_0(kh_m^1) - J_0(kh_m^1)Y_0(kh_m^0)} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

2.3 支持地盤層要素の剛性マトリックス

盛土の支持地盤つまり、一般的な水平成層地盤におけるn層の上、下面における変位、せん断応力の関係は式(21)の様に表され、層行列 $[S^n]$ の各成分は式(22)の様に表される。

$$\begin{Bmatrix} s u_{n+1}^n \\ s \tau_{n+1}^n \end{Bmatrix} = [S^n] \begin{Bmatrix} s u_n^n \\ s \tau_n^n \end{Bmatrix} \quad (21)$$

$$= \begin{bmatrix} S_{11}^n & S_{12}^n \\ S_{21}^n & S_{22}^n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} s u_n^n \\ s \tau_n^n \end{Bmatrix}$$

$$\left. \begin{aligned} S_{11} &= \frac{\exp(i_s k_{ns} h_n) + \exp(-i_s k_{ns} h_n)}{2} \\ S_{12} &= \frac{\exp(i_s k_{ns} h_n) - \exp(-i_s k_{ns} h_n)}{2iG_n k_n} \\ S_{21} &= iG_n k_n \frac{\exp(i_s k_{ns} h_n) - \exp(-i_s k_{ns} h_n)}{2} \\ S_{22} &= \frac{\exp(i_s k_{ns} h_n) + \exp(-i_s k_{ns} h_n)}{2} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

すると、盛土部分と同様にn層上・下面位置における変位とせん断力は、式(21)を式(23)の様に変形し、

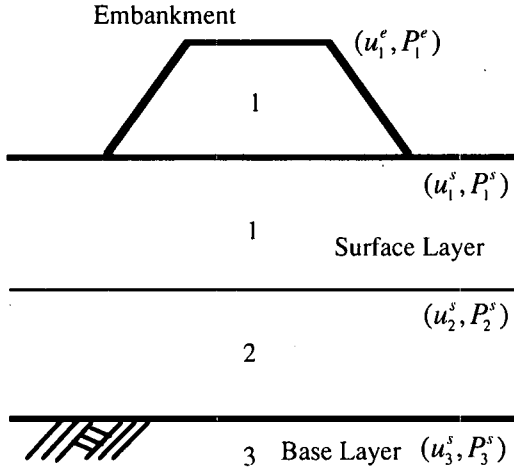


図-3 盛土-支持地盤モデル

得られる剛性マトリックス $[{}_s K^n]$ により関係づけることができる。また、剛性マトリックス $[{}_s K^n]$ の各成分は式(24)に示すとおりである。

$$\begin{Bmatrix} {}_s P_n \\ {}_s P_{n+1} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tau_n \\ -\tau_{n+1} \end{Bmatrix} = [{}_s K^n] \begin{Bmatrix} u_n \\ u_{n+1} \end{Bmatrix} \quad (23)$$

$$= \begin{bmatrix} {}_s k_{11}^n & {}_s k_{12}^n \\ {}_s k_{21}^n & {}_s k_{22}^n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_n \\ u_{n+1} \end{Bmatrix}$$

$$\left. \begin{aligned} {}_s k_{11}^n &= -i {}_s G_n {}_s k_n \frac{\exp(i {}_s k_n {}_s h_n) + \exp(-i {}_s k_n {}_s h_n)}{\exp(i {}_s k_n {}_s h_n) - \exp(-i {}_s k_n {}_s h_n)} \\ {}_s k_{12}^n &= \frac{2i {}_s G_n {}_s k_n}{\exp(i {}_s k_n {}_s h_n) - \exp(-i {}_s k_n {}_s h_n)} \\ {}_s k_{21}^n &= {}_s k_{12}^n \\ {}_s k_{22}^n &= {}_s k_{11}^n \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

ここで、 ${}_s G_n$ 、 ${}_s k_n$ および ${}_s h_n$ はn層におけるせん断剛性、波数($=\omega/V_n$)および層厚を表す。

2.4 全体剛性マトリックスおよび地震応答解析法

盛土、また支持地盤の層要素に対する変位とせん断力の関係より、図-3に示す盛土-支持地盤モデルの全体系に対する変位とせん断力の関係を式(25)から(26)に示す。

$$[K] \begin{Bmatrix} U_e \\ U_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_e \\ P_s \end{Bmatrix} \quad (25)$$

$$\left. \begin{aligned} \{U_e\} &= (u_1^e) \\ \{U_s\} &= (u_1^s, u_2^s, u_B^s)^T \\ \{P_e\} &= (P_1^e) = (0) \\ \{P_s\} &= (P_1^s, P_2^s, P_B^s)^T = (0, 0, P_B^s)^T \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

ここで対象とするモデルは、盛土部1層、支持地盤が基盤層を含み3層で構成されている。式(25)は全体系における変位とせん断力の関係を地表を含む

地層境界面の上から、式(26)に示す様に変位、せん断力を盛土部分(頂部)と支持地盤部分(盛土との境界面より下3箇所)に分けて示したものである。

式(25)中の剛性マトリックス $[K]$ は、有限要素法と同様の考え方を用い、層要素の剛性マトリックスを全体剛性マトリックスに配列することにより、式(27)の様に得られる。ここで、全体剛性マトリックスの行、列は盛土最上面から深度方向に向かって大きくなる順序となっている。また、基盤層の影響については、有限要素法における弾性基盤の考え方と同様に基盤層上面でのせん断力が震動系に作用すると考え、式(28)に示す基盤層の剛性 k^3 を最下位置の剛性に加えることにより考慮する。

$$[K] = \begin{bmatrix} {}_e k_{11}^1 & {}_e k_{12}^1 & 0 & 0 \\ {}_e k_{21}^1 & {}_e k_{22}^1 + {}_s k_{11}^1 & {}_s k_{12}^1 & 0 \\ 0 & {}_s k_{21}^1 & {}_s k_{22}^1 + {}_s k_{11}^2 & {}_s k_{12}^2 \\ 0 & 0 & {}_s k_{21}^2 & {}_s k_{22}^2 + k^3 \end{bmatrix} \quad (27)$$

$$k^3 = i k_B G_B \quad (28)$$

基盤層下より上方に伝播してくる地震動に対する応答を求める、つまり一般的な地震応答解析においては、基盤面以外の外力であるせん断力が式(26)に示した様にゼロとなる。今、基盤面への入力地震動として、開放基盤面上の地震動 $u_{3,0}$ を用いるとする。これは、地震動 $u_{3,0}$ を入射波(2E)として入力を行うこと、つまり式(28)に示す様に最下層の外力であるせん断力を全体系に作用させることに相当する。すると、全体系の応答のうち変位は、式(29)に示す様に有限要素法と同様に剛性マトリックスの逆行列を外力ベクトルに乗じることにより求めることができる。

$$P_B^s = k^3 u_{3,0} \quad (28)$$

$$\begin{Bmatrix} {}_e u_1 \\ {}_s u_1 \\ {}_s u_2 \\ {}_s u_3 \end{Bmatrix}^T = [K]^{-1} \begin{Bmatrix} 0 & 0 & 0 & P_B^s \end{Bmatrix}^T \quad (29)$$

2.5 側方地盤との動的相互作用のモデル化

これまでの節では、既に提案している層マトリックス法による盛土-支持地盤系の1次元地震応答解析法の剛性マトリックス法による再定式化を行った。ここでは、本論の目的とする盛土側方地盤との動的相互作用の評価手法を示す。

盛土-支持地盤系、その側方地盤、それぞれの地震応答は、図-4に示す様に水平成層構造を有し、高さの異なる2つの土柱、それぞれの応答を求めることにより得られる。それぞれの地盤系に関する応答を求めるための変位とせん断力の関係である剛性方程式は式(30)、(31)に示す通りである。ここで、盛土-支持地盤系の剛性マトリックスは、盛

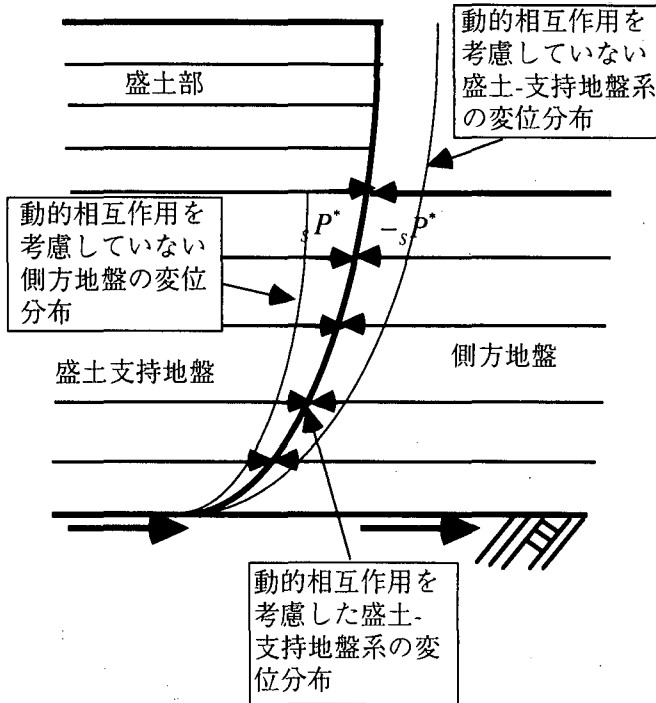


図-4 側方地盤と盛土-支持地盤系の動的相互作用の概念

土部 $_e k$, 支持地盤部 $_s k$, 盛土最下層の剛性を表し盛土部また支持地盤部の変位と関係する $_e k_L$ に分けて表している。また、式(31)中の剛性マトリックス、変位における添え字 f は側方地盤における物理量であることを表している。

$$\begin{bmatrix} _e k & _e k_L \\ _e k_L & _s k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_e \\ U_s \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 (= P_e) \\ 0 (= P_s) \\ P_B \end{Bmatrix} \quad (30)$$

$$[_f K] \{U_f\} = \begin{Bmatrix} 0 (= P_f) \\ P_B \end{Bmatrix} \quad (31)$$

ここで、2つの土柱における盛土下の支持地盤と側方地盤は一体であることから、側方地盤を含む盛土-支持地盤系(以後、相互作用系と呼ぶ)の地震応答は盛土-支持地盤系のみの応答、または側方地盤のみの応答とは異なっている。一方、盛土-支持地盤系の応答を相互作用系の応答とするためには、図-4に示した様に支持地盤部分に前者の応答を後者の応答が等価となるような外力、つまりせん断力を作用させることが必要となる。式(30)を盛土部、支持地盤部におけるせん断力と変位関係に変形すると、式(32)、(33)が得られる。前述の相互作用系の応答と等価な応答が得られるために必要なせん断力 $-P_s^*$ は、この式(33)の基盤位置を除く、支持地盤内の層境界各位置の外力として、式(34)に示すように作用する。次に、側方地盤についても、その応答が相互作用系の応答と等価となるように、基盤位置より上の側方地盤内の層境界各位置にせん

断力を作用させる。そのせん断力は、側方地盤と盛土-支持地盤系の同一位置における力の適合条件を満足する必要があることから式(35)に示す様に P_s^* となる。ここで、そのせん断力と基盤面における地震作用を考慮したせん断力によって盛土-支持地盤系に生じる変位のうち、盛土部の変位を U_e^* 、支持地盤部の変位を U_s^* 、また側方地盤の変位は支持地盤部変位と同一となり U_s^* と表す。

$$[_e k] \{U_e\} + [_s k_e] \{U_s\} = \begin{Bmatrix} 0 (= P_e) \end{Bmatrix} \quad (\text{盛土部}) \quad (32)$$

$$[_e k_s] \{U_e\} + [_s k] \{U_s\} = \begin{Bmatrix} 0 (= P_s) \\ P_B \end{Bmatrix} \quad (\text{支持地盤部}) \quad (33)$$

$$[_e k_s] \{U_e^*\} + [_s k] \{U_s^*\} = \begin{Bmatrix} -P_s^* \\ P_B \end{Bmatrix} \quad (34)$$

$$[_f K] \{U_s^*\} = \begin{Bmatrix} P_s^* \\ P_B \end{Bmatrix} \quad (35)$$

すると、式(34)、(35)の両辺をそれぞれ加えることにより式(36)に示す支持地盤部分と側方地盤の相互作用系に関する剛性方程式を得ることができる。その際、地盤材料特性が線形であるとする支持地盤と側方地盤の剛性マトリックスは同一となり、支持地盤における剛性マトリックスにより表すことができる。さらに、式(37)に示す様に盛土部の変位とせん断力も相互作用系における応答を満足しているとする、側方地盤との動的相互作用を考慮した盛土-支持地盤系の剛性方程式は式(38)として得ることができる。この剛性方程式を解くことにより側方地盤との動的相互作用を考慮した盛土の地震応答を評価することができる。

$$\begin{aligned} [_e k_s] \{U_e^*\} + ([_f k] + [_s k]) \{U_s^*\} \\ = [_e k_s] \{U_e^*\} + 2[_s k] \{U_s^*\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 2P_B \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (36)$$

$$[_e k] \{U_e^*\} + [_e k_s] \{U_s^*\} = \begin{Bmatrix} 0 \end{Bmatrix} \quad (37)$$

$$\begin{bmatrix} _e k & _s k_e \\ _e k_s & 2_s k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_e^* \\ U_s^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 2P_B \end{Bmatrix} \quad (38)$$

3. 盛土-支持地盤系の地震応答特性とその適用性

3.1 提案手法の適用性

ここでは、2次元有限要素法による解析結果との比較により、提案した側方地盤との動的相互作用を考慮した盛土-支持地盤系の1次元地震応答解析法(以後、提案手法と呼ぶ)の適用性を把握する。その際、既に提案している層マトリックス法による解析手法(以後、既提案手法と呼ぶ)により得られた解析結果との比較も合わせて行う。また、2次元有

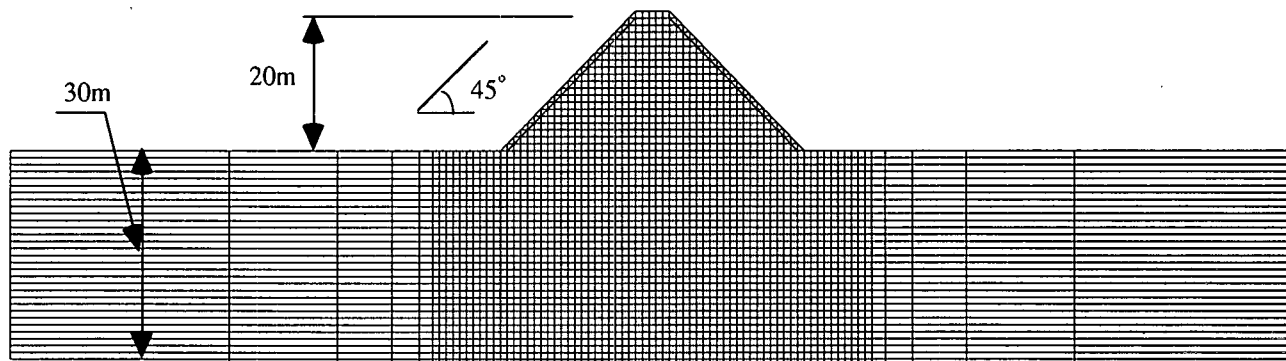


図-5 盛土一支持地盤系の2次元有限要素モデル

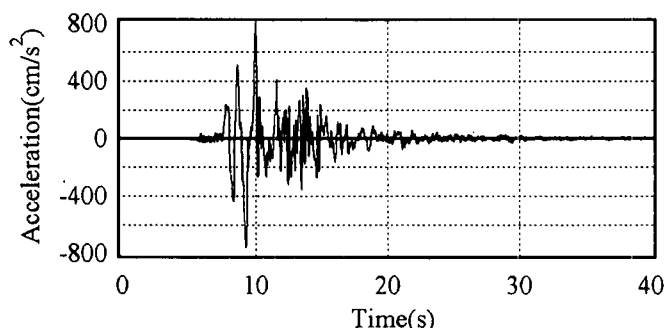


図-6 入力地震動(葺合波)

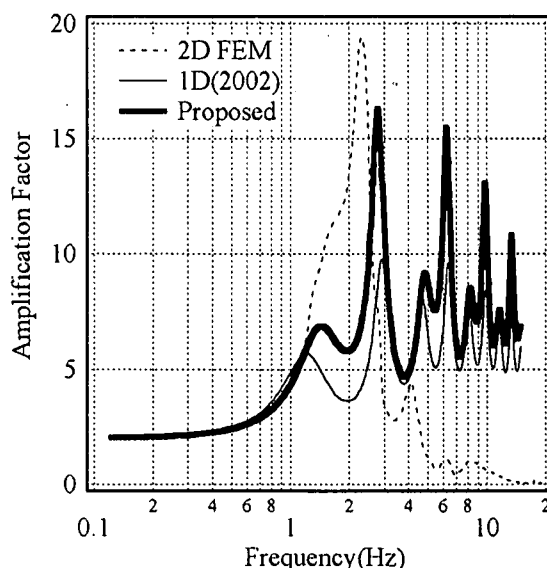


図-7 周波数応答関数の比較

有限要素解析には解析コード「stadas」¹⁰⁾を用いた。

2次元有限要素法による地震応答解析に用いる有限要素モデル(節点数:2930, 要素数:2882)を図-5に示す。ここで、盛土部は、頂部の幅5m, 高さ20m, 法面勾配45°の台形形状を有し、そのせん断波速度は150m/sである。また、支持地盤および側方地盤の層厚およびせん断波速度はそれぞれ30m, 200m/s, 基盤層のせん断波速度は500m/sとした。各地盤部の質量密度およびポアソン比はいずれも1.8t/m³, 0.49である。さらに、地盤の減衰特性はRayleigh減衰によりモデル化し、1次固有周期における減衰定数が2%となるよう2つの係数値を設定した。図に示す様に盛土およびその近傍の支持地盤は1m程度を基本形状とする四角形、また三角形要素で構成している。側方地盤は、盛土との相互作用や側方境界条件の影響を考慮し、盛土底部幅の2倍以上を盛土の両側に設けている。このことより、側方境界は、水平方向の変形を自由、鉛直方向の変形を拘束する条件とした。下方境界を弾性基盤として考慮するため、ダッシュポット要素を設けた。解析に用いた入力地震動は、1995年兵庫県南部地震で観測された記録のうち、図-6に示す葺合で観測された記録のNS成分を用いる。

まず、基盤位置における入射波に対する盛土頂部中央部分の応答の比率、つまり周波数応答関数について、2次元有限要素解析(2D FEM)、既提案手法(1D(2002))および提案手法(Proposed)の比較を図-7に示す。有限要素法を除く、2つの1次元解析法では地盤の減衰定数 h を2%とした。また、2次元有限

要素解析による周波数応答関数は、入力波および応答加速度時刻歴のフーリエスペクトル比(Parzen Window処理, band幅=0.2Hz)により算出した。提案手法は、2次元有限要素解析による応答の卓越している周波数2-3Hzの増幅を、既提案手法に比べ良く再現していることが分かる。

次に、各手法による盛土頂部での加速度応答波形の比較、盛土中央部およびその支持地盤内での最大加速度、最大せん断応力の深度分布の比較を図-8, 9, 10に示す。加速度波形についてみると、2次元解析による波形形状は2つの1次元解析手法と概ね対応しているが、最大値や主要部分(8秒から12秒)の波形形状は提案手法が良く対応している。最大加速度の深度分布においても、提案手法は盛土高さ10m近傍を除き、2次元解析とも良く対応している。その差異について考察するため、まず、図-7に示した周波数応答関数に着目する。2DFEMの卓越周波数は提案手法で最も卓越する2次固有周波数にはば対応しているが、提案手法では2DFEMに卓越の認められず、増幅の大きくない1次固有周波数が存在している。次に、後述する提案手法に基づく固有周波数毎の振動モードを勘案すれば、提案手法による応答変形には最も卓越する2次モー

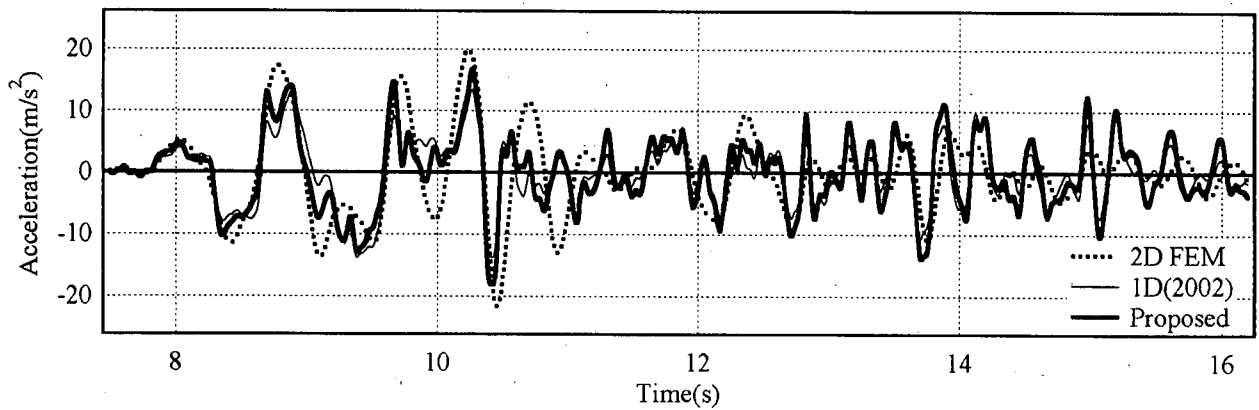


図-8 盛土頂部における加速度応答波形の比較

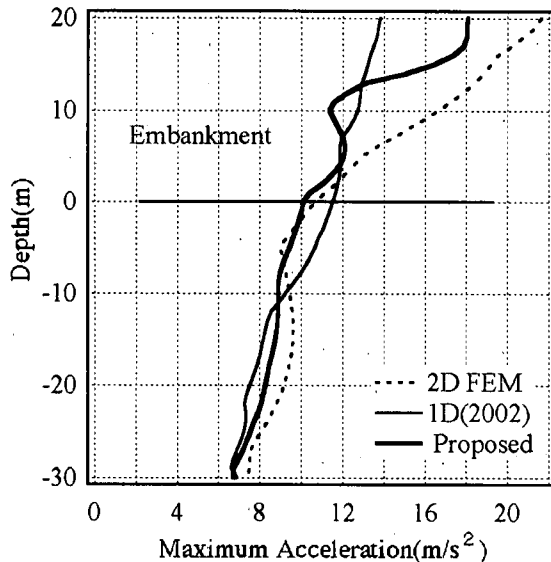


図-9 最大加速度の深度分布の比較

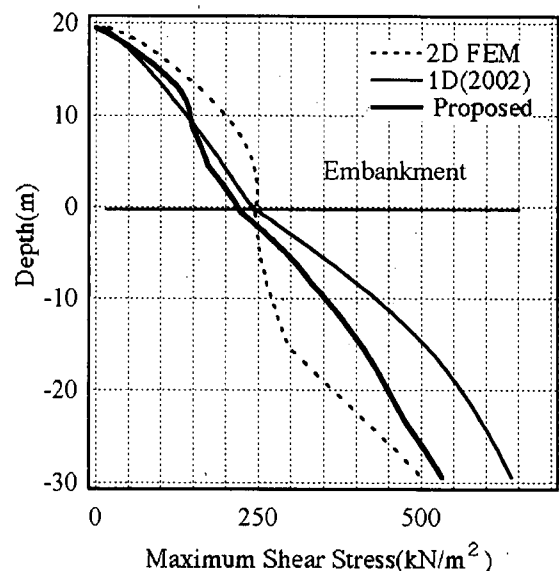


図-10 最大せん断応力の深度分布の比較

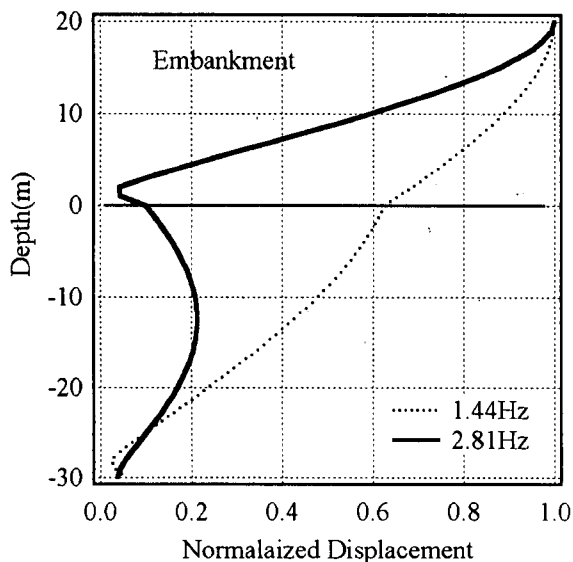


図-11 1次、2次固有周波数における地盤内の基準化変位分布

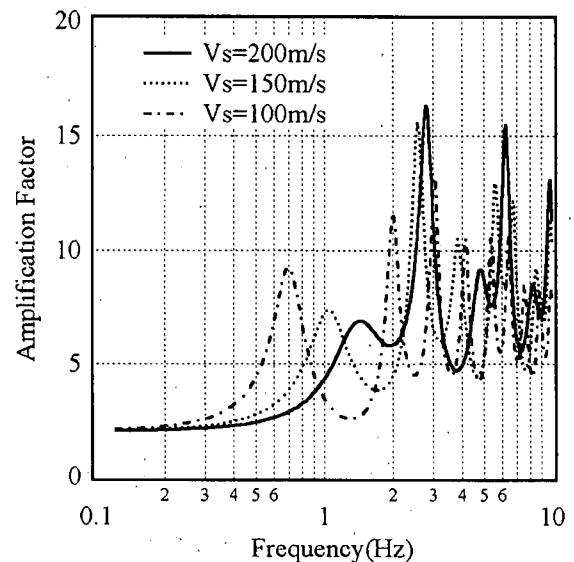


図-12 支持地盤のせん断波速度に応じた周波数応答関数の比較

ドの変形に1次モードの変形が影響し、盛土高さが10mより低い位置での加速度が2DFEMに比べ小さな値となっていると推測される。最大せん断応力についても、最大加速度と同様の傾向が認められるが、提案手法は既提案手法に比べ、2次元解析の

結果と良い対応がみられる。

ここで示した2次元解析と提案手法、さらに既提案手法との比較により、提案手法の有用性が明らかとなった。このことは、盛土の応答は盛土下の支持地盤のみならず側方地盤の影響も受けている、

言い換えれば盛土部とその下方地盤との動的相互作用が盛土の応答を評価する上で重要であることを示している。

3.2 盛土-支持地盤の震動性状

まず、前節で用いた地盤モデルにおいて、図-7に示した周波数応答関数より得られる盛土-支持地盤系の1次、2次固有周波数、1.44Hzおよび2.81Hzにおける地盤の変位モード(地表面変位で基準化した変位)を図-11に示す。これより、応答の卓越している2次固有周波数による地盤の変形は、盛土部の変形が卓越していることが分かる。

次に、支持地盤のせん断波速度が盛土の応答に及ぼす影響を把握するため、そのせん断波速度を100m/s、150m/sおよび200m/sとした際の周波数応答関数の比較を図-12に示す。これより、支持地盤のせん断波速度が小さくなるにつれ1次固有周波数における応答倍率が大きくなり、支持地盤のせん断波速度が100m/sの場合、1次と2次固有周波数における応答倍率が同程度となっている。このことは、支持地盤が軟らかくなるにつれ、支持地盤との相互作用の影響が増加することを示している。

5.あとかぎ

ここでは、盛土-支持地盤系の地震応答に及ぼす盛土側方地盤との動的相互作用の影響を把握することを目的とし、まず、既に層マトリックス法により定式化された盛土-支持地盤系の1次元地震応答解析法を剛性マトリックス法により再定式化し、盛土側方地盤との動的相互作用の評価手法を提案した。この提案手法は、既に提案している盛土部の層マトリックスを活用でき、解析法自体の簡便性を損なうことなく側方地盤との動的相互作用を考慮できるという特徴を有している。その適用性を把握するため、2次元有限要素法を用いた地震応答解析との比較を行い、以下のことが明らかとなった。

- 1) 提案手法は既提案手法より精度よく盛土とその支持地盤との相互作用を考慮できる。
- 2) 支持地盤のせん断波速度が小さくなるにつれ、盛土の応答に及ぼす支持地盤との相互作用の影響が大きくなる。

さらに、この手法は既提案手法と同様に盛土内の非線形挙動を得るため、周波数領域での非線形解析法の考え方¹¹⁾が適用可能であるという今後の発展性も特徴として加えることができる。

最後に、ここで提案した盛土-地盤系の1次元地震応答解析法の他の条件下での妥当性は今後の課題としたい。研究の一部は学術フロンティア「中山間地及び地方都市における環境共生とそれを支

える情報通信技術に関する研究」の一環とし、その予算を用いて実施したものであることを記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する検討小委員会編：高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告，土木学会-地震工学委員会，pp.105-183，2000
- 2) Newmark N. : Effects of Earthquakes on Dams and Embankment, Geotechnique, London, 15(2), pp.139-160, 1965
- 3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計：丸善，pp.317-330，1999
- 4) Steven L. Kramer, Matthew W. Smith : Modified Newmark Model for Seismic Displacements of Compliant Slopes, J. Geotech Eng., ASCE, 123(7), pp.635-644, 1997
- 5) Hamid R. RAZAGHI, Eiji YANAGISAWA, Motoki KAZAMA : An Approach to seismic Permanent Displacement of Slopes, J. Geotech. Eng., JSCE, No.659/III-52, pp.1-16, 2000
- 6) 佐々木康：河川堤防の地震被害，土と基礎，28-8 (271), pp.25-30, 1980
- 7) 中村晋，風間基樹：層マトリックス法による盛土-支持地盤系の1次元地震応答解析法の提案，応用力学論文集，Vol.5, pp.501-508, 2002
- 8) 土岐憲三：新体系土木工学Ⅱ構造物の耐震解析，(社)土木学会，pp.82-90, 1982
- 9) Kausel, E. and Roesset, J. M. : Stiffness Matrices for Layered Soils, B.S.S.A., Vol.71, No.6, pp.1743-1761, 1981
- 10) Yoshida, N.: STADAS, A Computer Program for Static and Dynamic Analysis of Ground and Soil-Structure interaction Program, Report, Soil Dynamic Group. The University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1993
- 11) 中村晋，吉田望：周波数領域での地盤材料の動的変形特性に基づく地盤の非線形地震応答解析の提案，土木学会論文集No.722/IIJ-61, 169-187, 2002.12

(2003年4月18日受付)