

土一構造物系の非線形動的相互作用解析

A NONLINEAR DYNAMIC SOIL-STRUCTURE SYSTEM INTERACTION
ANALYSIS BY FINITE ELEMENT METHOD

森 雅美* 佐藤紘志** 小暮幹太***

By Masami MORI, Hiroshi SATO and Kanta KOGURE

This paper presents an analytical approach for the dynamic soil-structure interaction problem under impulsive loading. Herein, an attempt is made to introduce separation and sliding phenomenon between the soil and structures in addition to the strain rate effect of soil, into the nonlinear dynamic analytical method based on the finite element procedures. At first, the basic equations of the joint element which represents separation and sliding phenomenon are formulated using 6-noded quadratic isoparametric element. Then, the specially devised computational algorithm is developed by introducing the joint element together with the elasto-plastic constitutive model of soil, so called Cap model, into the nonlinear dynamic analytical method. Finally, nonlinear dynamic response of a pipe buried in a cohesive soil subjected to shock wave is examined numerically, and is compared with the experimental results. Especially, the influence of separation and sliding on the earth pressure and displacement of pipe is discussed.

1. 緒言

近年、耐震設計の観点から土あるいは地盤と構造物との動的相互作用の問題が注目を浴びている。これは、構造物設計の信頼性向上を図るためには、地震時における構造物の振動特性が土の動的性質と互いに大きく影響し合うことによる、土と構造物との動的相互作用を考慮した設計が必要になってきたためである。このため土の繰返し載荷時の復元力特性を考慮した実験的および解析的研究が多くなされてきた。これらの結果を見ると、動的相互作用という言葉が用いられているのにも拘らず、一般に、構造物周辺の土のひずみは小さく、またひずみ速度の影響も小さいので、土の力学的性質を準静的挙動として取り扱っても差し支えない程度のものであった。一方、直下型地震による原子炉等の重要構造物の応答、落石によるロックシェットの応答、杭打ち時に地盤中に貫入する杭の貫入特性、あるいは爆発荷重を受ける地下構造物や投錨時の海底埋設管の応答など、急激な荷重が作用する場合には、上記の耐震設計とは異なった意味での動的相互作用について考慮する必要がある。すなわち、このような高速載荷の場合には、外力の作用時間が極めて短く、かつ大きな外力が作用するので、構造物周辺の土に大きなひずみが発生し、土の非線形特性が卓越するとともに、いわゆる土のひずみ速度の影響が重要な要素となってくる¹⁾。

従来、有限要素法を用いて土一構造物系の動的問題を取り扱った研究は比較的多く、例えば、Baron²⁾は爆発荷重による地盤振動の解析を3種類の土の構成モデルを用いて比較検討し、土の構成方程式としては

- * 防衛大学校講師 土木工学教室 (〒239 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)
 ** 工博 防衛大学校教授 土木工学教室 (同 上)
 *** 防衛大学校 第32期本科学士 (同 上)

Cap モデル³⁾が有効であると述べている。また伊藤・久武⁴⁾は地盤を弾性体と仮定して近接発破に起因する既設トンネル覆工の動的応答解析を行い、実際のトンネルの工事現場における実測結果と比較して、その妥当性を確認している。さらに、Wilson⁵⁾は爆発荷重による地下構造物の動的相互作用について初めて非線形解析を行い、土の材料モデルの中の体積およびせん断弾性係数がひずみに依存すると仮定して、そのモデルの有効性を提唱している。

ところで、土と構造物の相互作用は両者の間の境界面を通じての運動エネルギーの授受の問題であるから、相互作用の特性は土と構造物のそれぞれの固有の力学的特性のみならず、境界面の幾何学的形状やその状態によっても変動する。すなわち、土と構造物の境界面においては剝離や滑動現象の生じる可能性が考えられ、土-構造物系はこれらの構造非線形性と材料の非線形性とが相乗効果として働き強い非線形挙動を示すことになる⁶⁾。このような剝離や滑動現象の問題を有限要素法で取り扱う場合、連続体内に有する不連続面を表現するために Goodman⁷⁾らにより提案されたジョイント要素のような部分的な不連続性を表現する特殊要素を用いることが多い。例えば動的問題に限定すれば、土岐ら⁸⁾はジョイント要素を地盤と構造物との接触面に配置して非線形震動解析を行い、構造物の地震時挙動ならびに滑動に対する安全性に関して検討を加えている。また Zaman⁹⁾らは彼らの提案する薄層インターフェース要素を用いて原子炉格納構造物の強震時の挙動を考察している。しかし、土岐らは地盤を完全弾塑性体と仮定しており、また Zaman らは土に Cap モデルを用いているもののひずみ速度効果を考慮していない。このように、有限要素法を用いて土のひずみ速度効果を考慮した土-構造物系の動的応答解析に関する研究はあまりその例がなく、また、土の動的構成方程式そのものにも有効なモデルが見当たらない現状である。

このような観点から著者の一人は、衝撃荷重を受ける土-構造物系の動的応答解析手法を確立することを目的として、ひずみ速度効果を考慮した土の構成方程式を用いて在来の有限要素法による非線形動的応答解析法にひずみ速度効果を組み込む解析手法を提示するとともに、衝撃波を受ける粘性土中に埋設されたパイプの動的挙動に関する模型実験¹⁾を例にとり、高速載荷時におけるひずみ速度効果による影響に対する検討を試みている¹⁰⁾。そこでは、土と構造物の境界面は完全に固着しているという仮定を前提として解析を行っていた。さらに著者らは、ジョイント要素を導入することにより剝離や滑動現象を考慮した非線形動的応答解析¹¹⁾を試みたが、ジョイント要素の構成関係を線形と仮定していた。

本研究では土のひずみ速度効果を組み込んだ有限要素法による非線形動的応答解析法に非線形の構成関係をもつジョイント要素を導入することにより、高速載荷時の土と構造物の境界面における剝離や滑動現象を考慮した動的相互作用問題の評価を試みるものである。このように土のひずみ速度効果の材料非線形性に加えて、土と構造物の境界面での剝離や滑動の構造非線形性を考慮することにより、動的相互作用問題に対してより現実に近い力学モデルによる検討が可能となる。

2. 非線形動的応答解析の基本式

ここでは、本研究で試みた非線形動的応答解析における動的平衡方程式、ジョイント要素とひずみ速度効果を考慮した土の構成モデルの基本式について述べる。

(1) 動的平衡方程式

ある時刻 $t + \Delta t$ における有限要素集合体の非線形動的平衡方程式は次式のように表わされる¹²⁾。

$$M\ddot{U}_{t+\Delta t} + C\dot{U}_{t+\Delta t} + K_t U = R_{t+\Delta t} - F_t \quad (1)$$

ここに、 M ：質量マトリックス、 C ：減衰マトリックス、 K_t ：時刻 t における接線剛性マトリックス、 $R_{t+\Delta t}$ ：時刻 $t + \Delta t$ における外力荷重ベクトル、 F_t ：時刻 t における要素内応力に対応する等価節点力ベクトル、 $\ddot{U}_{t+\Delta t}$ 、 $\dot{U}_{t+\Delta t}$ ：時刻 $t + \Delta t$ における節点加速度ベクトルと節点速度ベクトル、 $U (=$

$U_{t+\Delta t} - U_t$) : 時刻 t と時刻 $t + \Delta t$ の間の節点変位増分ベクトル、 Δt : 時間増分である。

ここで、 M はコンシステント質量マトリックスを用いた。また、減衰に関しては土の減衰特性を定量的に把握することが困難であるため、次式のような Rayleigh 減衰を仮定した。

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2)$$

ここに、係数 α と β は系の固有円振動数の関数でありその2次までをとると各々次式のようになる。

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} h, \quad \beta = \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} h \quad (3.a,b)$$

ただし、 ω_1 と ω_2 は各々系の第1次と第2次固有円振動数であり、 h は減衰定数である。

(2) ジョイント要素

本研究では、土要素およびパイプ要素に8節点で構成される2次アイソパラメトリック要素を用いる。このためここでは、ジョイント要素は図-1に示すような6節点で構成される厚さゼロの2次アイソパラメトリック要素とし、図-2に示す非線形の構成関係を与えた。文献13)に従って、2次アイソパラメトリック要素によるジョイント要素の基本式の定式化を行えば以下のようになる。

図-1のように、全体座標系(x, y)とそれに対して反時計回りに θ の傾角をなす局所座標系(s, n)を設定し、ジョイント要素が局所座標系(s, n)で相対変位 Δu_s と Δu_n をもち、各々の相対変位と座標は要素内で2次的に変化するものとする。ジョイント要素の上部(Top)と下部(Bottom)の任意点の座標 s^{Top} と s^{Bottom} は、節点座標 s_i と s_{i+3} ($i=1,2,3$) により各々次式のように表わされる。

$$s^{Top} = \sum_{i=1}^3 N_i s_i, \quad s^{Bottom} = \sum_{i=1}^3 N_i s_{i+3} \quad (4.a,b)$$

ここに、 N_i ($i=1,2,3$) は次式のような自然座標 $\xi = (2/l)s$ の関数で表わされる2次補間関数で、

$$N_1 = -\xi(1-\xi)/2, \quad N_2 = \xi(1+\xi)/2, \quad N_3 = 1-\xi^2$$

l はジョイント要素の長さである。

同様に、任意点の相対変位 Δu_s と Δu_n は節点相対変位 Δu_{si} と Δu_{ni} ($i=1,2,3$) により各々次式のように表わされる。

$$\Delta u_s = \sum_{i=1}^3 N_i \Delta u_{si}, \quad \Delta u_n = \sum_{i=1}^3 N_i \Delta u_{ni} \quad (5.a,b)$$

ここで、節点相対変位 Δu_{si} と Δu_{ni} ($i=1,2,3$) は、ジョイント要素の上部の変位 u_{si} 、 u_{ni} ($i=1,2,3$) と下部の変位 $u_{s,i+3}$ 、 $u_{n,i+3}$ ($i=1,2,3$) との差であり、各々次式のように得られる。

$$\Delta u_{si} = u_{si} - u_{s,i+3}, \quad \Delta u_{ni} = u_{ni} - u_{n,i+3} \quad (i=1,2,3) \quad (6.a,b)$$

ジョイント要素では、通常のひずみに対応する量として相対変位 Δu_s と Δu_n を用いるが、各節点変位との関係は式(5.a,b)、

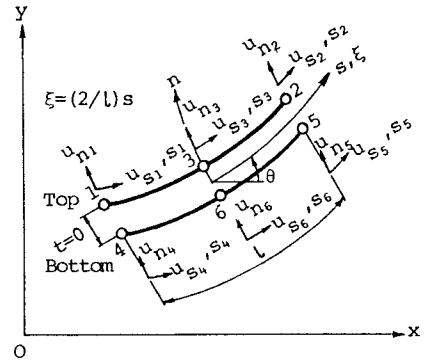
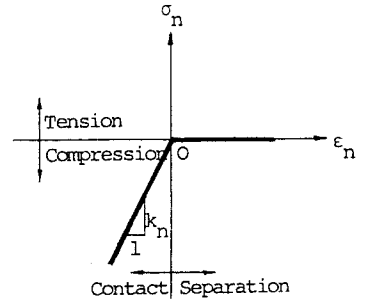
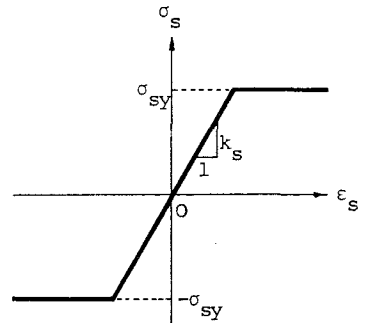


図-1 ジョイント要素



(a) Normal direction



(b) Shear direction

図-2 ジョイント要素の構成関係

(6.a,b) より次式で示される。

$$\bar{\epsilon} = \bar{B} \bar{u}^e \quad (7)$$

ここに、 $\bar{\epsilon}$ 、 $\bar{B}$ と $\bar{u}^e$ は各々ひずみベクトル、ひずみ-変位マトリックスと要素に関する節点変位ベクトルであり次式のように書ける。

$$\begin{aligned} \bar{\epsilon}^T &= [\epsilon_s \quad \epsilon_n]、 \\ \bar{B} &= [\bar{N}_1 \quad \bar{N}_2 \quad \bar{N}_3 \quad -\bar{N}_1 \quad -\bar{N}_2 \quad -\bar{N}_3]、 \\ (\bar{u}^e)^T &= [u_{s1} \quad u_{n1} \quad u_{s2} \quad u_{n2} \quad u_{s3} \quad u_{n3} \quad u_{s4} \quad u_{n4} \quad u_{s5} \quad u_{n5} \quad u_{s6} \quad u_{n6}]、 \\ \bar{N}_i &= N_i \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (i=1,2,3) \end{aligned}$$

ただし、肩字 T は転置を示す。

次に、ジョイント要素内では力が面全体を通じて一様に伝達されるものと仮定し、発生する応力をジョイント要素の長さ l で除した単位長さ当りの値として定義する。また、ジョイント要素の応力とひずみの間の構成関係をジョイント面に垂直な方向と面に平行なせん断方向に関して各々図-2(a)と(b)のような完全弾塑性と仮定する⁶⁾。すなわち、垂直方向に関しては垂直ひずみが正(剥離)の場合には垂直応力 σ_n のみならずせん断応力 σ_s も伝達されず、負(接触)の場合では垂直剛性 k_n の線形関係にあるものとする。一方、せん断方向に関しては、せん断応力の絶対値 $|\sigma_s|$ が降伏応力 σ_{sy} を越えると滑動を生じ、それ以下ではせん断剛性 k_s の線形関係にあるものとする。すると、応力とひずみの増分関係は次式のように得られる。

$$\Delta \bar{\sigma} = \bar{D} \Delta \bar{\epsilon} \quad (8)$$

ここに、 $\Delta \bar{\sigma}$ と $\Delta \bar{\epsilon}$ は各々応力増分ベクトルとひずみ増分ベクトルであり次式のように書け、

$$\Delta \bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \Delta \sigma_s \\ \Delta \sigma_n \end{bmatrix}, \quad \Delta \bar{\epsilon} = \begin{bmatrix} \Delta \epsilon_s \\ \Delta \epsilon_n \end{bmatrix}$$

また、 $\bar{D}$ は応力-ひずみマトリックスであり、上記の各場合に依りて次式のようになる。

i) 接触状態 ($\epsilon_n < 0$)

$$\bar{D} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \quad (|\sigma_s| < \sigma_{sy}), \quad \bar{D} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \quad (|\sigma_s| \geq \sigma_{sy})$$

ii) 剥離状態 ($\epsilon_n \geq 0$)

$$\bar{D} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

ここで、せん断降伏応力 σ_{sy} は $\sigma_n \leq 0$ (接触)に対しては Mohr-Coulomb の降伏条件を仮定して次式で与えられるものとする。

$$\sigma_n \leq 0 \text{ (接触)} : \sigma_{sy} = c - \sigma_n \tan \phi, \quad \sigma_n > 0 \text{ (剥離)} : \sigma_{sy} = 0$$

ただし、 c_u と ϕ_u は各々ジョイント要素の非排水粘着力と内部摩擦角である。

局所座標系(s,n)におけるジョイント要素の剛性マトリックス $\bar{K}$ とコンシステント質量マトリックス $\bar{m}$ は、仮想仕事の原理より各々次式のように導かれる。

$$\bar{K} = \int_0^l \bar{B}^T \bar{D} \bar{B} J d\xi \quad (9.a)$$

$$\bar{m} = \int_0^l \rho \bar{N}^T \bar{N} J d\xi \quad (9.b)$$

ここに、 ρ は質量密度であり、また、

$$J = \frac{ds^{Top}}{d\xi} = \frac{1}{2} (2\xi - 1)s_1 + \frac{1}{2} (2\xi + 1)s_2 - 2\xi s_3, \quad \bar{N} = \begin{bmatrix} \bar{N}_1 & \bar{N}_2 & \bar{N}_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \bar{N}_1 & \bar{N}_2 & \bar{N}_3 \end{bmatrix}$$

である。

全体座標系(x,y)でのジョイント要素の剛性マトリックス k とコンシステント質量マトリックス m は、座標変換マトリックス T を用い次式のように得られる。

$$\mathbf{k} = \mathbf{T}^T \bar{\mathbf{k}} \mathbf{T} \quad (10.a)$$

$$\mathbf{m} = \mathbf{T}^T \bar{\mathbf{m}} \mathbf{T} \quad (10.b)$$

ここに、

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \mathbf{L} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ & \mathbf{L} & \mathbf{0} \\ \text{sym.} & & \mathbf{L} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{L} = \begin{bmatrix} \lambda & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \lambda \end{bmatrix}, \quad \lambda = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix}$$

(3) ひずみ速度効果を考慮した土の構成モデル

本研究の対象とした粘土の場合には、ひずみ速度効果は本来変形特性と強度特性に明瞭に現れるといわれている¹⁵⁾。著者らはすでに、高速載荷時のように応力波が地盤中を伝播する非圧密非排水状態では、塑性体積ひずみを硬化パラメータに選定する弾塑性構成モデルである Cap モデル¹⁴⁾が破壊限界までの非線形挙動を十分表現できるとして、これにひずみ速度効果を導入した動的構成方程式を提示している¹⁰⁾。そこでは上記2特性のうち変形特性は実験的な計測が困難でバラツキが大きいことから静的載荷時の特性を準用し、強度特性のみがひずみ速度効果に依存するという条件から静的な弾塑性理論と同様の手法に基づき動的構成モデルの定式化を行っている。そこで提示したひずみ速度効果を考慮した Cap モデルの基本式を要約して示せば以下になる。

ひずみ速度を考慮した Cap モデルの降伏関数は、図-3 に示す Drucker-Prager の降伏曲面と楕円型 Cap の降伏曲面によって表現され各々次式で表わされる。

$$F_f(\dot{\gamma}_{oct}) = \alpha(\dot{\gamma}_{oct}) J_1 + \sqrt{J_2} - k(\dot{\gamma}_{oct}) = 0 \quad (11.a)$$

$$F_c(\dot{\gamma}_{oct}) = (J_1 - L(\kappa))^2 + R^2 J_2 - (X(\kappa) - L(\kappa))^2 = 0 \quad (11.b)$$

ここに、 J_1 は応力の1次不変量、 J_2 は偏差応力の2次不変量、 $\dot{\gamma}_{oct}$ はひずみ速度、 R は土質によって定まる定数で楕円の長軸と短軸の比(楕円比)、 $L(\kappa)$ は楕円の頂点での J_1 、 $X(\kappa)$ は J_1 軸と楕円との交点、 κ は硬化パラメータであり、体積ひずみ硬化仮説に従えば塑性体積ひずみに選択できる。また、 $\alpha(\dot{\gamma}_{oct})$ と $k(\dot{\gamma}_{oct})$ は図-4 の高速三軸圧縮試験結果から得られるひずみ速度依存性を持つ非排水粘着力 $c_u(\dot{\gamma}_{oct})$ と内部摩擦角 $\phi_u(\dot{\gamma}_{oct})$ に対応する Drucker-Prager の降伏曲面の係数であり、各々次式

$$\alpha(\dot{\gamma}_{oct}) = \frac{\tan \phi_u(\dot{\gamma}_{oct})}{\sqrt{9+12 \tan^2 \phi_u(\dot{\gamma}_{oct})}} \quad (12.a)$$

$$k(\dot{\gamma}_{oct}) = \frac{3 c_u(\dot{\gamma}_{oct})}{\sqrt{9+12 \tan^2 \phi_u(\dot{\gamma}_{oct})}} \quad (12.b)$$

のようになり、強度定数 $\phi_u(\dot{\gamma}_{oct})$ と $c_u(\dot{\gamma}_{oct})$ は各々ひずみ速度 $\dot{\gamma}_{oct}$ に関する次の実験式で示される。

$$\phi_u(\dot{\gamma}_{oct}) = a_1 X^3 + a_2 X^2 + a_3 X + a_4 \quad (13.a)$$

$$c_u(\dot{\gamma}_{oct}) = b_1 X^3 + b_2 X^2 + b_3 X + b_4 \quad (13.b)$$

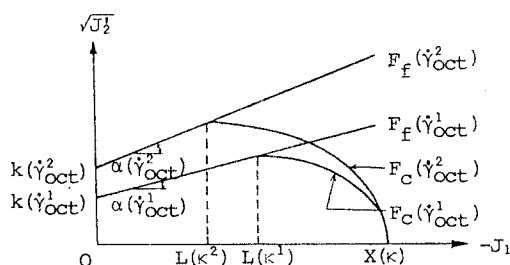


図-3 Capモデルのひずみ速度による変化

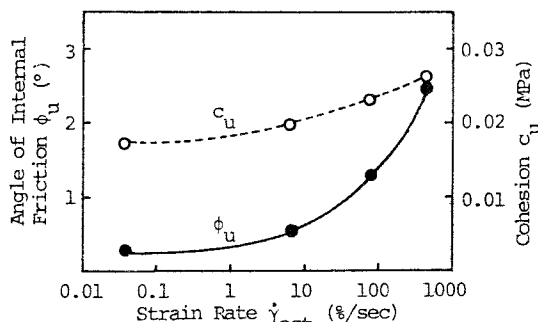


図-4 ϕ_u と c_u のひずみ速度依存性

ここに、 $x=\log(\dot{\gamma}_{oct})$, $a_1=0.090$, $a_2=0.148$, $a_3=-0.153$, $a_4=0.290$, $b_1=0.00267$, $b_2=0.00561$, $b_3=0.00829$, $b_4=0.182$ である。

さらに、等方圧縮特性を表わす $X(\kappa)$ と硬化パラメータ κ との関係は、高速載荷時には本来ひずみ速度 $\dot{\gamma}_{oct}$ に依存すると考えられるが実験的に求めることが困難であるため、静的等方圧縮試験から求められる関係を用いれば次式のように表わされる。

$$\kappa=W\left(e^{Dx}-1\right) \tag{14}$$

ここに、 D 、 W は実験によって定まる定数である。
また、 $L(\kappa)$ と硬化パラメータ κ の関係は次式で表わされる。

$$L(\kappa)=\frac{X(\kappa)+k\left(\dot{\gamma}_{oct}\right) R}{1+\alpha\left(\dot{\gamma}_{oct}\right) R} \tag{15}$$

ひずみ速度 $\dot{\gamma}_{oct}$ に関して楕円比 R を独立とすれば、ひずみ速度 $\dot{\gamma}_{oct}$ の値に対応して Drucker-Prager の降伏曲面と楕円型 Cap の降伏曲面の双方が 図-3 のように変化することになる。

3. 解析モデルと解析条件

(1) 解析モデル

本研究で解析の対象とするのは、衝撃波を受ける粘性土中に埋設されたパイプの動的挙動に関する模型実験¹⁾の結果である。高速載荷装置には、入射波を明確に把握できしかも再現性のある応力波が得られるショックチューブによる空気衝撃波発生装置（全体形状および諸元は文献1）を参照）を用いた。ショックチューブの側方に図-5 に示すような幅 10 cm、長さ 50 cm、深さ 60 cm の土槽を設置し、土槽内の粘性土中に外径が $D=100$ mm で、肉厚が $t=2$ mm (Rigid Pipe) と $t=0.5$ mm (Flexible Pipe) の2種類の剛性の異なるパイプを埋設した。実験は幅方向のひずみを拘束した平面ひずみ状態で、土槽の上部に衝撃波（入射波）を通過させて応力波を土中に伝播させることにより行われた。解析モデルとしては、解析対象および載荷方向の対称性を考慮して解析対象

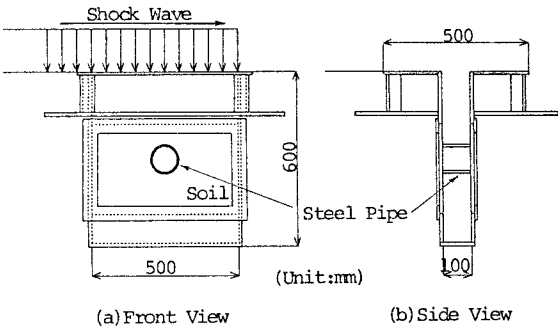


図-5 土槽と載荷方法

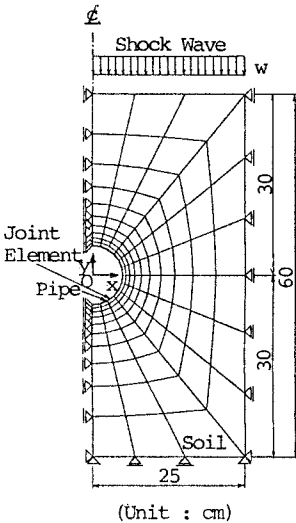


図-6 要素分割図

表-1 解析に用いた材料定数

Parameters	Pipe	Soil	Joint
E (MPa)	2.06×10^5	2.32	-----
ν	0.3	0.45	-----
c_u (MPa)	-----	0.0178*	0.0178
ϕ_u (deg.)	-----	0.290*	0.290
W	-----	0.021	-----
D (MPa ⁻¹)	-----	2.77	-----
R	-----	2.5	-----
k_s (kN/m ³)	-----	-----	9.8×10^5
k_n (kN/m ³)	-----	-----	9.8×10^5
ρ (kN·sec ² /m ⁴)	7.90	1.45	1.45
Remarks		**Initial Value	

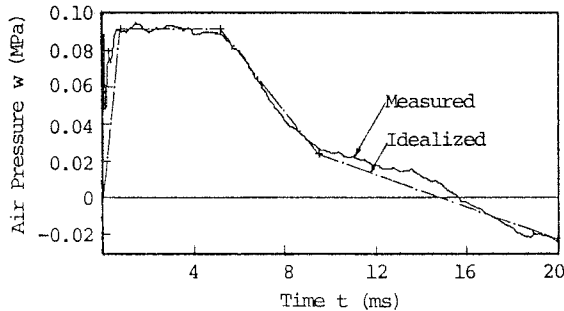


図-7 実験による外力と理想化した外力

の右半分とし、図-6 に示すようにパイプを中心として放射状に 156 要素 (506 節点) に分割した有限要素メッシュと境界条件を設定し、粘土とパイプの境界面には 12 要素のジョイント要素を配置した。解析モデルに荷重強度 w の等分布荷重として作用する高速荷重は、図-7 の実線で示す実測された外力～時間曲線を一点鎖線のように理想化したうえで、等価節点外力に置換して解析モデルの上表面の各節点に与えた。

解析に用いた材料定数は表-1 に示す通りである。ここで、Cap モデルに必要な土質パラメータは以下のように求めた。粘土の弾性係数 E は、波動伝播速度より求まる体積弾性係数とポアソン比 ν (ここでは、 $\nu=0.45$ と仮定) から計算した。硬化パラメータに用いる塑性体積ひずみと等方圧縮応力との関係を示すパラメータ W と D は、静的等方圧縮試験結果から求め、楕円比 R は仮定した。ジョイント要素のせん断剛性 k_s と垂直剛性 k_n は、応答に非常に大きく影響する重要な材料定数である。これらは、降伏せん断応力以下および圧縮応力状態に対しての変位量は零であるべきことから極めて大きな値とすることが望ましい¹⁶⁾。しかし、極端に大きな値とすると数値解析上桁落ちあるいは収束が困難になることから、同文献を参考にして同表に示す値を仮定した。なお、土要素の質量密度 ρ は実測した単位体積重量 γ より求め、ジョイント要素についても同じとした。

表-2 解析ケース

ITEM CASE	Strain Rate	Joint Element
Case-A	×	×
Case-B	○	×
Case-C	○	○

(2) 解析条件

解析は、図-6 に示す解析モデルを用いて平面ひずみ条件下で行った。土要素とパイプ要素には 8 節点 2 次アイソパラメトリック要素を、ジョイント要素には 6 節点 2 次アイソパラメトリック要素を採用した。数値積分には 2 次の Gauss 求積法を用い、応力とひずみの評価は Gauss の積分点で行った。式 (1) の動的平衡方程式の時間積分には Newmark's β 法 ($\beta=1/6$) を、非線形解析には修正 Newton-Raphson 法を用いた。なお、減衰定数 h は衝撃実験において土のひずみが約 1 % 生じたことにより文献 17) を参照して $h=0.2$ とした。

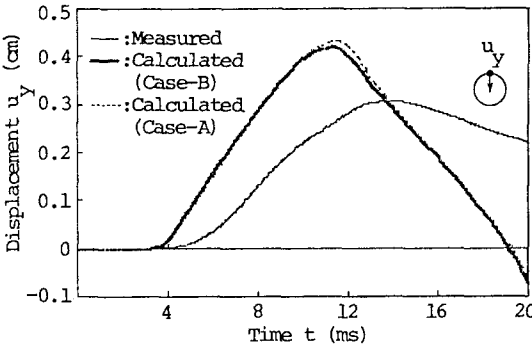


図-8(a) RP 頂部の変位の解析結果の比較

4. 解析結果と考察

本研究では、ひずみ速度効果に加えて剝離や滑動現象を考慮した土と構造物の動的挙動の検討を目的としている。これらの両非線形性は相乗効果として働くため各々の効果を分離することは困難である。しかし、各々の効果を概略的に考察するため表-2 に示すように、Case-A: ひずみ速度効果とジョイント要素導入の両効果を考慮しない場合、Case-B: ひずみ速度効果のみを考慮する場合、Case-C: ひずみ速度効果とジョイント要素導入の両効果を考慮する場合の 3 ケースの解析を行った。これらの解析結果に

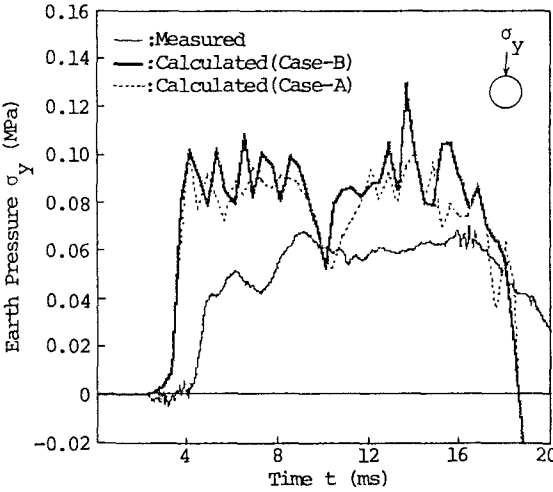


図-8(b) RP 頂部の土圧の解析結果の比較

に基づき、まずひずみ速度効果による影響を考察し、ついで土とパイプの境界面での剝離と滑動状況を検討し、最後に実験結果と解析結果との比較を行いジョイント要素導入の効果を確認する。なお、本論文では紙面の都合上 Rigid Pipe (RP) に関する解析結果のみを取り上げた。

(1) ひずみ速度効果による影響¹³⁾

ここでは、ひずみ速度効果のみを考慮する場合 (Case-B) とひずみ速度効果とジョイント要素導入の両効果を考慮しない場合 (Case-A) の解析結果に基づき、ひずみ速度効果による影響を検討する。一例として、パイプ頂部の鉛直変位とパイプ頂部における作用土圧を取り上げる。

図-8(a),(b) は各々鉛直変位～時間関係と作用土圧～時間関係を示したものであり、実験結果を実線で、Case-B の解析結果を太い実線で、Case-A の解析結果を点線で示している。これらより変位に関しては、ひずみ速度効果を考慮した方 (Case-B) が考慮しない場合 (Case-A) に比べ $t=12\text{ ms}$ 以降の変位は多少小さくなっている。これはひずみ速度効果を考慮することにより降伏曲面が膨らむため系全体としての弾性領域部分が增大し、従って系全体の剛性が增大するためと考えられる。作用土圧に関しては、ひずみ速度効果によって土圧が多少増大する傾向にあるがその効果はあまり大きくない。以上の両例においては、ひずみ速度効果はさほど顕著に現れなかった。これは、本計算例の場合では上方からの圧縮応力が主として作用し、せん断応力があまり大きくならなかったためと考えられる。

(2) 剝離と滑動状況

ここでは、ひずみ速度効果とジョイント要素導入の両効果を考慮する場合 (Case-C) の解析結果に基づき、土とパイプの境界面での剝離と滑動状況を検討する。

図-9(a),(b) は各々土とパイプの境界面に配置したジョイント要素の垂直方向とせん断方向の相対変位～時間関係をパイプ頂部より時針方

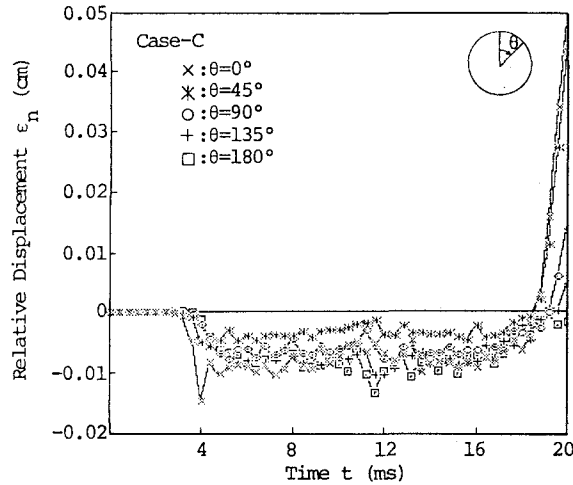


図-9(a) ジョイント要素の相対変位の解析結果 (垂直方向)

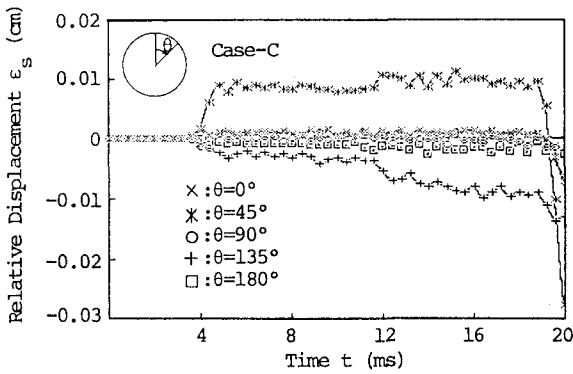


図-9(b) ジョイント要素の相対変位の解析結果 (せん断方向)

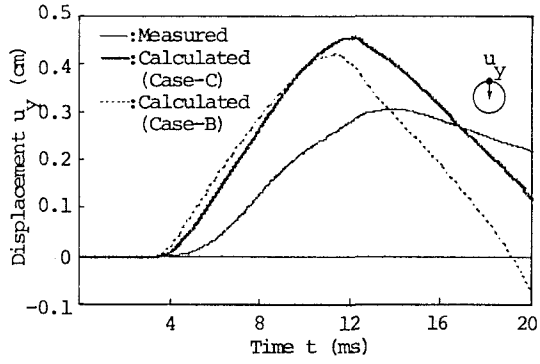


図-10(a) RP頂部の変位の解析結果と実験結果の比較

向に 45° 間隔で示したものである。ここで、相対変位 ε_0 が負の場合は貫入を、正の場合は剝離を表わしている。

図-9(a) より、 $t=4\sim 9$ ms の間ではパイプ頂部($\theta=0^\circ$)での、それ以降ではパイプ底部($\theta=180^\circ$)での相対変位(貫入量)が最も大きくなることが認められる。これは、衝撃波による応力波が入射されて土中に伝播する $t=8$ ms まではパイプ頂部が入射波の影響を最も受け、また $t=8$ ms 以降では入射波が土槽の底面に到達して反射波が発生するため、パイプ頂部より入射波の影響の度合いが小さかったパイプ下部が反射波の影響を受けるためと考えられる。また、パイプ側方($\theta=90^\circ$)より下部では剝離を生じていないが、パイプ側方より上部では $t=18$ ms 付近より剝離を生じ、相対変位(剝離量)はパイプ側方から上部になるほど大きくなることが認められる。これは、図-7 の外力～時間曲線に示すように $t=16$ ms までは正圧が鉛直下方に作用するためパイプの全面において剝離が発生しないと考えられるのに対して、 $t=16$ ms 以降では鉛直上方に作用する負圧によりパイプ頂部と側方の間の土が鉛直上方に引張られるためと考えられる。

図-9(b) より、パイプ頂部($\theta=0^\circ$)、側方($\theta=90^\circ$)と底部($\theta=180^\circ$)ではほとんど滑動が生じていないが、 $\theta=45^\circ$ 方向では $t=4$ ms 付近より約 0.01 cm の相対変位が生じ、 $t=12$ ms 以降やや増加しており、また $\theta=135^\circ$ 方向では $t=4$ ms 付近より徐々に相対変位が増加し $t=12$ ms 以降さらに増加度合いが増し約 0.01 cm の相対変位が生じることが認められる。

(3) ジョイント要素導入の影響

ここでは、ひずみ速度効果のみを考慮する場合(Case-B)とひずみ速度効果とジョイント要素導入の両効果を考慮する場合(Case-C)の解析結果に基づき、パイプの変位と作用土圧に関する実験結果との対応からジョイント要素導入の効果を確認する。

(i) パイプの変位

図-10(a), (b) は各々パイプ頂部と底部にお

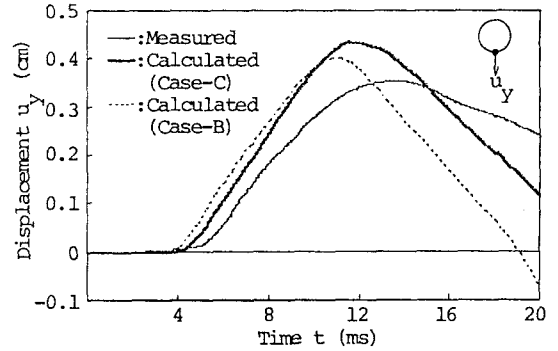


図-10(b) RP底部の変位の解析結果と実験結果の比較

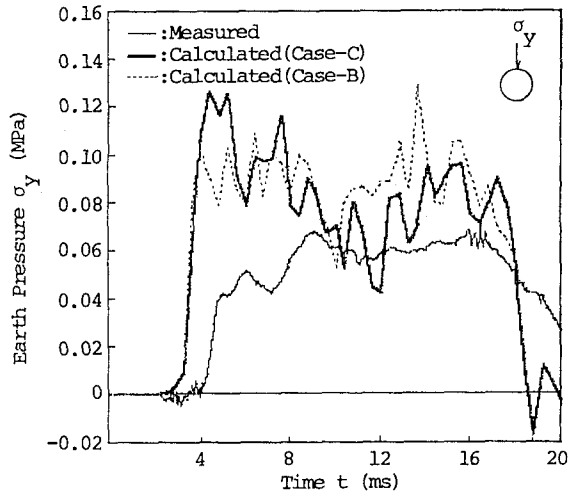


図-11(a) RP頂部の土圧の解析結果と実験結果の比較

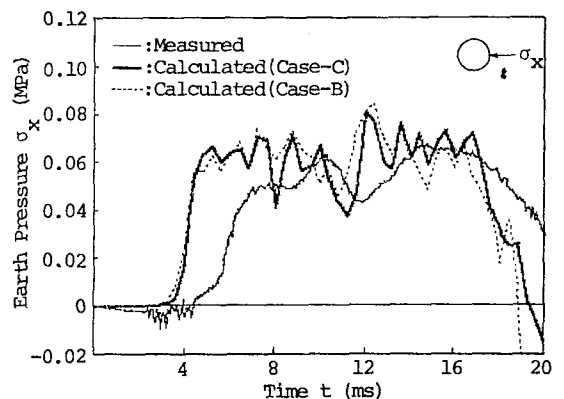


図-11(b) RP右側方の土圧の解析結果と実験結果の比較

ける鉛直変位～時間関係を示したものであり、実験結果を実線で、Case-C の解析結果を太い実線で、Case-B の解析結果を点線で示している。

両図より、 $t=12$ ms までは両者の解析結果はお互いにはほぼ一致しているが、 $t=12$ ms 以降ではジョイント要素を導入した場合 (Case-C) の解析結果の方が変位が大きくなり、実験結果に近くなっている。このことは、1) $t=12$ ms までは、図-9(b) から明らかなようにパイプ周辺の土とパイプの境界面での滑動による相対変位は $\theta = 45^\circ$ 方向を除き小さくジョイント要素導入の効果が明瞭に現れないこと、2) しかし、 $t=12$ ms 以降では、ジョイント要素を導入した場合 (Case-C) には土とパイプの境界面での滑動による相対変位が大きくなり、従ってジョイント要素を導入しない場合 (Case-B) に比べ反射波の影響による土とパイプが一体化して上向きに変位する傾向の度合いが弱まるためと考えられる。

解析結果は、 $t=12$ ms までは実験結果を過大に、それ以降では過小に評価する傾向にある。このうち後者については、i) 実験結果の場合には土槽底面での境界条件が必ずしも完全な固定になっていないことにより反射波の影響が比較的少なく、従って逆方向の変位が大きくならないため緩やかに減少すると考えられること、ii) しかし、解析結果の場合には土槽底面での境界条件を完全固定としているため実験結果の場合とは逆に反射波の影響が強く現れ、実験結果より急激に減少することになるものと考えられる。

(ii) 作用土圧

図-11(a),(b),(c),(d) は各々パイプ頂部、右側方、左側方と底部における作用土圧～時間関係を示したものであり、実験結果を実線で、Case-C の解析結果を太い実線で、Case-B の解析結果を点線で示している。ここで、パイプ左側方の解析結果としては構造、荷重条件の対称性から右側方の解析結果を用いている。

これらより頂部土圧に関しては、 $t=4\sim 8$ ms まではジョイント要素を導入した場合 (Case-C) の解析結果の方が大きくなっている。この場合も、図-10 に示した鉛直変位と同様に反射波の影響の現れると考えられる $t=12$ ms 前後を境に逆に小さくなる傾向にあり実験結果との対応性の改善も認められる。側方土圧に関しては、 $t=12$ ms までは両者の解析結果に明瞭な相違は認められず、 $t=12$ ms 以降ではジョイント要素を導入した場合 (Case-C) の解析結果の方が多少土圧は大きくなることが認められる。底部土圧に関しては、 $t=12$ ms まではジョイント要素を導入した場合 (Case-C) の解析結果の方が幾分か小さく実験結果との対応性が多少改善されており、 $t=12$ ms 以降では逆に幾分か大きくなる傾向を示し、上記の頂部土圧の傾向と丁度

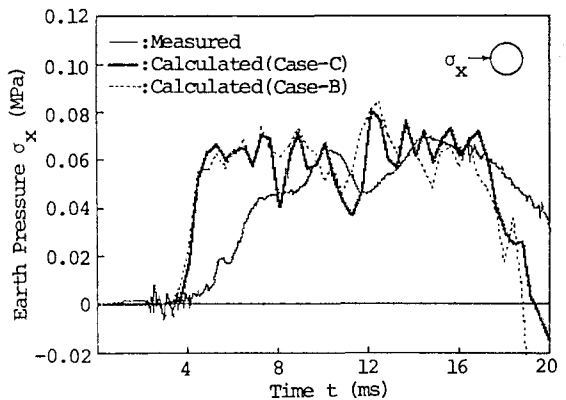


図-11(c) RP左側方の土圧の解析結果と実験結果の比較

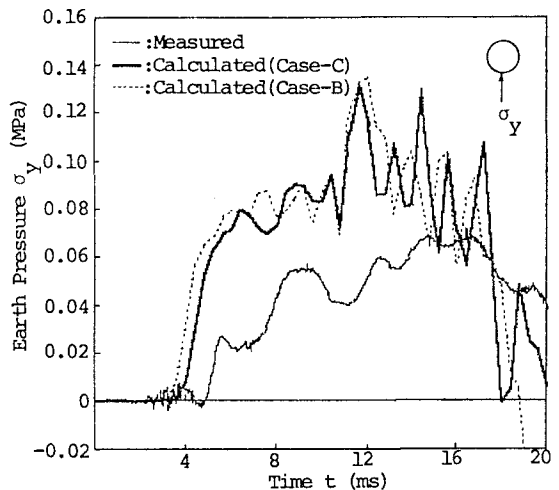


図-11(d) RP底部の土圧の解析結果と実験結果の比較

逆の傾向を示す。

このように、ジョイント要素を導入した場合（Case-C）の解析結果は、側方土圧に関しては左右両者とも時間的変化の形状は実験結果に似ているなど比較的实验結果を表現し得ている。しかし頂部土圧と底部土圧に関しては、時間的変化の形状は実験結果に似ているものの実験結果をやや過大に評価する傾向にある。

以上、全体としてみればジョイント要素を導入した場合（Case-C）の解析結果は底部変位や頂部土圧の実験結果との対応性が多少改善されるなどその効果はある程度確認できたものと思われる。

5. 結言

本研究は、土と構造物の動的相互作用問題において、土のひずみ速度効果の材料非線形性に加えて土と構造物の境界面における剝離や滑動現象の構造非線形性を考慮に入れ、高速荷重を受ける土と構造物の動的挙動に関して検討を行ったものである。本研究によって得られた成果を列挙すれば以下になる。

（1）強度特性のみにひずみ速度効果を考慮した土の構成方程式に加え、ジョイント要素を導入した有限要素法の計算アルゴリズムを構成し、実験結果と比較検討することにより本解析手法の妥当性をほぼ確認した。

（2）パイプの変位に関しては、本解析手法により実験結果との対応性の改善が多少認められるなどその効果を確認した。

（3）作用土圧に関しても、本解析手法により頂部土圧に関する実験結果との対応性の改善が幾分か認められた。

以上述べたように、本研究では高速荷重を受ける土と構造物の動的相互作用問題に関して、強度特性のみにひずみ速度効果を考慮したうえでジョイント要素を導入するという一解析手法を提示し、実験結果との対応などにまだ不十分な部分を残しているが、その挙動をある程度まで明らかにすることができたものと思われる。しかし、ひずみ速度効果は強度特性のみならず変形特性や減衰特性にも現れること、ジョイント要素の剛性係数の選定等に問題点が残されている。今後は、以上の問題点や実験条件のモデル化の問題を検討するとともに、種々の荷重を受ける構造物に関する動的相互作用現象を解明していきたい。なお、本研究で用いた実験データは、防衛庁施設学校研究部の藤本第3研究室長が防衛庁技術研究本部第4研究所で行ったものである。また、数値計算には防衛大学校共同利用電子計算機室の HITAC M-680H を使用した。ここに付記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 藤本一男：ショックチューブによる土-構造物系の動的相互作用に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.31A, pp.439-450, 1985.3.
- 2) Baron, M.L., Nelson, I. and Sandler, I.: Influence of Constitutive Models on Ground Motion Predictions, J. of Eng. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol.99, No.EM 6, pp.1181-1200, Dec., 1973.
- 3) DiMaggio, F.L. and Sandler, I.S.: Material Models for Granular Soils, J. of Eng. Mech. Div., Proc. of ASCE, Vol.97, No.EM 3, pp.935-950, June, 1971.
- 4) 伊藤富雄・久保勝保・小林洋一：既設トンネルの振動特性に及ぼす近接発破の影響、土木学会第34回年次学術講演会概要集、第3部、pp.501-502, 1979.10.
- 5) Wilson, E.L.: A Computer Program for the Dynamic Stress Analysis of Underground

Structures, Struct. Eng. Lab., Univ. of California, Berkeley, Jan. 1968.

- 6) 土岐憲三・佐藤忠信・三浦房紀：強震時における地盤と構造物の間の剝離と滑動、土木学会論文報告集、第302号、pp.31-41, 1980.10.
- 7) Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L.: A Model for the Mechanics of Jointed Rock, J. of Soil Mech. and Found. Div., Proc. of ASCE, Vol.94, No.SM 3, pp.637-659, May, 1968.
- 8) 土岐憲三・三浦房紀：地盤－構造物系の非線形地震応答解析、土木学会論文報告集、第317号、pp.61-68, 1982.1.
- 9) Zaman, M.M., Desai, C.S. and Drumm, E.C.: Interface Model for Dynamic Soil-Structure Interaction, J. of Geotech. Eng. Div., Proc. of ASCE, Vol.110, No.9, pp.1257-1273, Sept., 1984.
- 10) 藤本一男・森雅美・石川信隆：衝撃波を受ける粘性土中に埋設されたパイプの動的応答解析、構造工学論文集、Vol.31A, pp.451-464, 1985.3.
- 11) 森雅美・小暮幹太・佐藤紘志：剝離と滑動を考慮した土－構造物系の衝撃応答解析、構造工学における数値解析法シンポジウム論文集、第12巻、pp.395-400, 昭和63年7月.
- 12) Bathe, K.J., Ozdemir, H. and Wilson, E.L.: Static and Dynamic Geometric and Material Nonlinear Analysis, Struct. Eng. Lab., Univ. of California, Feb. 1974.
- 13) Buragohain, D.N. and Shah, V.L.: Curved Isoparametric Interface Surface Element, J. of Struct. Div., Proc. of ASCE, Vol.104, No.ST 1, pp.205-209, Jan. 1978.
- 14) Sandler, I.S., DiMaggio, F.L. and Baladi, G.Y.: Generalized Cap Model for Geological Materials, J. Geotech. Eng. Div., Proc. of ASCE, Vol.102, No.GT 7, pp.683-699, July, 1976.
- 15) 石原研而：土質動力学の基礎、第7章、鹿島出版会、pp.179-185, pp.217-218, 1976.7.
- 16) 土岐憲三・三浦房紀・大竹敏雄：3次元ジョイント要素による地盤－構造物系の非線形震動解析、土木学会論文報告集、第322号、pp.51-61, 1982.6.
- 17) 前掲 15)、pp.136-208, 1976.7.

(1988年10月12日受付)