

地盤の地震応答解析モデルの提案とそのシールドトンネルの地震時挙動への適用

A Proposal of Practical Group Model for Earthquake Response and its Application to the Behavior of Shield Tunnel during Earthquakes

1. まえがき
2. 地盤応答解析モデル
3. 実地震における地盤およびシールドトンネルの挙動に対する適用例
4. まとめ

鈴木 猛 康* Takeyasu SUZUKI

シールドトンネルは通常沖積地盤中に施工されるが、沖積層の分布形状は複雑な場合が多く、応答解析では三次元にモデル化することが望ましい。本報文では、地盤の三次元的構造をバネーマス系モデルに置き換え、地盤の地震応答を簡便に解析できる実用的な手法を提案している。本手法をシールドトンネルの地震時挙動解析に適用し、地震観測結果と比較・検討した。その結果、シールドトンネルの実地震時挙動をかなりの精度でシミュレートできることが示され、本解析手法の地下構造物の耐震解析に対する適用性が認められた。

Shield tunnel is constructed usually in alluvial ground. The alluvial layer is constituted with complicated distribution in many cases. Therefore, three dimensional ground model is desirable in earthquake response analysis. In this paper, a practical procedure to analyze ground earthquake response is presented, representing three dimensional ground structure as a spring-mass system. This method was applied to the dynamic behaviors of shield tunnel during real earthquakes and comparison of the results between the analysis and observation was made. As a result, they show a good agreement and the applicability of this method to the earthquake resistant analysis of underground structures was recognized.

1. まえがき

シールド工法は比較的新しい都市トンネル施工法であり、その用途は、高電圧地中送電線、上・下水道幹線、地下鉄、通信線等と多岐にわたっている。近年掘削技術の発達が目覚しく、泥漿材や起泡材の注入により軟弱地盤のみならず、砂礫地盤にまで適用範囲が拡大してきている。また最近では、外径が10m以上のトンネルが施工され、東京湾横断道路の海底トンネル部約10kmにおいては、シールド工法が採用される計画にある。

都市の高度化に伴い、都市トンネルの需要はますます増大することが予想され、シールド工法の役割は極めて重要なものとなる。しかし、シールド工法は比較

的新しい工法であるため、シールドトンネルはこれまで大地震の洗礼を受けたことがほとんどない。我国は周知のごとく地震国であり、シールドトンネルの耐震設計法の確立が急務とされている。

このため、東京電力(株)では、東京大学教授・田村重四郎氏の御指導の下に、昭和58年に横浜市にある同社シールドトンネルに地震観測装置を設置し、以来地震観測、解析等の研究を実施している。またこれに先立ち、昭和55年にはこの地震観測のための模型実験を実施し、研究のフレーム作りがなされている。

筆者は偶々、東京大学田村研究室に当社受託研究員として在籍し、この研究に携る機会を得ることができた。そこで、この研究の一部を、田村教授ならびに東

* 技術研究所 振動構造研究部

京電力(株)の了解の下に、ここに報告するものである。

2. 地盤応答解析モデル

2.1 従来のモデル

沈埋トンネルの地震応答解析では、地盤のせん断一次振動を取扱う1組のバネーマスを、伸縮バネあるいはせん断バネによって直線的に連結した多質点系モデルが田村によって提案され、従来から広く用いられており、沈埋トンネルのみならず、シールドトンネルの動的解析においても、田村モデルが推奨されている²⁾。

また鈴木³⁾は、田村モデルを平面的に拡張し、三次元的な表層地盤の水平二方向の振動特性を把握できる、平面バネマス系モデルを提案している。模型実験および地震観測結果によれば、シールドトンネルあるいはシールドトンネルが施工されるような軟弱な沖積地盤の振動性状は、地形および地盤構造によって支配される。したがって、地盤モデルは三次元的な構造を表現できるものが望ましい。しかしながら、三次元解析として代表的なFEMでは、地質層序や地形が複雑となると、三次元メッシュの作成作業が繁雑となり、また配列に限度があるため質点数が制限され、あまり実用的とは言えない。上述した鈴木モデルはこの点で優れており、比較的簡便な手法で地盤の三次元的構造を表現しうる能力を有していると言えるが、もともとゼラチンを用いた模型実験に適用するための解析手法であったため、まだ実用的でない部分が残されていた。

2.2 新しい地盤モデルと解析手法

そこで筆者は、この平面バネマス系モデルを発展させ、沖積地盤の振動性状を、地形的影響を考慮して表現できる実用的なモデルを提案する。このモデルは、当該地盤の卓越振動方向を予想する点では前述のモデルと同様であるが、前述のモデルが1質点を前後左右の4質点と連結しているのに対し、新たに斜め方向の4質点と結ぶバネを加えているのが特徴である。したがって、質点数が同一である場合は、従来の方法より

もかなり解析精度が向上すると思われる。以下に本解析手法を解説する。

まず地盤を基盤面を底面、地表面を表面とする多層を有する直方体要素に分割する。分割したおのおのの要素を、**図1**のように1組のバネーマスに置換すると質点*i*の質量 M_i は次式で表すことができる。

$$M_i = B_i W_i \int_0^{H_i} \rho_i(z) dz \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで、 W_i , B_i , H_i ; **図1**で示される要素*i*のそれぞれ幅、奥行き、高さ

$\rho_i(z)$; 要素*i*の高さ*z*における密度

要素*i*の一次卓越周期を T_i 、一次モードの関与係数(有効質量比)を α_i とすると、**図1**のバネ $K_{3,i}$ および α_i は次式で与えられる。

$$K_{3,i} = M_i \left(\frac{2\pi}{T_i} \right)^2 \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\alpha_i = \frac{M_{e,i}}{M_i} \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで $M_{e,i}$ は要素*i*の一次モードに寄与する有効質量で、次式で定義される。

$$M_{e,i} = \frac{|\int_0^{H_i} m_i(z) \phi_i(z) dz|^2}{\int_0^{H_i} m_i(z) \phi_i^2(z) dz} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 $m_i(z)$; 要素*i*の高さ*z*における質量

$\phi_i(z)$; 要素*i*の一次のモードベクトル

また質点*i*が単位変位した時の変位分布関数 $f_i(z)$ は、次式を用いて得ることができる。

$$f_i(z) = \frac{\int_0^{H_i} m_i(z) dz}{\int_0^{H_i} m_i(z) \phi_i(z) dz} \phi_i(z) \quad \dots\dots\dots(5)$$

次に、質点間を結ぶバネの定数 K_{2XY} , K_{2Y} 、および D_{2XY} の求め方を説明する。まず質点間を結ぶ斜めバネ D_{2XY} を含まないモデルの K_{2XY} および K_{2Y} から決定する。

図2はY方向の変形に関するこのようなモデルの平面図であり、質点番号および質点間距離を図示するように定義し、後述するモデルと区別するため K_{2XY} , K_{2Y}

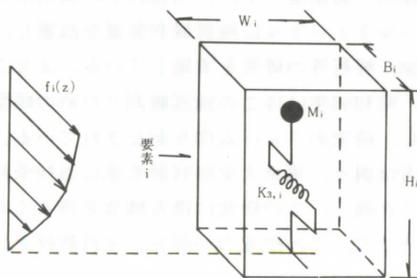


図1 要素*i*の M_i , $K_{3,i}$, $f_i(z)$ のモデル化

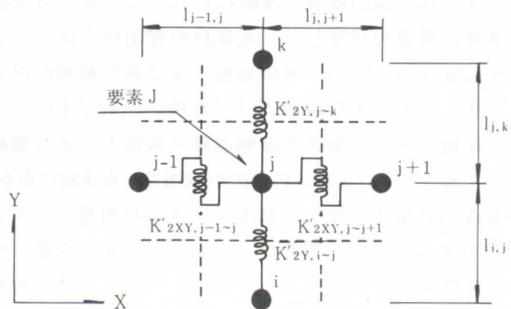


図2 斜めバネを含まない平面バネマスモデル

をここでは $K_{2X'Y}$, $K_{2Y'}$ とすると、質点間で力学的に大きな差異がない場合、 j , $j+1$ 間のせん断に与するバネ $K_{2X'Y}$ は、

$$K_{2X'Y,j-j+1} = \frac{\{(GF)_j + (GF)_{j+1}\} (l_{j,j} + l_{j,k})}{4 l_{j,j+1}} \dots\dots\dots(6)$$

$$(GF)_j = \int_0^{H_j} G_j(z) f_j(z) dz \dots\dots\dots(7)$$

$$(GF)_{j+1} = \int_0^{H_{j+1}} G_{j+1}(z) f_{j+1}(z) dz \dots\dots\dots(8)$$

と表すことができる。ここで、

$G_j(z)$, $G_{j+1}(z)$; 要素 j , $j+1$ のせん断弾性係数

同様に j , K 間の伸縮に与するバネ $K_{2Y'}$ は、

$$K_{2Y',j-k} = \frac{\{(EF)_j + (EF)_k\} (l_{j+1} + l_{j,j+1})}{4 l_{j,k}} \dots\dots\dots(9)$$

$$(EF)_j = \int_0^{H_j} \frac{E_j(z) f_j(z)}{1 - \nu_j^2(z)} dz \dots\dots\dots(10)$$

$$(EF)_k = \int_0^{H_k} \frac{E_k(z) f_k(z)}{1 - \nu_k^2(z)} dz \dots\dots\dots(11)$$

である。ここで、

$E_j(z)$, $E_k(z)$; 要素 j , k の弾性係数

$\nu_j(z)$, $\nu_k(z)$; 要素 j , k のポアソン比

(10)式, (11)式中に $1/(1-\nu^2)$ が存在するのは、**図3**の $y-z$ 面上で平面ひずみ状態を仮定したため、 $\epsilon_3(z) = a\epsilon_1(z)$ と置いて得られる次式を積分した結果である。ただし、 a は定数を示す。

$$\sigma_y = \frac{E}{1 - \nu^2} \cdot \frac{f(z)}{B} \dots\dots\dots(12)$$

図4は、今回新たに考案した地盤モデルである。簡単のため、 Y 方向の振動のみを取扱っており、粘性減衰も省略している。まず Y 方向の伸縮変形に着目すると、**図2**の $K_{2Y'}$ と**図4**の K_{2Y} , D_{2XY} の関係は、質点 i , $j-1$, j , $j+1$ を例にとると次式を満足させる必要がある。

$$K_{2Y',i-j} = K_{2Y,i-j} + D_{2XY,i-j-1} + D_{2XY,i-j+1} \dots\dots(13)$$

そこで(13)式ならびに各質点の配置、 (EF) 値の大小を基に、(13)式の右辺各項を次のように決定した。

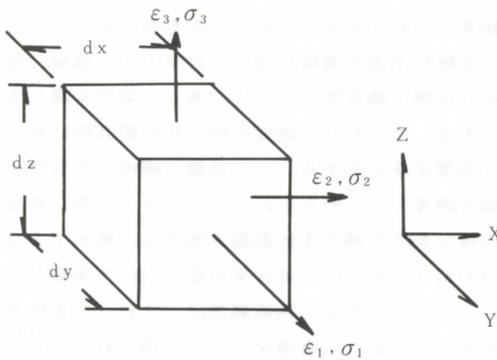


図3 微小要素の応力、ひずみ状態

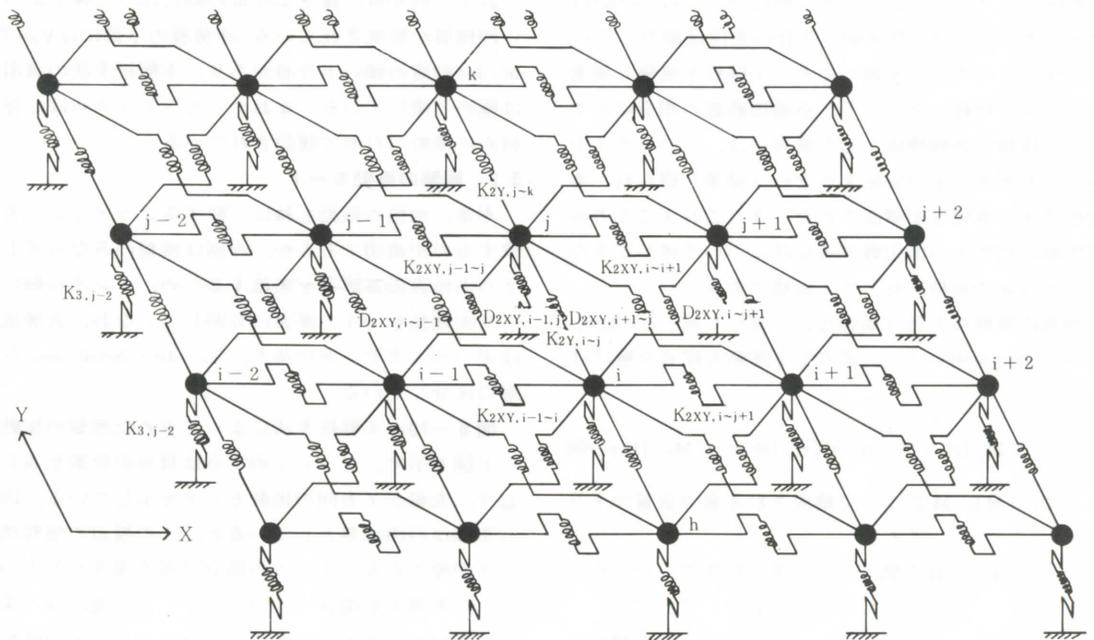


図4 地盤の地震応答解析モデル

$$K_{2Y,i-j} = \frac{K_{2Y',i-j}}{1.0 + \frac{(EF)_{j-1}}{(EF)_j} \cdot \left(\frac{l_{i,j}}{l_{i,j-1}}\right)^2 + \frac{(EF)_{j+1}}{(EF)_j} \cdot \left(\frac{l_{i,j}}{l_{i,j+1}}\right)^2} \dots (14)$$

$$D_{2XY,i-j} = K_{2XY,i-j} \cdot \frac{(EF)_{j-1}}{(EF)_j} \cdot \left(\frac{l_{i,j}}{l_{i,j-1}}\right)^2 \dots (15)$$

$$D_{2XY,i-j} = K_{2XY,i-j} \cdot \frac{(EF)_{j+1}}{(EF)_j} \cdot \left(\frac{l_{i,j}}{l_{i,j+1}}\right)^2 \dots (16)$$

上式では質点 i を基準にして K_{2Y} , D_{2XY} を求めたが、同様な計算をすべての質点について順次実施すると、質点 $j-1, j, j+1$ をそれぞれ基準とした $K_{2Y,j-i}$, $D_{2XY,j+1-i}$, $D_{2XY,j+1-i}$ が算出される。当然ながら $K_{2Y,i-j} = K_{2Y,j-i}$, $D_{2XY,i-j-1} = D_{2XY,j-1-i}$, $D_{2XY,i-j+1} = D_{2XY,j+1-i}$ が成立しなければならないので、次のように定義する。なお以下の式では、質点 i を基準とした場合を $K_{2Y,i-j}$ のように表して区別する。

$$K_{2Y,i-j} = \frac{K_{2Y,i-j} + K_{2Y,j-i}}{2} \dots (17)$$

$$D_{2XY,i-j-1} = \frac{D_{2XY,i-j-1} + D_{2XY,j-1-i}}{2} \dots (18)$$

$$D_{2XY,i-j+1} = \frac{D_{2XY,i-j+1} + D_{2XY,j+1-i}}{2} \dots (19)$$

上記の手法によって、 $K_2'Y$ を K_{2Y} と D_{2XY} に分解することができる。

さて、 Y 方向のせん断運動に関しては、上述した、 $K_2'XY$ と D_{2XY} より力のつり合い式を導いて K_{2XY} を決定することもできるが、モデル実験によりせん断変形が予想よりもかなり大きいことがわかっているため、 $K_{2XY} = K_2'XY$ とした。したがってせん断に対しては、この K_{2XY} に D_{2XY} が加わって、力学的つり合い条件は満たしていないが、このモデルを用いてモード解析を実施し従来のモデルと比較したところ、卓越振動数の相違はわずかで、複雑な地盤構成とした場合には、このモデルを用いた方がモードが安定するという結果が得られ、本解析手法の有用性が確認された。またこれまで Y 方向の振動に対するバネ定数の決定法について述べてきたが、 X 方向の振動に対しても同様である。

地震応答解析を行う場合は、上述した M_i , α_i , K_{2Y} , K_{2XY} , D_{2XY} を用いて、次式で示す運動方程式を解けばよい。

$$[M] \{y\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = -[M_e] \{1\} \ddot{z} \dots (20)$$

ここで、 $[M]$; M_i によって構成される質点質量マトリックス

$[C]$; 質点間バネの位置に粘性ダンパーをつけ加えた場合の減衰マトリックス

$[K]$; K_3 , K_{2Y} , K_{2XY} , D_{2XY} によって構成される剛性マトリックス

$[M_e]$; $\alpha_i M_i$ によって構成される等価質量マトリックス

y ; 質点変位

\ddot{z} ; 入力地震動

上式は y 方向に関する運動方程式を示すが、これに X 方向を加えて水平二方向の応答解析を同時に行うことができる。さらに(20)式のマトリックスを変形して、入力位相差や境界条件を適切に与えることによって、実地震時挙動に近づけることが可能と考える。

3. 実地震における地盤およびシールドトンネルの挙動に対する適用例

地盤および地下構造物の地震時挙動の検討を行う場合の本解析手法の妥当性の検証は、地震観測結果と解析結果とを対比するのがもっとも有効であろう。しかし、本解析手法の適用に当り、対象とする地域、地盤、あるいは地下構造物としては、多くの条件を満たす必要がある。すなわち、地盤に限られた範囲内にあり明瞭な境界条件を有すること、地盤の構成、土質性状が適切な調査により明らかになっていること等である。このような条件を満たす地震観測地点は、極めて少ないと言わねばならない。現在東京電力(株)で実施しているシールドトンネルの地震観測は、これらの条件を満足するものであり、有用なデータが得られている^{4),5),6),7)}。

3.1 地震観測地点の地盤性状

地震観測地点は、図5に示す様に溺れ谷地形を成しており、巾50m、長さ200mの幅に比べて深くかつ長い沖積層が形成されている。沖積層の下部には $V_s = 750$ m/sec 程度の硬い土丹層があり、本解析手法の適用には極めて適している。なおシールドトンネルは、谷を斜めに横断した形で建設されている。

3.2 地盤の振動モード

本来、地盤の振動主軸に一致するようメッシュを作成するのが適切であるが、今回は地盤のみならずトンネルの地震応答解析を実施するため、トンネル軸に沿って実地盤を164の要素に分割した。なお、表層地盤はボーリングデータに基づき、 $V_s = 40 \sim 260$ m/sec の5層に区分している。

図6~10に本解析手法によって求めた地盤の振動モード図を示す。メッシュの交点は質点の位置を表しており、太線が Y 方向の振動モードを示している。図の右下部は自由境界としているが、この周辺の地盤構造が不明瞭であるので、この部分で谷の深さが X 方向に向って漸増する場合(CASE-1)と、逆に谷の深さが境界付近で減少する場合(CASE-2)の2種類のモデルを選定した。

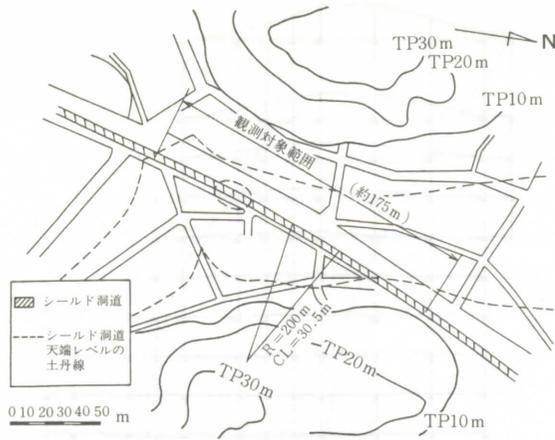


図5 地震観測地点の地形図

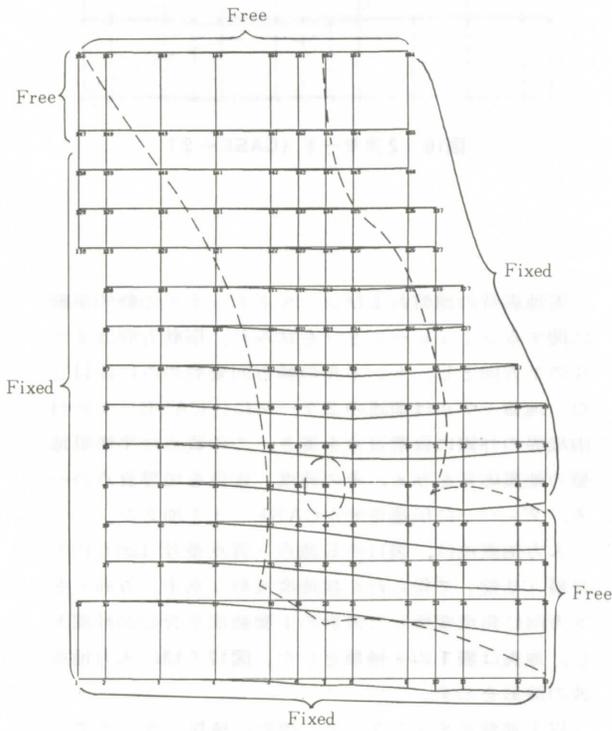


図6 1次モード (CASE-1)

3.2.1 CASE-1

右下部の自由境界の影響が大で、1次モード(図6)ではモデル上方に比べ右下で大きな振幅で揺れる結果となり、質点はどの位置でもほぼ同位相で振動する。1次モードの振動数は1.35Hzで、関与係数(有効質量比)は0.40である。2次モード(図7)は、谷の幾何学的構造を反映した形状を呈しており、右下部の境界

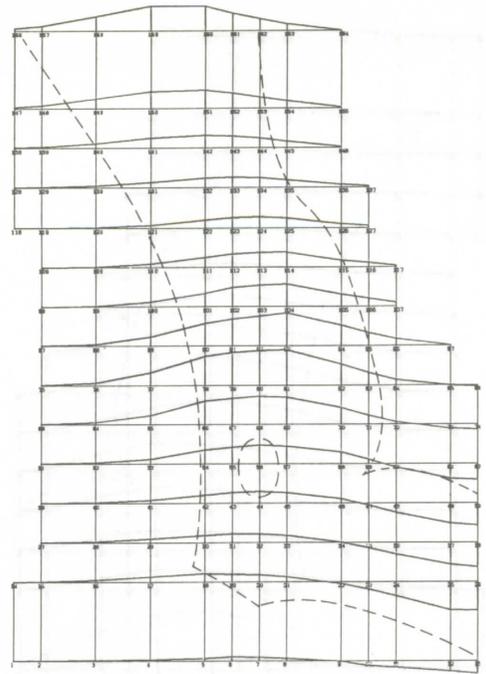


図7 2次モード (CASE-1)

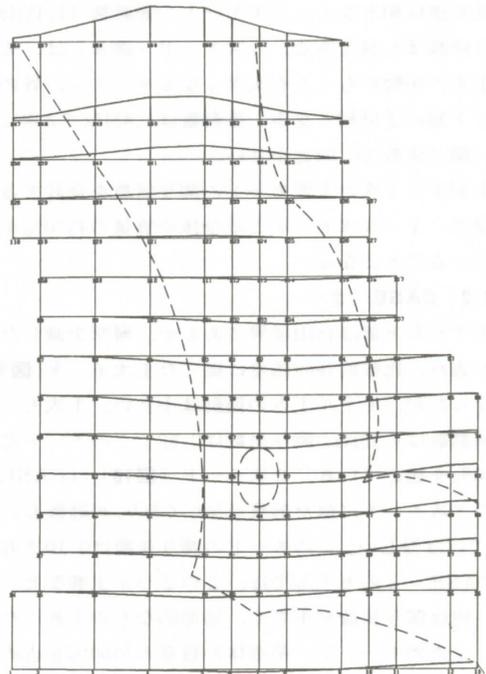


図8 3次モード (CASE-1)

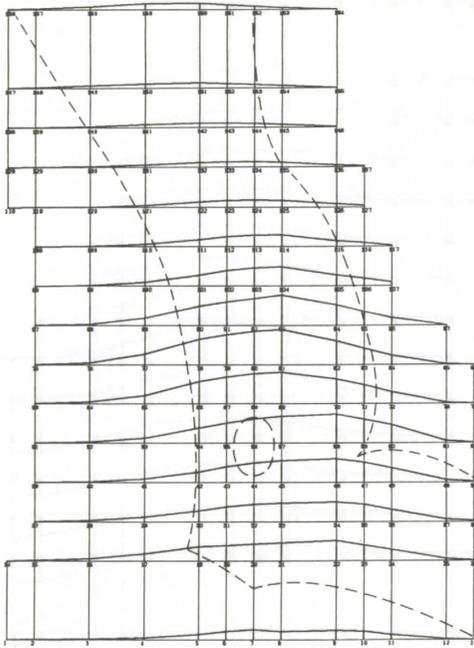


図9 1次モード (CASE-2)

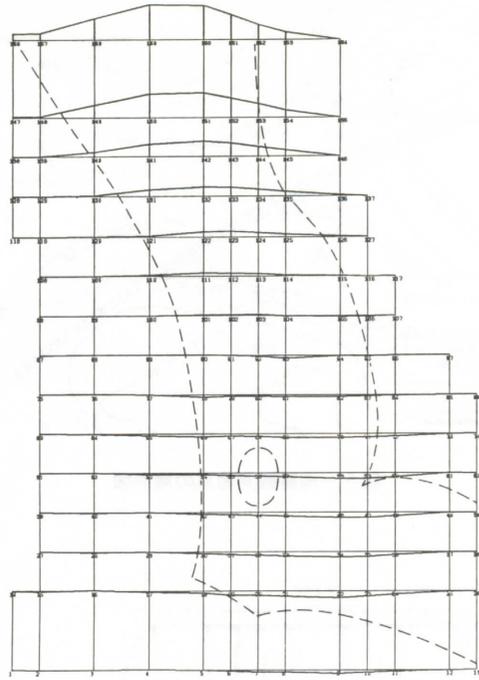


図10 2次モード (CASE-2)

付近が逆位相となる。2次モードの振動数は1.41Hzで関与係数は0.24である。3次モード(図8)は、モデル上方の振動がもっとも大きくなるモードで、谷の上部と下部が逆位相となる。振動数は1.43Hzで2次に近く、関与係数は0.04と小さい。

上記1~3次の主要モードの関与係数を合計すると0.68で、1~3次モードで系全体の質量の約70%を占めていることになる。

3.2.2 CASE-2

モデル右下部は自由境界であるが、層厚を減じた効果が表れ、比較的谷の構造に従った1次モード(図9)となったが、モデル上方の振動は小さい。1次モードの振動数は1.39Hz、関与係数は0.52でこのモードだけで50%を超えている。2次モード(図10)はCASE-1の3次モードに似た形状を呈しており、振動数も1.43Hzでほぼ等しい。このモードの関与係数は0.10である。

CASE-2のモデルでは、この2つが主要なモードで、他は関与係数が小さく、局部的なものであった。1、2次のモードで、系全体の質量の約60%を占めている。

3.3 地震応答解析

3.3.1 解析ケース

実地震時の地盤およびシールドトンネルの動的挙動に関するシミュレーションを試みた。振動方向はモデルのY方向とし、トンネルの軸方向変形のみ注目した。地盤モデルは前述の2ケースに、CASE-1の自由境界の外側に仮想質点を置き、この質点に半無限地盤の地震応答を与え、その速度、変位を境界質点のバネ、ダンパーに伝達させたCASE-3を加えた。

入力地震波は、図11のE地点(質点番号125)の土丹層(基盤)で得られた加速度波形(水平二方向)をY方向に角度変換した波形の主要動部を含む20秒間とし、地震は表1の2種類とした。図12と13に入力地震波の波形を示す。

以上地盤モデル3ケース、地震の種類2ケースで、6ケースの応答解析を行った。ただし、減衰定数は観測による地盤ひずみから判断し、5%を選定した。

3.3.2 トンネルのモデル化

図11に示すように、トンネルを11の要素(各要素長14.4m)に分割し、図の1~10の質点のトンネル位置における変位を、地盤とトンネルを結ぶバネ K_{GT} に強制変位として与え、弾性床土上の梁として解いた。なお、トンネル位置の地盤変位は、質点応答変位と前述の $f(z)$ から求められ、トンネル両端の境界は固定とした。

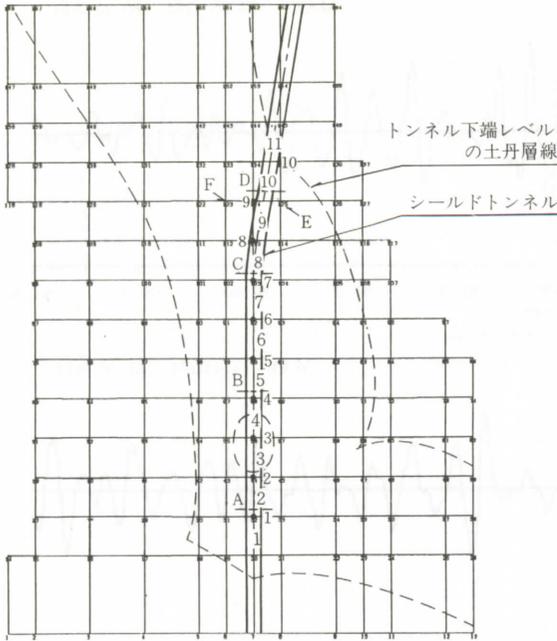


図11 地盤およびトンネルのモデル化

本解析では K_{GT} の決定法として道路橋標準示方書に従って、次式を用いている。

$$K_{GT,i} = 1.14E_i \left\{ \frac{\pi D(L_{i-1} + L_i)}{2} \right\}^{5/8}$$

ここで、 $K_{GT,i}$; 質点*i*とトンネル間バネ定数
 E_i ; 質点*i*の位置における変形係数
 D ; トンネル外径

L_{i-1}, L_i ; トンネル要素*i-1, i*の長さ
 トンネルの軸剛性 EA は、図11のD断面で観測されたセグメント部(50cm区間)とリング間ジョイント部(ジョイントを挟んで50cm区間)の各実測ひずみ値 $\bar{\epsilon}_{seg}, \epsilon_{jt}$ の比 $\gamma = \epsilon_{jt} / \bar{\epsilon}_{seg}$ と、セグメント剛性 $(EA)_{seg}$ から以下の式による等価剛性 $(EA)_{eq}$ を定義して用いた。

表 1

地震No.	発生年月日	地震名	マグニチュード	地表最大加速度 (gal)	トンネル最大軸ひずみ ($\times 10^{-6}$)
No.1	1984.3.6	鳥島近海地震	7.9	38	5.0
No.2	1985.10.4	千葉・茨城県境地震	6.2	53	4.4

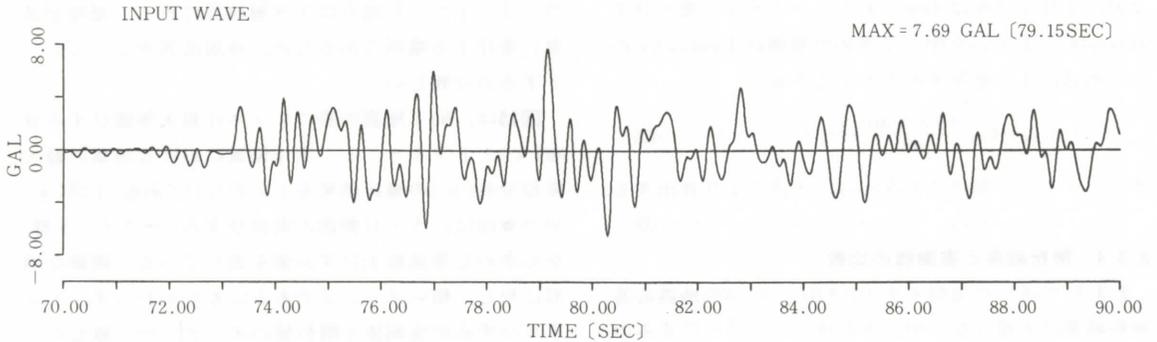


図12 No.1地震入力波形

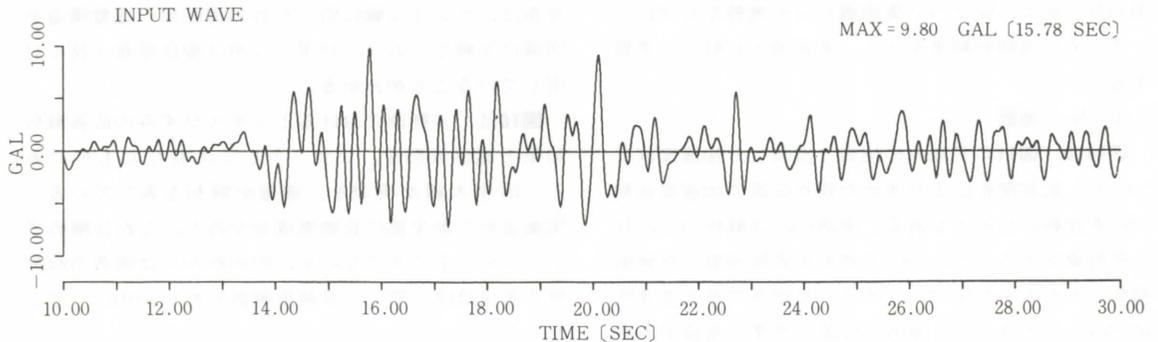


図13 No.2地震入力波形

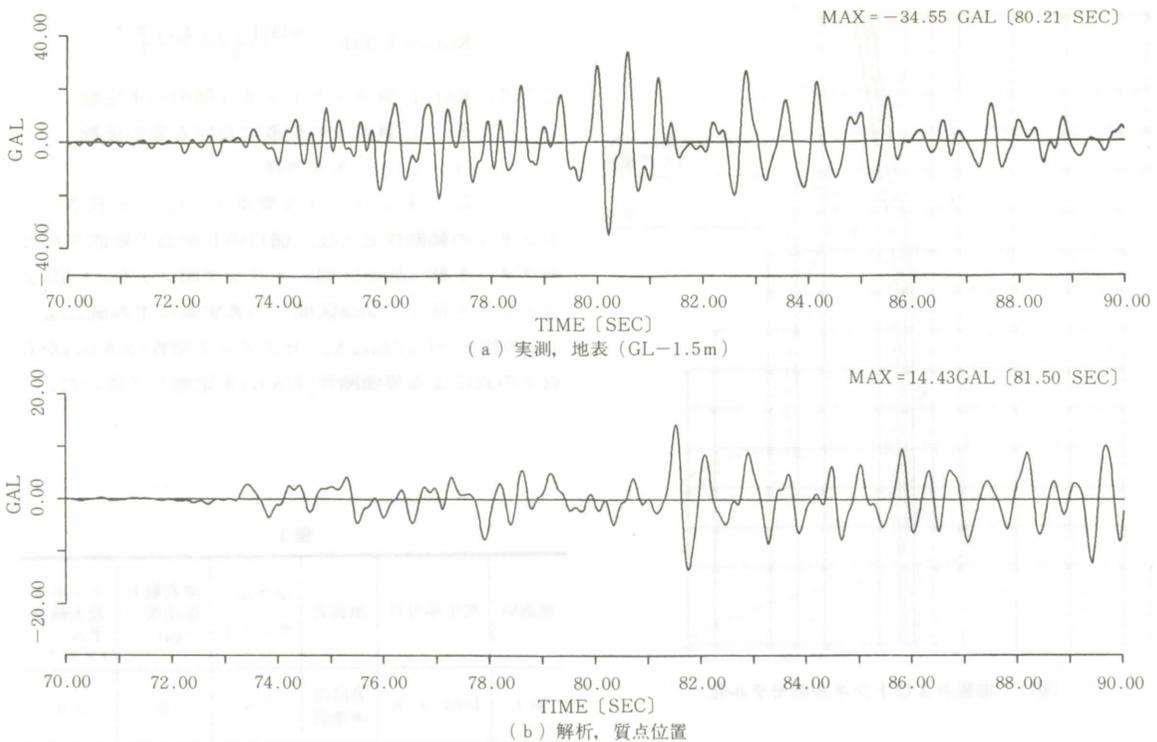


図14 No.1地震によるE地点加速度波形の解析と実測の比較

$$(EA)_{eq} = (EA)_{seg} \frac{90}{50r+40} \quad \dots\dots\dots(21)$$

なお、1リング長は90cmである。セグメント部のひずみ ϵ_{seg} は、 $(EA)_{eq}$ を用いて求めた等価ひずみ ϵ_{eq} と r から、次式により逆算することができる。

$$\epsilon_{seg} = \epsilon_{eq} \frac{50r+40}{90} \quad \dots\dots\dots(22)$$

またジョイント部のひずみ ϵ_{jt} は、次式により算出する。

$$\epsilon_{jt} = r \cdot \epsilon_{seg} \quad \dots\dots\dots(23)$$

3.3.4 解析結果と実測値の比較

3.3.1 で述べた地盤モデルCASE-1~3の地震応答解析結果に大差はないが、その中でトンネルひずみの応答波形がもっとも実測値に近いCASE-3モデルを用いた、No.1, No.2の2実地震による地盤ならびにトンネルの応答解析結果を示し、実測値と比較して考察する。

(1) No.1地震

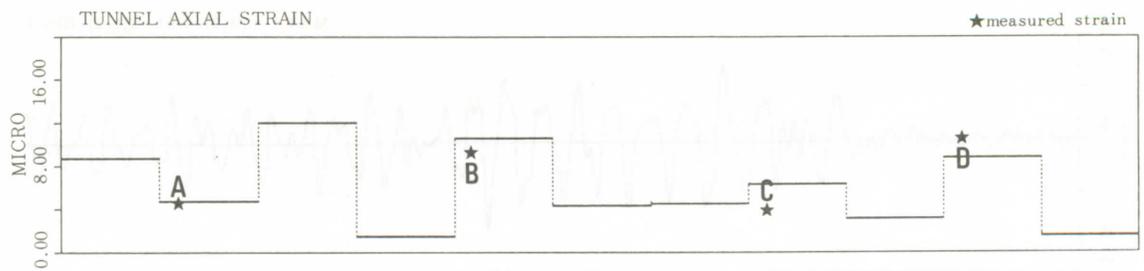
図14は、図11のE地点の地表で実測した加速度波形(a)と、応答解析により求めた質点位置の加速度波形(b)を比較したものである。実測(a)は解析(b)に比べ絶対値が大きい、(a)の波形を表層地盤の卓越振動数である1~2Hzでフィルター処理後の最大加速度は23galであるので、両者の位置(深度)関係を検討すると妥当な値であろう。しかし波形を比較すると、

(a)は(b)よりも74秒~81秒にかけて振幅が相対的に大きいことがわかる。82秒以降で両者の波形は比較的合ってくるが、E地点は土層層境界に近く、層厚が急激に変化する場所であるため、地震応答をシミュレートするのは難しい。

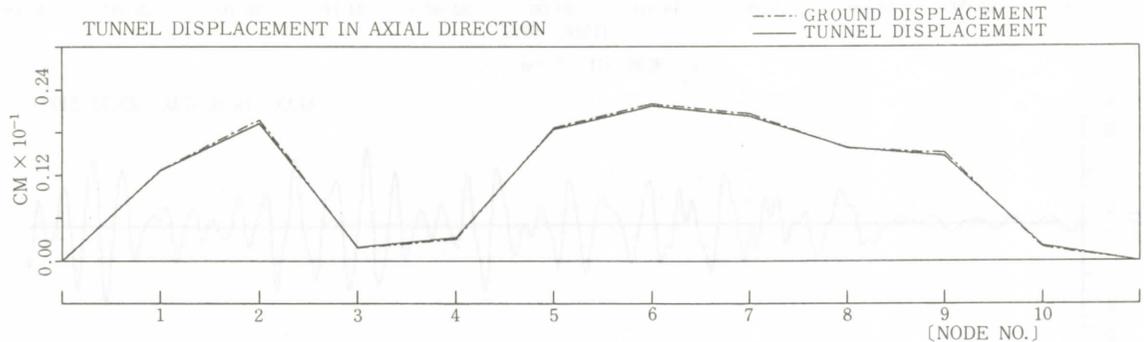
図15は、No.1地震の際のトンネル最大等価ひずみ分布(a)とトンネル、トンネル位置における地盤の最大変位分布(b)の解析結果を示したものである。上図(a)中の★印は、A~D断面の実測ひずみ(セグメント部)から求めた等価最大ひずみ値を表している。複雑な地形に対し、粗いメッシュであるにもかかわらず、トンネルひずみの実測値と解析値のオーダーが一致した。トンネルおよびトンネル位置における地盤の最大変位分布は、トンネル軸に沿った谷の縦断面の地盤構造を明確に反映しており、ひずみ分布は変位分布と良く対応していることがわかる。

図16は、A断面におけるトンネルひずみの応答解析結果と実測波形を、プロットして比較したものである。図中太線が実測を、細線が解析を表している。実測波形の前半部に長周期成分があり、これは解析でシミュレートできてないが、約80秒からは両者の時刻歴応答はほぼ一致し、卓越振動数も約1.35Hzで一致した。

以上のように、本解析手法を適用することにより、



(a) トンネル最大等価ひずみ



(b) トンネルおよびトンネル位置における地盤の最大変位

図15 No.1地震によるトンネル最大等価ひずみ分布と最大変位分布

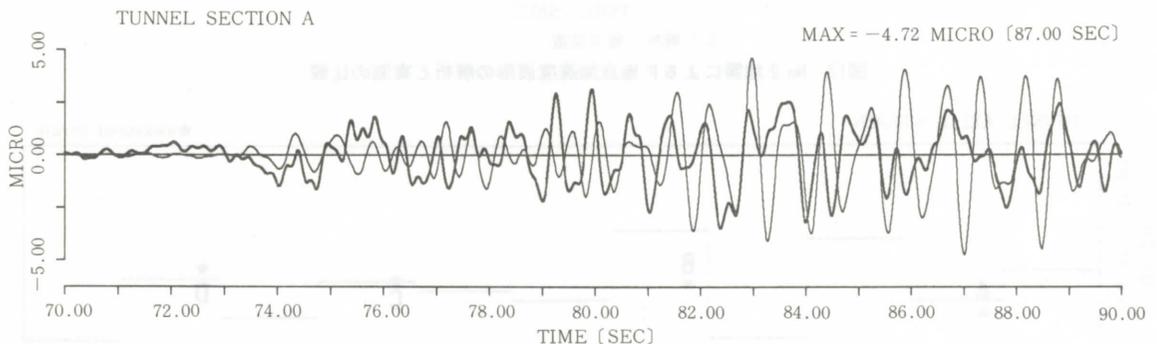


図16 No.1地震によるトンネルひずみ波形の解析と実測の比較例 (細線：解析, 太線：実測)

複雑な谷地形の実地震時挙動を十分な精度でシミュレートすることができた。従来の田村モデルによる検討も合わせて行ったが、ここまで波形をフィットさせることは困難であり、本地盤モデルの妥当性が検証されたと言えよう。

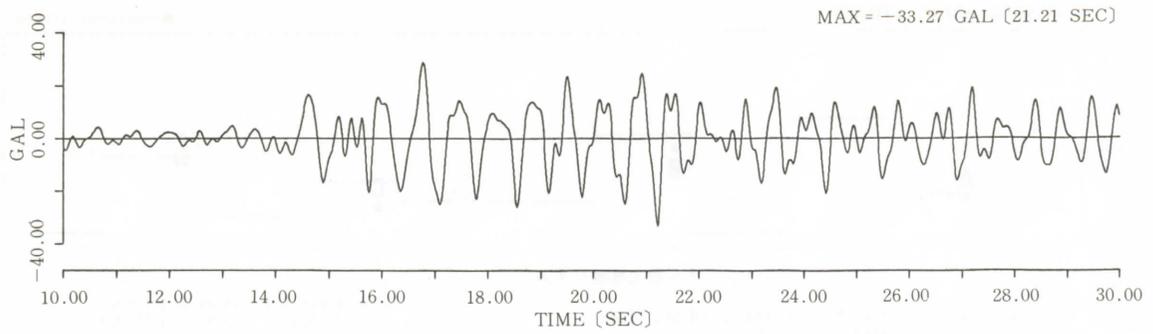
(2) No.2地震

図17は、F地点のGL. - 5.0 mで実測した加速度波形(a)と、応答解析による質点位置の加速度波形(b)を比較したものである。F地点は谷の中央に位置するため土層境界の拘束の影響が小さく、解析波形は実測波形に比較的近い結果となった。(a)波形の1~2 Hz成分の最大値は23galであるから、振幅においても妥当な結果と言える。E地点ではNo.1地震の場合と同様に、絶対値では満足される解析結果が得られたが、

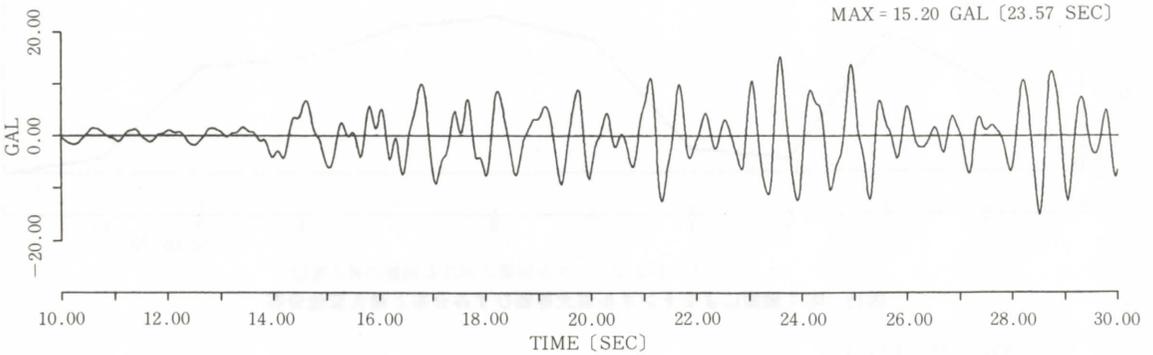
波形については十分とは言えない。

図18は、No.2地震によるトンネル最大等価ひずみ分布(a)と、トンネルと地盤の最大変位分布(b)の解析結果を示したものである。No.1地震の場合と比較すると、質点4~10の変位勾配が大きく、そのためこれらの場所でトンネルひずみが相対的に大きい結果となり、ひずみ分布に若干の相違が見られる。また今回の解析においても、トンネルの最大ひずみの解析値は、実測値とオーダーが一致していることがわかる。

図19は、D断面におけるトンネルひずみの応答解析結果と実測した波形を、重ねてプロットしたものである。時刻歴応答特性は波形後半の一部を除き、本解析によってほぼ再現できた。A~C断面においても同様で、波形で共振の生ずる時間に相違は見られるが、解

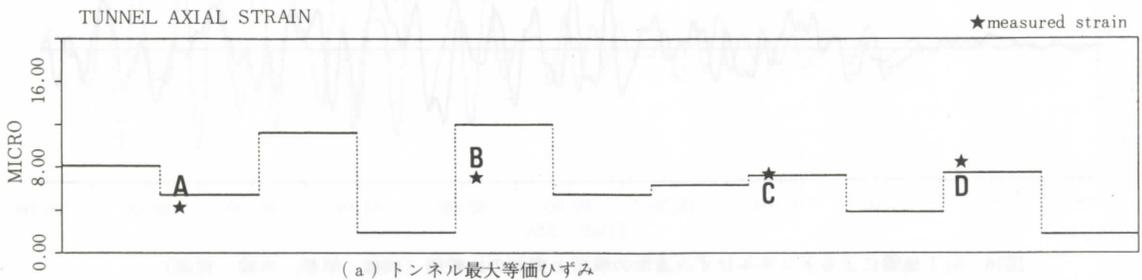


(a) 実測, GL-5.0m

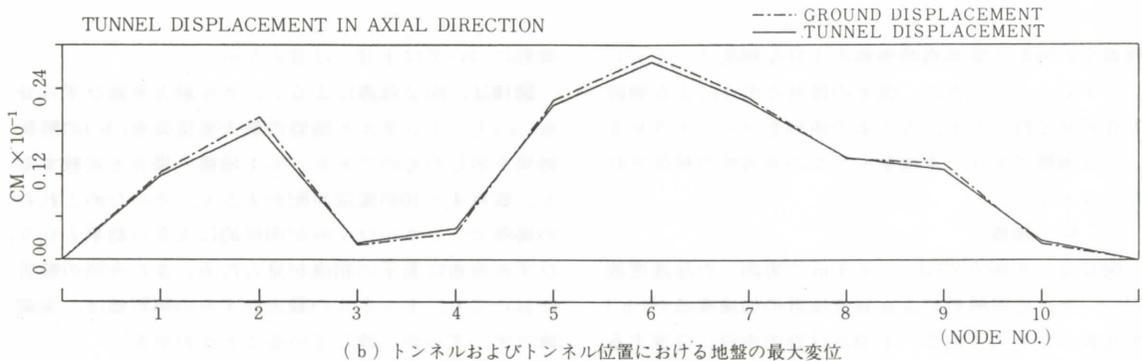


(b) 解析, 質点位置

図17 No. 2地震によるF地点加速度波形の解析と実測の比較



(a) トンネル最大等価ひずみ



(b) トンネルおよびトンネル位置における地盤の最大変位

図18 No. 2地震によるトンネル最大等価ひずみ分布と最大変位分布

析によりトンネルの実地震時の応答特性を再現することができた。

以上のように, No. 1, No. 2の2つの実地震波による

複雑な谷地形の地盤およびシールドトンネルの地震時挙動に対し, 本解析手法を適用した例を紹介した。地表で最大加速度30~50gal程度の, 比較的小さな地震

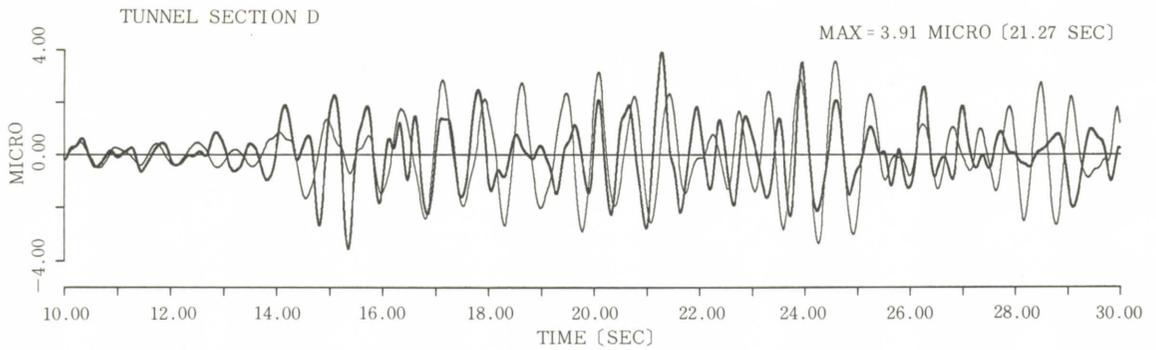


図19 No. 2地震によるトンネルひずみ波形の解析と実測の比較例 (細線：解析，太線：実測)

であるため、実地震動では主要な振動モードが顕著に現れにくく、地盤は複雑な挙動を呈するが、本解析手法によってこのような地震時挙動を十分な精度でシミュレートできることが示された。これにより、シールドトンネルのみならず、沖積地盤内に構築された地下構造物の耐震解析に対する本解析手法の有用性が検証されたと考える。

4. まとめ

本論文では、複雑な地形を呈する地盤の実用的な地震応答解析モデルを提案した。またこのモデルをシールドトンネルの実地震時挙動シミュレーションに適用し、観測結果と比較して本解析手法の妥当性を検証した。以下にここで得られた知見を列挙する。

(1) 本論文で提案した地盤モデルは、地盤のせん断一次振動を取扱うバネマス系を、平面的にバネで連結したものであり、複雑な三次元的地盤構造を考慮した水平二方向の振動が表現できる。

(2) 質点間を結ぶ斜めバネ D_{2XY} を導入したことにより、従来の平面バネマス系モデルよりも解析精度が向上した。しかし、従来のモデルも含め、力学的つり合い条件が完全に満たされていないという欠点を持っており、改良の余地を残している。

(3) 本解析手法をシールドトンネルの実地震時挙動シミュレーションに適用した結果、地盤加速度に関しては、地盤性状がとくに急激に変化する地点では、波形は解析結果と観測結果が一致しにくい、絶対値については妥当な解析結果が得られた。

(4) トンネルひずみに関しては、波形、絶対値とも解析結果は観測結果にほぼ一致し、本解析手法の地下

構造物の耐震解析への適用に対する実用性が認められた。

筆者は現在、ここで提案したモデルをさらに前進させ、力学的つり合い条件を満足させるモデルを検討中である。

謝辞

本稿をまとめ、報告するに当り御指導を頂いた東京大学田村教授をはじめ田村研究室の諸氏、ならびに東京電力(株)の御厚情に、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Tamura, C., S.Okamoto and H.Hamada : Dynamic Behavior of Submerged Tunnel during Earthquakes, Report of the Institute of Industrial Science, The University of Tokyo, Vol.24, No.5, 1975
- 2) 例えば、日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説、1979
- 3) 鈴木篤：三次元地盤モデルの振動実験と平面バネマス系モデルの解析：東京大学工学部修士論文、1983
- 4) 田村重四郎、前田弘、田部井雅弘、鈴木猛康：トンネル内の地震記録から求めたひずみの伝播特性の一例、土木学会第40回年次学術講演会、第1部、1985
- 5) 鈴木猛康、桑原弘昌、田村重四郎：鳥島近海地震におけるシールド洞道のひずみ伝達特性について、土木学会第41回年次学術講演会、第1部、1986
- 6) 桑原弘昌、鈴木猛康、田村重四郎：鳥島近海地震におけるシールド洞道の軸方向ひずみ分布について、土木学会第41回年次学術講演会、第1部、1986
- 7) Suzuki, T., C.Tamura and H.Maeda : Earthquake Observation and Response Analysis of Shield Tunnel, 第7回日本地震工学シンポジウム、1986