

第7章 シールドトンネルの耐震性評価と免震構造

7. 1 序節

シールドトンネルの地震時変形では、特殊な地盤条件や特殊な波動の入射がある場合を除けば、第3章、第6章で示したようにトンネル軸方向の変形（伸縮変形）が卓越している。またシールドトンネルの唯一の被害である1985年メキシコ地震⁵⁰⁾の際には、トンネル立坑付近でねじり変形によるリング間ボルトの切断が報告されている⁵⁸⁾。

シールドトンネルに発生する応力を低減する方法としては、1) リング間継手に可撓性をもたせて継手で変位を吸収する方法、2) セグメント自体に可撓性をもたせた可撓セグメントを導入する方法、および3) 二次覆工によりトンネルを剛にしてトンネル全体の変形を低減させる方法がある。しかし1)の方法については、もともと継手に変位吸収を期待すること自体、トンネルへ地盤間の摩擦が切れることを前提としており、摩擦が切れない場合には第4章で述べたようにリング間継手が周辺地盤の剛性によっては期待通りの変位吸収を行っていない可能性があり、2)についてはコスト高で実用が困難な場合が多く、また3)についてはシールドトンネルの柔な構造の特長を失わせることになる。したがって、シールドトンネルの耐震性を向上させるとともに、大地震時に継手による変位吸収を確実にさせて耐震設計の精度を向上させ、強いては安全率を低減させて経済的な設計が可能となり、なおかつ低コストのトンネル構造が理想的である。

そこで、このようなシールドトンネルの構造を開発し、セグメントに発生するひずみを半減させるをことを目指して、地盤へトンネル間に変位あるいはせん断ひずみを吸収させる免震層を設けるシールドトンネルの免震構造を提案した。本章ではまず免震層を介在させることによる免震効果を原理的に検証するために行った模型振動実験について述べ、次に免震層として必要とされる構造、物性と免震効果について数値解析によって検討し、最後に本免震構造を適用した免震トンネルの地震応答解析例を示すことによって、地震応答解析における免震トンネルの取扱い方、免震効果の発生状況について具体的に説明している。さらに等価剛性の算定法の違いによる解析結果の相違についても、地震応答解析により検討し、トンネルの地震応答解析法について総括している。

7. 2 免震構造の原理検証のための模型振動実験

7. 2. 1 免震構造の基本原理解

本章で提案するシールドトンネルの免震構造は、トンネル外周と周辺地盤とを免震層で隔離することにより、トンネルに対する周辺地盤による拘束力の直接的な伝達を遮断し、なおかつ免震層でトンネル～周辺地盤間のひずみ、あるいは相対変位を吸収させることを目的としている。免震層で吸収させるひずみは地震時ひずみであるから動的な繰返しを有するcyclicなひずみであり、また一度の地震で塑性化し、次の地震で機能を発揮しないようなものでは困る。したがって、ある程度弾性的な挙動を呈する必要がある。また施工後の地表面沈下に対して配慮すると、免震層材料はポアソン比が0.5に近い連続体あるいは、トンネル法線方向には剛硬性質を有する異方性材料であることが必要条件となる。すなわちトンネル直上の免震層の微小要素を取出した場合、これがヤング率Eの等方性材料であれば、深さ方向をzとし、鉛直応力を σ_z 、ポアソン比を ν とすれば、鉛直ひずみ ϵ_z は以下の式で表すことができる。

$$\epsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad \dots (7-2-1)$$

上式において、ポアソン比 $\nu = 0.45$ のとき、ひずみは鉛直応力 σ_z に対するヤング率Eに応じたひずみの約26%、 $\nu = 0.49$ ではわずか6%となるので、地表面沈下にはほとんど影響することはない。図7-2-1(a)は予め免震層をセグメント外周面に装着した場合を示しており、図7-2-1(b)はトンネル内より注入によって、セグメント～地山間に免震層を介在させた場合の施工後の免震構造を模式的に示している。以下に図7-2-2のバネモデルによって、免震構造とした場合に免震層により得られる効果を定性的に示すことを試みる。

図7-2-2のバネモデルは、第4章の4.3で用いたモデルと全く同じであり、試計算で使用するセグメントリング、継手部のバネ定数 K_s 、 K_{jt} も、4.3で示した地震観測地点のRCセグメントの数値 $K_s = 3.34 \times 10^8 \text{ kgf/cm}$ 、 $K_{jt} = 4.86 \times 10^7 \text{ kgf/cm}$ とする。またトンネル～地盤間の免震層のバネは、免震層が厚み t 、せん断弾性係数 G_g のトンネル法線方向に一樣な物性を有する材料とし、そのせん断抵抗より(7-2-2)式で与えることにする。

$$K_a = \frac{\pi D L \cdot G_g}{t} \quad \dots (7-2-2)$$

ここで π は円周率、Dはトンネル外径、Lはトンネル長さ、 G_g は免震層のせん断弾性係数で図7-2-2の K_{a1} については $L = 22.5 \text{ cm}$ (1/4リング長)、 K_{a2} については $L = 45.0 \text{ cm}$

(1/2リング長)としてバネ定数を計算した。

免震層と周辺地盤との境界における地盤の変位を $u_{g1} \sim u_{g13}$ とし、やはり4.3と同じくこの地盤の変位が一様な引張ひずみとなるように $u_{g1} \sim u_{g13}$ を与えたとき、継手部の相対変位 D_{jt} とセグメント本体の相対変位 D_{seg} との比 D_{jt}/D_{seg} 、および地盤とセグメント本体のひずみの伝達率 $\xi (= \epsilon_{seg} / \epsilon_g)$ が、免震層のせん断弾性係数 G_g により、どの様に変化するかを、 G_g をパラメータとして計算してみた。もちろんトンネルより十分離れた位置における地盤変位は、 $u_{g1} \sim u_{g13}$ の数倍となるであろうから、 ξ がそのままトンネルから十分離れた位置における地盤とセグメント間のひずみの伝達率を表しているわけではないので、この点に注意を要するが、免震層自体のひずみ吸収効果を表すファクターとしての意味はもっていると考えられる。

図7-2-3に免震層の厚み $t=3$ cmの場合の解析結果を示した。このシールドトンネルのセグメント本体部と継手部の伸縮バネ定数の比 K_{seg}/K_{jt} は3.43であるが、(a)に示されている通り、免震層のせん断弾性係数 $G_g=100$ kgf/cm²まで、継手部とセグメント本体部の引張変位の比 D_{jt}/D_{seg} の値は、ほとんど K_{seg}/K_{jt} の値から変わっておらず、免震層の G_g が100kgf/cm²の場合でも3.37であった。このことは、少なくともこのような構造の免震層とした場合、免震層のせん断弾性係数が100kgf/cm²までの範囲であれば、セグメント本体部と継手部の変形量の比は、両者のバネ定数の比の逆数と一致するとして良いことになり、第4章の4.3で述べたような周辺地盤のせん断抵抗による拘束を、遮断することが可能となることを示している。したがって、20~30リングをこれと等価な柱に置換える際、免震層の取扱い方は別とすれば、単にセグメント本体部と継手部の直列バネと考えれば良いことになるので、免震構造の目的の1つは果たすことが可能であることが示された。

次に、(b)の免震層のせん断弾性係数の変化に伴う地盤からセグメント本体部へのひずみの伝達率を表す、ひずみ比 ξ の解析結果に注目してみる。免震層によるひずみの低減は、免震層のせん断弾性係数 $G_g=10$ kgf/cm²のとき10%以下に、 $G_g=30$ kgf/cm²で約20%まで低減しており、 $G_g=100$ kgf/cm²の場合でも5割以下には低減していることがわかる。周辺地盤のせん断弾性係数は、軟弱粘性土の場合には50kgf/cm²($V_s=50$ m/sec相当)になることもあるので免震層の $G_g=100$ kgf/cm²の場合にどんな地盤でも免震効果があるとは言えないが、免震層によってトンネルに発生するひずみを大幅に低減させる、すなわち地震時に発生する断面力を低減させる効果があることは、定性的に示された。図(b)ではセグメント本体部のひずみの低減を示しているが、図(a)の効果を検討すれば、免震層の存在により継手部のひずみ

もほぼ同程度低減されていることは言うまでもない。以上免震構造の一例を示し、試計算を実施した結果、免震層を設けることによる2つの効果は十分期待できることがわかった。

7. 2. 2 振動実験の目的と模型概要

模型振動実験は、前節で示したような免震効果が、地震時の動的な地盤変位によるトンネル変形が生じるとき、実際に現象として起こり得ることを、原理的に検証することを目的として行うものである。したがって、地盤およびトンネル模型は、できるだけ実物と対応するような模型でなくてはならず、また免震層以外の要因は、できる限り取り除くように単純化してやらなければならない。

まず模型の相似率は、実地盤のせん断波速度 $V_s = 40\text{m/sec}$ 、単位体積重量 $\gamma_t = 1.7\text{tf/m}^3$ 、実シールドトンネルの外径 10m を想定し、長さの相似率 $\lambda = 1/200$ 、ひずみの相似率を 1 とし、ヤング率の相似率 $E_m/E_p = 1/140$ を目標とした。このような相似率であれば、模型材料の選定がある程度容易である。

次に地盤模型の形状であるが、複雑な境界を設けるとトンネルの変形に与えるその影響の大小および範囲が把握しづらくなり、場合によっては免震効果を実験結果から分離することが不可能になるので、図7-2-4に示すように左の斜面と右の水平部およびその間の突起部よりなる基盤の起伏を有する基盤構造急変部に、軟弱な沖積地盤が堆積した表層地盤模型とした。この基盤の形状および境界については、予めバネマス系モデルおよび擬似3次元地盤モデルによるモード解析によって、模型長軸方向の振動において模型右の斜面部の表層の振動ができるだけ一様になり、基盤突起部と右斜面の境界部で地盤のひずみが集中するような振動モードが卓越して現れるよう種々の基盤形状と境界条件を与えて検討し、最終的に決定されたものである。その結果、表層地盤の境界は4面とも自由とすることになった。図7-2-5に、擬似3次元地盤モデルによって解析した表層模型地盤の1次振動モードを示す。このモードの関与係数(有効質量比)は 0.377 であり、振動台上で模型の長軸方向に加振してやれば、必ずこのモードが卓越して現れるはずである。地盤材料にはアクリルアミドゲルを使用し、上記相似率に従ってせん断波速度が 400cm/sec になるよう配合を調整した。なお、アクリルアミドゲルの単位体積重量は 1.15kgf/cm^3 でポアソン比はほぼ $0.5 (0.498)$ 、減衰定数は 1% 以下で以下である。表層地盤模型の地表面付近(深さ 2cm)には、数値解析によって想定した表層地盤の振動モードが現れていることを確認するために、黒のゴム糸を 5cm 間隔で格子状に張っており、加振時のこれらのブレを写真でも記録できるようにした。このゴム糸の格子は、図

7-2-5の擬似3次元地盤モデルによる解析で使用したメッシュと一致している。

図7-2-4に示すように、地盤模型の長軸に沿ってトンネルを埋設するものとし、2種類のシールドトンネル模型を対称な位置に並列に埋設し、図7-2-5のモードで表層地盤が振動するとき、免震層を設けた場合のシールドトンネルの挙動と免震層を設けないトンネルの挙動の違いを示すことによって、免震構造の効果を原理的に確認することにする。シールドトンネルと地盤の剛性比を相似率と一致させるため、セグメントリングを低密度ポリエチレン製のパイプ（外径50mm、内径42mm、長さ47mm）とし、セグメントリングを相互に連結する継手部を、硬度50°のネオプレンゴムのリング（外径48mm、内径42mm、長さ3mm）によってモデル化し、これらを交互にゴム系接着剤で連結した構造とした。目標とするヤング率は、ポリエチレンパイプで $E=1500\text{kgf/cm}^2$ 、ネオプレンゴムで $E=30\text{kgf/cm}^2$ であり、このときのセグメントリングと継手部の伸縮バネ定数の比 $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}}$ は3.7である。

次に免震構造とする場合の免震層であるが、模型地盤材料が非常に軟らかいため、地盤よりも軟らかくて免震層となりうる適当な材料を見つけるのは困難である。そこで、地盤材料よりは1オーダー剛性が高いが、トンネル材料よりは低い剛性を有するシートを、上記シールドトンネル模型外周に装着したトンネル模型（No. 1トンネル）を製作し、これとシートを装着しないシールドトンネル模型（No. 2トンネル）との挙動の違いより、トンネル外周材料及びその影響が明瞭に現れることを、定量的に示すことにした。すなわち、シートを外周に装着したNo. 1トンネルに対してNo. 2トンネルでは、No. 1トンネルのシートの位置（トンネル外周数mm間）にシートよりもせん断弾性係数の小さな材料（地盤）が存在していると考えれば、No. 1トンネルの方がNo. 2トンネルよりも前節で述べた免震性が優れているはずである。したがって、セグメント本体部に発生するひずみはNo. 2トンネルの方が小さく、継手部の変位はNo. 2トンネルの方が大きくなることを模型振動実験で証明できれば、本免震構造の原理を検証できたことになろう。このことを検証するとき、シートの剛性があまりにも高く、No. 1、No. 2のトンネル剛性に大きな相違が生じてしまうと、本実験の意味がないので、選定した材料は厚み2mmの硬度15~30°のネオプレンゴムシートで、目標とするシートのヤング率は地盤のせいぜい10倍程度の $E=5\sim 10\text{kgf/cm}^2$ とする。

写真7-2-1にトンネル材料および免震層材料である低密度ポリエチレンパイプ、ネオプレンゴムリング、ネオプレンゴムシートを示した。また写真7-2-2に免震層を有するトンネル模型を、写真7-2-3に免震層のないトンネル模型を示す。トンネル模型は27リング分（1350mm）製作して、模型の脱型時に両端1.5リングをカットした（図7-2-6参照）。

7. 2. 3 予備試験による検討

7. 2. 3. 1 シールドトンネル模型材料の剛性試験

前述のようにシールドトンネル模型は、シールドセグメント本体の材料である低密度ポリエチレンパイプ（外径50mm、内径42mm、長さ47mm）と、継手部の材料である硬度50°のネオプレンゴムリング（外径48mm、内径42mm、長さ3mm）を、ゴム系接着剤（バンダ-KR505、常盤化学工業）によって交互に連結した構造とした。したがって選定したトンネル模型材料が、パイプの状態では推定される剛性を実際有しているかどうかを、予め検証しておく必要がある。そこで、それぞれ長さ10cmのパイプを用意し、荷重载荷による引張試験を行った。ポリエチレンパイプの場合は、実験時にパイプのひずみ（セグメント本体部の軸ひずみ）をひずみゲージによって計測するため、実験において用いる低弾性材料用のひずみゲージ（GF LA-3（東京測器製、ベース材料：ポリイミド）を粘着した状態で引張試験を行い、ゲージの感度と同時に測定した。表7-2-1に引張試験の結果を示す。

表7-2-1 トンネル模型供試体の剛性試験結果

パイプの種類	ポリエチレン	ネオプレン
載荷荷重 (kgf)	4.0	2.0
供試体有効長さ (mm)	90.0	90.0
測定変位 (mm)	0.045	1.080
実ひずみ ($\times 10^{-6}$)	500.0	12000
指示ひずみ ($\times 10^{-6}$)	217.7	—
ゲージ感度 (%)	43.5	—
供試体断面積 (cm^2)	5.531	4.175
ヤング率 (kgf/cm^2)	1450.0	40.0

以上の結果より、セグメント本体（ポリエチレンパイプ）のヤング率は、目標値とはほぼ等しい $1450\text{kgf}/\text{cm}^2$ （目標値1500）、継手部（ネオプレンゴムパイプ）のヤング率は目標値より約3割高い $40\text{kgf}/\text{cm}^2$ （目標値30）であることがわかった。これらよりセグメント本体部のバネ定数 K_{seg} と継手部のバネ定数 K_{jt} の比 $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}}$ は3.07となる。

セグメント本体部ひずみの計測については、ゲージ感度が43.5%であるから、実験において測定したひずみ値を0.435で除した値を、実ひずみとして取扱えば良いことになる。

7. 2. 3. 2 ネオプレンゴムシートの剛性試験

免震層材料は、弾性材料としての性質が保てる限界の、軟らかいネオプレンゴムシート（厚さ2mm）を用いた。ゴムの硬度は15~20°と25~30°の2種類とし、これら2種類のゴムシートのヤング率を、幅50mm、長さ200mmの板状の供試体を用いて、荷重載荷による引張試験を実施することによって測定した。以下に引張試験の結果を示す。

表7-2-2 ネオプレンゴムシートの剛性試験結果

中間層ゴム硬度	15~20°	25~30°
載荷荷重 (kgf)	0.5	0.5
供試体有効長さ (mm)	177.0	184.8
変位量 (mm)	11.2	5.7
実ひずみ ($\times 10^{-6}$)	63277	30844
断面積 (cm^2)	1.000	1.033
ヤング率 (kgf/cm^2)	7.9	15.7

免震層による変位吸収効果は、免震層材料のせん断弾性係数に依存する。上記のヤング率より2材料のせん断弾性係数を、ゴムのポアソン比を0.43として換算すると、それぞれ2.76、5.49 kgf/cm^2 となる。一方、地盤材料であるアクリルアמידゲルのせん断弾性係数は、単位体積重量=1.15 kgf/cm^3 、せん断波速度=400 cm/secより換算すれば、ほぼ0.2 kgf/cm^2 であり、硬度15~20°のネオプレンゴムシートの約1/14となる。そこで上記剛性試験より、硬度15~20°のゴムシートを採用することとした。

7. 2. 3. 3 トンネル模型の剛性試験

模型振動実験で用いる2本のトンネルは、前述したように剛性がほぼ等しくなくては意味がない。そこで製作した2本のトンネル模型（写真7-2-2、7-2-3）の引張剛性試験を実施し、2本のトンネル模型の剛性を測定することにした。

トンネル模型の剛性試験は、約135 cmのトンネル模型をジグで固定して吊下げ、自由端に荷重を載荷する方法をとり、そのときの軸方向変位を測定した。表7-2-3にその結果を示すが、ゴムシートを装着しないNo. 2トンネルよりもシートを装着したNo. 1トンネルの剛性の方が低い結果となり、両者の剛性の差は模型製作上の誤差の範囲内であることが示された。表中の理論値とは、トンネル材料であるポリエチレンパイプ、ネオプレンゴムパイプおよ

びネオプレンゴムシートの剛性試験結果に基づいて、理論的に求めた数値であり、等価剛性は等価軸剛性 $(EA)_{eq}$ を意味している。このように理論的に言っても2木のトンネル模型の剛性の相違はせいぜい1%しかなく、トンネルNo. 1は本実験で要求される品質を満たしていると言える。

表7-2-3 トンネル模型の予備試験結果

トンネル模型種別	No. 1	理論値	No. 2	理論値
模型有効長 (cm)	135	———	135	———
載荷荷重 (kgf)	1	———	1	———
変位量 (mm)	0.589	———	0.607	———
バネ定数 (kgf/cm)	16.81	16.36	16.47	16.54
等価剛性 (kgf)	2269	2209	2223	2233

7. 2. 4 実験方法と計測

実験ケースは、トンネルを埋設しない地盤のみの模型の加振(CASE-1)と、2種類のトンネルを並列に模型地盤中に埋設した模型の加振(CASE-2)の2ケースとした。前者のケースは、地盤の長軸方向に予想通りの振動モードで共振が起こることを確認し、その共振振動数と地表面の加速度応答倍率より、後者のケースで振動台に与えるべき入力振動を決定するために行うものである。ただし共振実験であるので、振動台はサイン波加振を行うものとする。以下にトンネルを埋設した免震原理確認実験である後者のケースを例にとり、実験の手順について説明する。

所定の配合で作成したアクリルアミド溶液を2回に分けて型枠内に打設し、トンネル埋設位置までゲルを形成する。溶液がゲル化するときに発生する熱がマスが大いほど高くなり、これによりゲルの物性が変わる(硬くなる)ので、できるだけ物性の一様なゲルを形成させるために、1回の打設深さを制限している。また溶液の配合は、約10分間でゲル化するように調整している。次に予め側枠に設けておいたトンネル固定用ジグより2本のトンネル模型をそれぞれ通してゲル上に設置し、軽く両端を固定しておく。写真7-2-4は、トンネル模型を設置完了後の模型の状況を示したものである。トンネル模型を設置した後、またゲルを地表面下2cmの位置まで形成し、ゴム糸を格子状に張り、さらに地表面下1cm近くまでゲルを形成させる。この状態で、図7-2-4に示すトンネル直上の8点に小型加速度計取付けのためのアルミ製ボックスを置き、地表面位置までゲルを形成させる。以上のようにして製作した模型は1日間の養生を行い、1日後に型枠側面の脱型を行い実験に用いる。

次に計測項目および計測方法について、トンネル模型を埋設した実験ケースについて概説する。計測は地盤の加速度とトンネルのひずみ、変位の計測に大別される。地盤の加速度は、図7-2-4に示すトンネル直上の地表面8点で計測する。使用した加速度計は、圧電型の小型加速度計で、重量1gの軽量でトンネル軸方向1成分のみの加速度を測定する。地表面加速度より各点における応答倍率が得られる他、これらより地表面変位、トンネル埋設深さにおける変位も推定することができる。また地盤模型製作時に地盤境界部の整形状態に起因して、模型の左右で振幅が異なる場合でも、加速度計が模型長軸について対称な位置に設置されているので、2本のトンネル直上の加速度値の比率を用いて換算することより、同一の地盤の振動による2本のトンネルの挙動の違いを議論できる。地盤の応答倍率を求めるため、型枠側面と振動台上にも加速度計を設置している。写真7-2-5に模型振動実験実施状況を示す。

トンネル挙動の計測は、シールドトンネルの免震効果の確認を目的としているので、セグメ

ント本体部と継手部の相対変位を計測したい。図7-2-6はトンネル模型内の計測の概要を示している。図中(a)はまず図7-2-5で示した疑似3次元地盤モデルによる模型長軸方向の卓越振動モードにおいて、トンネル直上の節点のトンネル軸方向のモーダルベクトルと地盤質点の変位関数を用いて、トンネル埋設深さでの地盤変位を計算し、これらからトンネル埋設深さにおけるトンネル軸線上の地盤ひずみの分布を、トンネル直上の地表面の変位振幅の最大値が2mmの場合について示したものである。このように地盤ひずみは基盤の突起部付近に集中するので、トンネルの挙動の計測はこのような位置で密に実施する必要がある。そこで(b)図に示すような配置(セグメント本体部リングNo. 6、10、12、13、14の5断面、継手部A~Fの7断面)で、トンネル内の計測を行うことにした。すなわち基盤突起部を中心に、トンネル内面においてセグメント本体部にひずみゲージを、継手部に超小型差動トランスを設置して、それぞれセグメント本体部と継手部の変位を計測する。ひずみゲージ、小型差動トランスの取付け状況は図中(c)に示す通りであり、1計測断面につき左右の2点でひずみ、変位を計測し、左右の平均をとって軸ひずみおよび軸変位を算出する。ここでセグメント本体部の変位については、ひずみ出力感度が43.5%であることを考慮して、以下の式から換算するものとする。

$$D_{\text{seg}} = \frac{1}{\lambda} \cdot \epsilon_{\text{seg}} \cdot L_{\text{seg}} \quad \dots (7-2-3)$$

ここで、 D_{seg} : セグメント本体部の変位、 λ : ひずみ出力感度、
 ϵ_{seg} : セグメント本体部の平均ひずみ、 L_{seg} : セグメント長

加振実験ではまず、模型を振動台上に加振方向と模型長軸を一致させて固定し、振動台の加振加速度を10~20galに保ちながら振動数を次第に変えてサイン波でスイープさせ、そのとき地表面の加速度波形とゴム糸の格子のブレから確認できるモードを見ながら模型の共振点を決定する。次にこの共振振動数で模型が共振するときの地盤加速度およびトンネル内ひずみ、変位を同時に計測する。最後に、振動台の加振加速度を上げ、振動モードの目視が可能とした状態で模型上方よりブレ写真を撮影する。

7. 2. 5 実験結果

7. 2. 5. 1 CASE-1

まずトンネルを埋設しない地盤のみの模型の振動モードについて示す。写真7-2-6にトンネル軸方向に振動台を加振したとき、現れた1次振動モードのブレ写真を示した。共振振動数は5.7 Hzで、擬似3次元地盤モデルによるモード解析結果(図7-2-5)よりやや低い。基盤突起部より右側でのみ共振が生じ、突起部の左側では静止に近い振動モードを再現することができた。したがって、このモードで地盤が振動する際地盤ひずみの集中するのは、基盤突起部の周辺であり、当初計画したトンネル内の計測配置で、発生するひずみの計測をカバーできることが示された。なお、加速度応答倍率(振動台→地表面)は約30倍であった。

7. 2. 5. 2 CASE-2

2種類のトンネルを地盤中に並列に埋設した模型の加振結果について説明する。写真7-2-7に共振時のブレ写真を示した。地盤と比較して剛性の高い2本のトンネルが、4D(D:トンネル外径)の間隔で並列に模型地盤中に埋設されており、またトンネルと地盤の側方境界までの距離が5Dであるので、どうしてもトンネルの存在が地盤全体の振動モードに影響を与え、共振振動数は5.8 HzとCASE-1より0.1 Hz上昇したが、基盤突起部の付近でトンネル軸ひずみが増大する振動モードの形状は十分保っていることがわかる。この実験で重要なのは、振動モードが2本のトンネル上で対称となっていることである。併設トンネル模型を2回製作してみたが、地盤模型の側面の整形状態の若干の違いにより、1ケースではNo. 1トンネル側で地盤の振幅が大きく、もう1つのケースではNo. 2トンネル側で地盤の振幅が大きくなり、なかなか対称な振動モードを得るのは困難であった。そこで、その対称性がある範囲に入っていれば、計測結果に適切な補正を施すことによって、2本のトンネルの挙動を比較することにした。

図7-2-7は、加振時に計測した地表面の8点および型枠側面、振動台上の加速度原波形を示したものである。地表面加速度計の設置位置(CH. 1~CH. 8)は図7-2-4に示したように、CH. 1と5、CH. 2と6、CH. 3と7、CH. 4と8が、それぞれ対称な位置で相対応している。またCH. 9は型枠側面における加速度波形、CH. 10は振動台上の加速度波形である。まず加速度の地表面における応答倍率であるが、振動台上の加速度約30galに対して地表面で約300 galであるので、トンネル軸線上では約10倍である。しかし、写真7-2-7に示したように自由境界部では、トンネル直上部の約4倍の振幅となっている。セグ

メント本体部のひずみ、継手部の相対変位を計測している基盤突起部の付近であるCH. 1～3、CH. 5～7の加速度記録を見ると、ネオプレンゴムシートで覆ったトンネル模型（No. 1トンネル）の直上のCH. 1～3の加速度値が、もう一方のトンネル（No. 2トンネル）の直上にあるCH. 5～7に比べて13～14%小さいことがわかる。したがって、2本のトンネルのひずみ、相対変位を比較する場合は、No. 1トンネルのひずみ ϵ_{11} 、相対変位 D_{11} を基準として、No. 2トンネルで計測されたひずみ、相対変位を、トンネル内計器にもっとも近い地表面加速度計の加速度値の比率に応じて1.13～1.14倍して補正したものを、No. 2トンネルのひずみ ϵ_{12} 、相対変位 D_{12} と定義して、以下の検討で用いることにした。

図7-2-8はこのような補正を施した後、共振振動数5.8Hzを中心とする1Hzのバンド幅のフィルターで処理したセグメント本体部の軸ひずみ波形のうち、もっとも地盤ひずみの集中するセグメントNo. 12～14（図7-2-6（b）参照）について、2本のトンネルの相対応する軸ひずみ波形を比較して示したものである。これらから、セグメント部で発生するひずみは、明らかにゴムシートで覆われないNo. 2トンネルの方で10～20%小さい傾向が確認できる。また得られたすべてのセグメント本体部の軸ひずみの最大値について、2本のトンネルにおける比較を表7-2-4に示した。表中右端の欄は、計測結果の信頼性を表しており、十分データの信頼性があるとき○、ひずみの原波形中のノイズが大きききれいなサイン波が得られなかったり、トンネル左右のひずみの絶対値が極度に異なって、データの信頼性がない場合に×、これらの中間を△として区別したものである。残念ながら、セグメントNo. 10と14では×の評価となったものの、もっともひずみ値の小さなセグメントNo. 6以外は、No. 2トンネルの方がNo. 1よりも発生した軸ひずみは小さいことが示された。

図7-2-9はトンネル継手部について同様に補正、フィルター処理した相対変位波形のうち、地盤ひずみの集中する3断面F、G、Hに関して、2本の相対応する継手部相対変位波形を比較して示したものである。予想した通り、ひずみとは逆にNo. 2トンネルにおける継手部に生じた相対変位は、No. 1トンネルよりも10～30%大きい。また得られたすべての継手部相対変位の最大値について、2本のトンネルにおける比較を表7-2-5に示した。右端の欄には表7-2-3と同じ様に、データの信頼性を表示しており、相対変位の場合×が多い。しかし、やはり地盤ひずみの小さいA断面を除けば、残りの6断面全てでNo. 2トンネルの継手部相対変位がNo. 1トンネルよりも大きいという一致した結果が得られている。⁵⁹⁾

トンネル模型の剛性試験結果が示しているように、2本のトンネルの軸剛性はほぼ等しいので、2本のトンネルの変形の相違は、トンネル外周に周辺地盤よりも1オーダー剛性の高いゴ

ムシートの有無に起因していることになり、本実験によって当初の仮説を実証できた。そこで次に模型振動実験における、セグメント本体部と継手部の変位の比率を調べてみる。表7-2-6は、もっともひずみが集中し、なおかつ比較的信頼性の高いデータの得られたセグメントNo. 12~14、継手部断面F~Hの連続したトンネル部位において、セグメント本体部のひずみから相対変位を換算することによって、セグメント本体部、継手部の相対変位を連続的にまとめたものである。また表7-2-7は、表7-2-5で与えられた継手部とセグメント本体部の相対変位よりセグメントNo. 12~継手部F断面~セグメントNo. 13のように連続するセグメントリングと継手部の組合わせに関し、 D_{jt}/D_{seg} を(7-2-3)式で計算し、まとめたものである。

$$\left(\frac{D_{jt}}{D_{seg}} \right)_{12-F-13} = \frac{2 D_{jt,F}}{(D_{seg,12} + D_{seg,13})} \quad \dots (7-2-4)$$

ここで、 $\left(\frac{D_{jt}}{D_{seg}} \right)_{12-F-13}$; セグメントリングNo. 12~継手部F断面~セグメントリングNo. 13の間の D_{jt}/D_{seg} 、

- $D_{jt,F}$; 継手部F断面の相対変位、
- $D_{seg,12}$; セグメントリングNo. 12の相対変位、
- $D_{seg,13}$; セグメントリングNo. 13の相対変位

表7-2-7に示すように、No. 1トンネルでは D_{jt}/D_{seg} は1.7~1.8、No. 2トンネルでは2.3程度という結果となり、両者で明瞭な差が生じていることがわかった。このトンネル模型の $K_{seg}/K_{jt}=3.07$ であったから、これより両者ともかなり小さな D_{jt}/D_{seg} となっていることが注目に値する。

したがって、セグメント本体部に発生するひずみはNo. 2トンネルの方が小さく、継手部の相対変位はNo. 2トンネルの方で大きくなるという、免震効果が原理的に確認できたとともに、第4章で述べたトンネル外周の土のせん断抵抗に基づく、セグメント本体部と継手部の変位吸収におけるメカニズムについても、本模型振動実験により原理的に検証されたと言える。

7. 2. 6 まとめ

以上のように本節では、シールドトンネルの免震構造を提案し、免震効果確認のために行った原理実験について述べた。なお免震構造の効果確認は、地盤より1オーダー剛性の高いゴムシートで覆ったトンネル模型（No. 1トンネル）と覆われないトンネル模型（No. 2トンネル）の挙動の比較を行い、No. 2トンネルではNo. 1トンネルと比較して、セグメント本体部で発生するひずみが小さく、継手部で生じる変位吸収量が大きいことを検証する形態をとった。以下に原理実験により得られた結論をまとめる。

(1) セグメント本体部で発生するひずみは、No. 2トンネルの方がNo. 1トンネルよりも10~20%小さく、また継手の変位吸収量はNo. 2トンネルの方がNo. 1トンネルよりも10~30%大きいという結果が得られ、目的とした免震構造の効果を原理的に確認することができた。

(2) 予備実験から得られたセグメント本体部（ポリエチレンパイプ）と継手部（ネオプレンパイプ）の伸縮バネ定数の比 $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}}$ は3.07であるが、実測された $D_{\text{jt}} / D_{\text{seg}}$ はNo. 1トンネルで1.70~1.80、No. 2トンネルで2.30程度で、 $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}}$ から予想される3.07よりもかなり小さい値が得られた。

以上本節で実施した模型振動実験により、シールドトンネルの外周に免震層を介在させることによる免震構造の原理を確認することができた。また、シールドトンネルの地震時変形メカニズムに関して筆者が第4章で立てた仮説、すなわちシールドトンネルの変形に周辺地盤の剛性が影響することを、本模型実験で立証することができた。

表7-2-4 No. 1、No. 2トンネルに発生したセグメント本体部
軸ひずみの最大値の比較

種別 Ring No.	No.1トンネル e_{t1} (μ)	No.2トンネル e_{t2} (μ)	e_{t1}/e_{t2}	計測の 信頼性
6	61.39	61.84	1.007	○
10	164.86	127.29	0.772	×
12	187.66	172.13	0.917	○
13	173.82	154.07	0.886	○
14	204.20	167.89	0.822	×

表7-2-5 No. 1、No. 2トンネルに発生した継手部相対変位
最大値の比較

種別 断面	No.1トンネル D_{t1} (mm)	No.2トンネル D_{t2} (mm)	D_{t1}/D_{t2}	計測の 信頼性
A	0.00601	0.00477	0.794	×
B	0.00635	0.00753	1.186	×
C	—	—	—	—
D	0.01314	0.01562	1.189	△
E	0.00544	0.01582	2.908	×
F	0.01276	0.01628	1.276	△
G	0.01572	0.01729	1.100	○
H	0.01707	0.01995	1.169	×

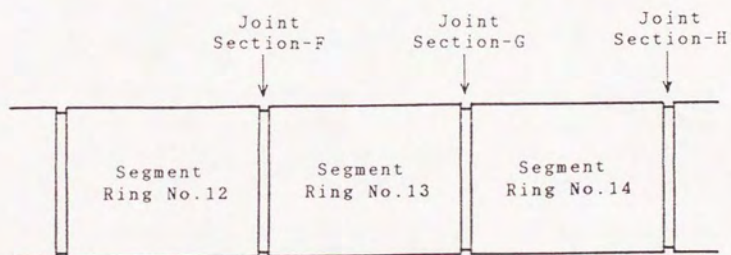
C断面は差動トランス不良のため欠測

表7-2-6 セグメント本体部、継手部に発生した相対変位量 (mm)

Ring No.、継手断面	12	F	13	G	14	H
No. 1トンネル	0.0088	0.0128	0.0082	0.0157	0.0096	0.0171
No. 2トンネル	0.0081	0.0163	0.0073	0.0173	0.0079	0.0200

表7-2-7 継手部、セグメント本体部の相対変位の比 D_{jt}/D_{seg}

Ring、継手の組合せ	12-F-13	F-13-G	13-G-14	G-14-H
No. 1トンネル	1.502	1.743	1.769	1.708
No. 2トンネル	2.124	2.318	2.286	2.360



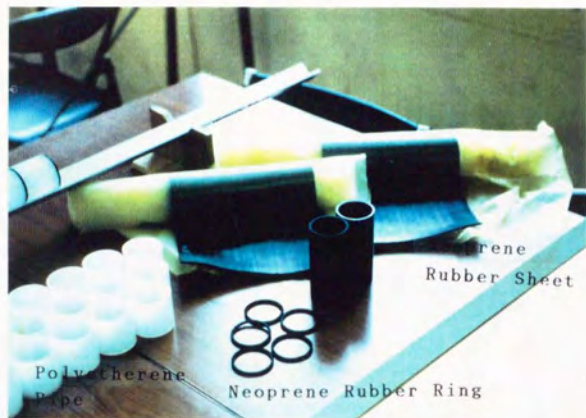


写真7-2-1

トンネル模型材料

写真7-2-2

ネオプレンゴムシート
で覆ったトンネル模型



写真7-2-3

シールドトンネル模型



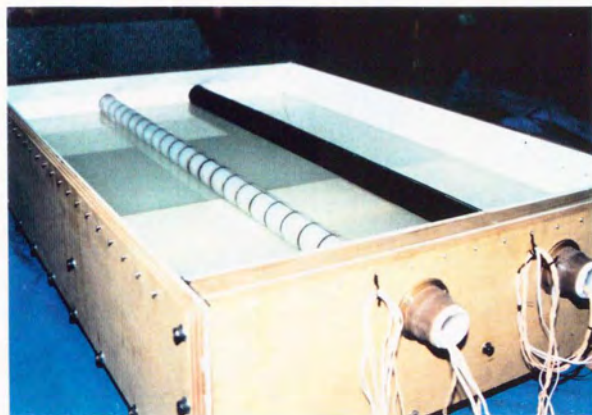


写真7-2-4 トンネル設置完了時の模型

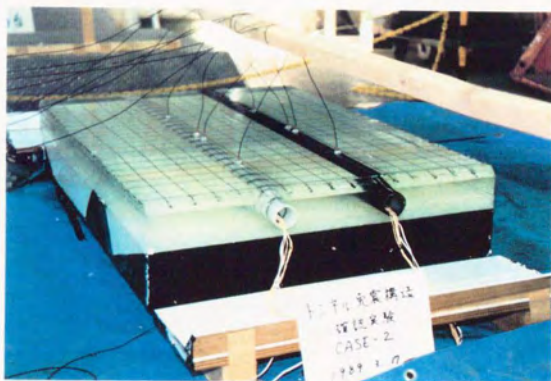


写真7-2-5 模型振動実験実施状況

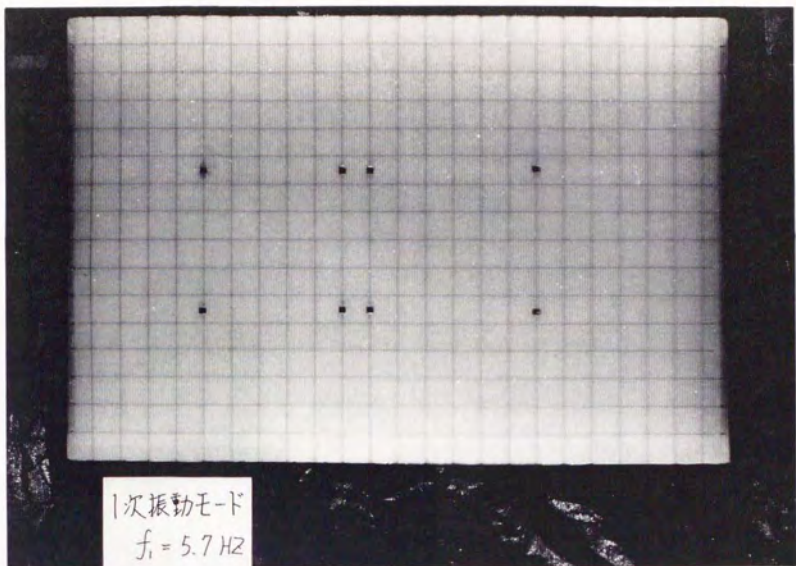


写真7-2-6 地盤模型の1次共振モードブレ写真 (CASE-1)

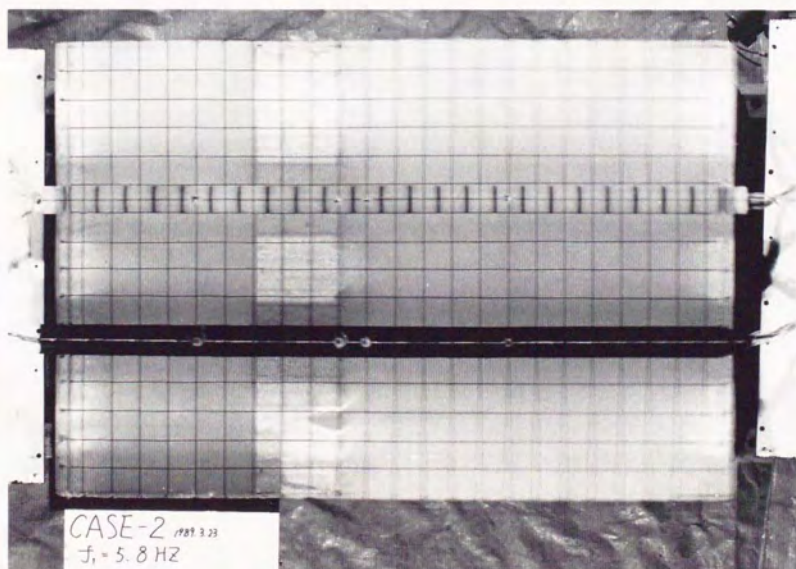
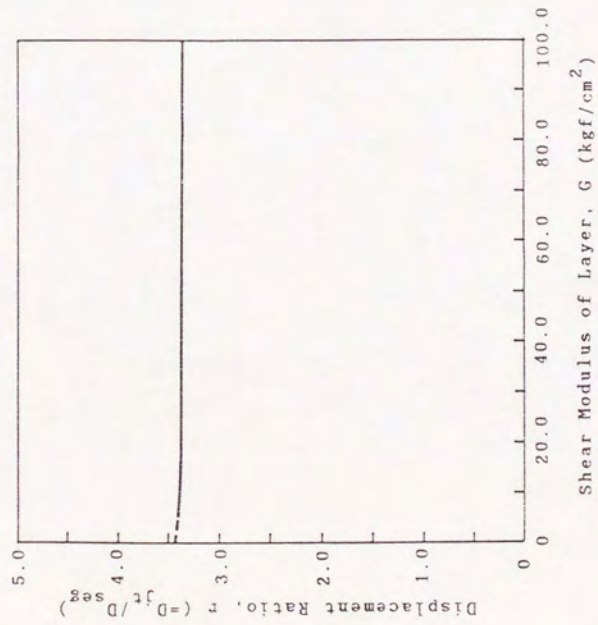
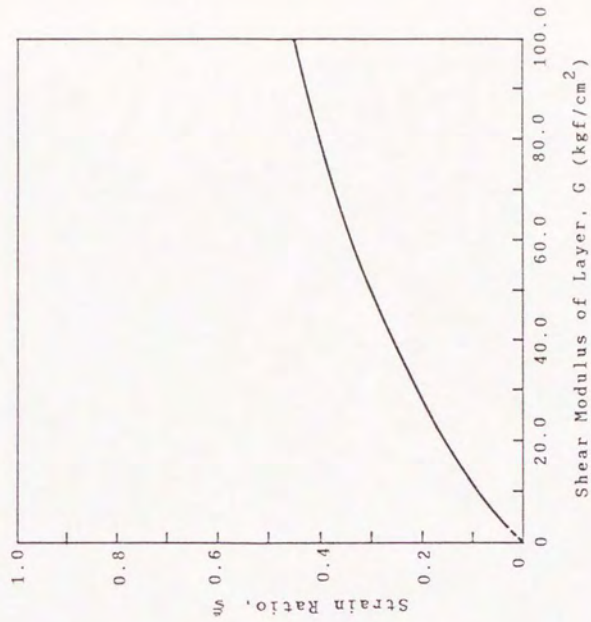


写真7-2-7 併設トンネル模型の1次共振モードブレ写真 (CASE-2)



(a) 免震層のせん断弾性係数 G と D_{jt}/D_{seg} の関係



(b) 免震層のせん断弾性係数によるひずみ伝達率 μ_s の変化

図7-2-3 免震層による継手部ひずみ吸収効果および免震効果

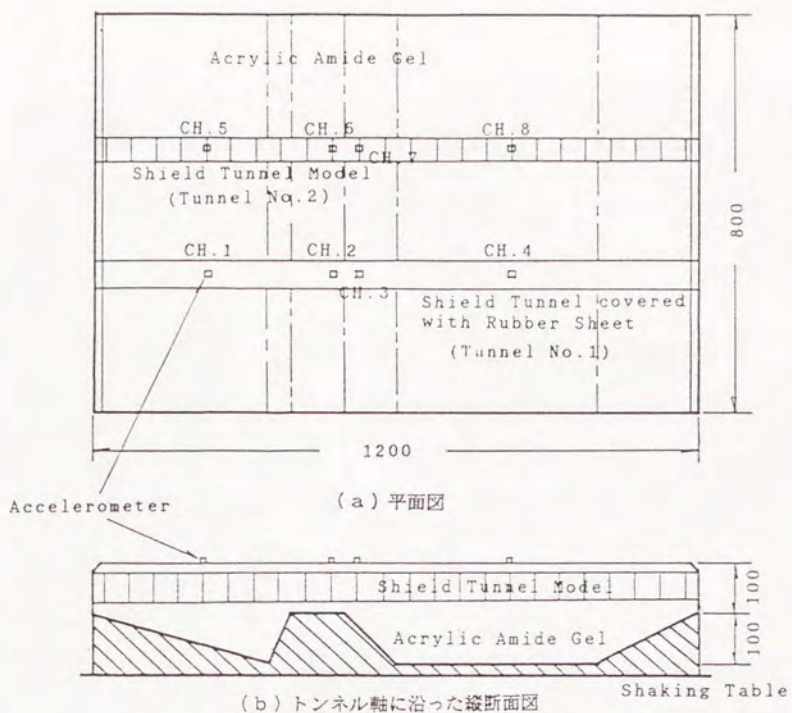


図7-2-4 地盤模型の形状およびトンネルの埋設位置

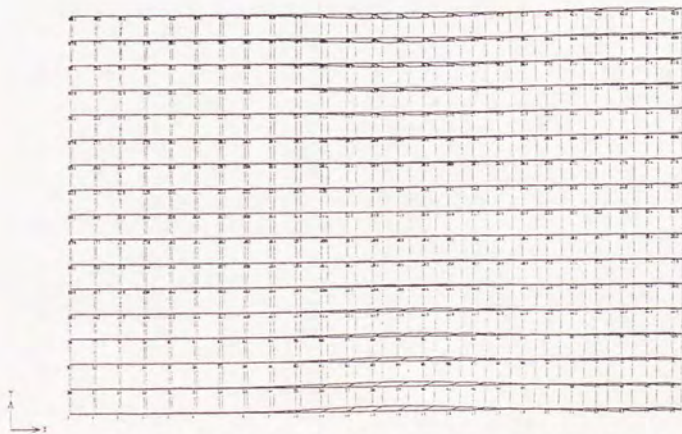


図7-2-5 擬似3次元地盤モデルによる模型長軸方向の卓越振動モード
(振動数5.88Hz、関与係数0.377)

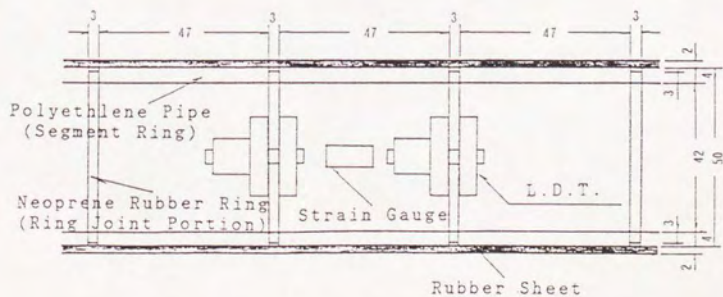
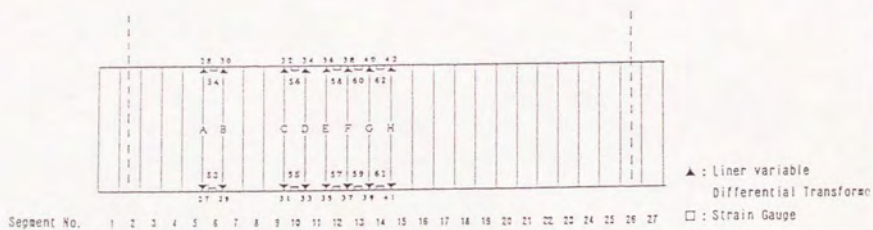
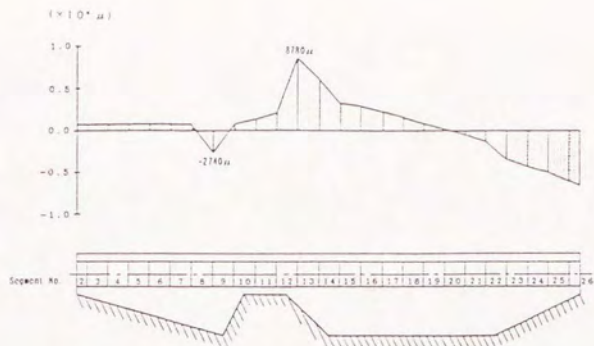


図7-2-6 トンネル内の計測

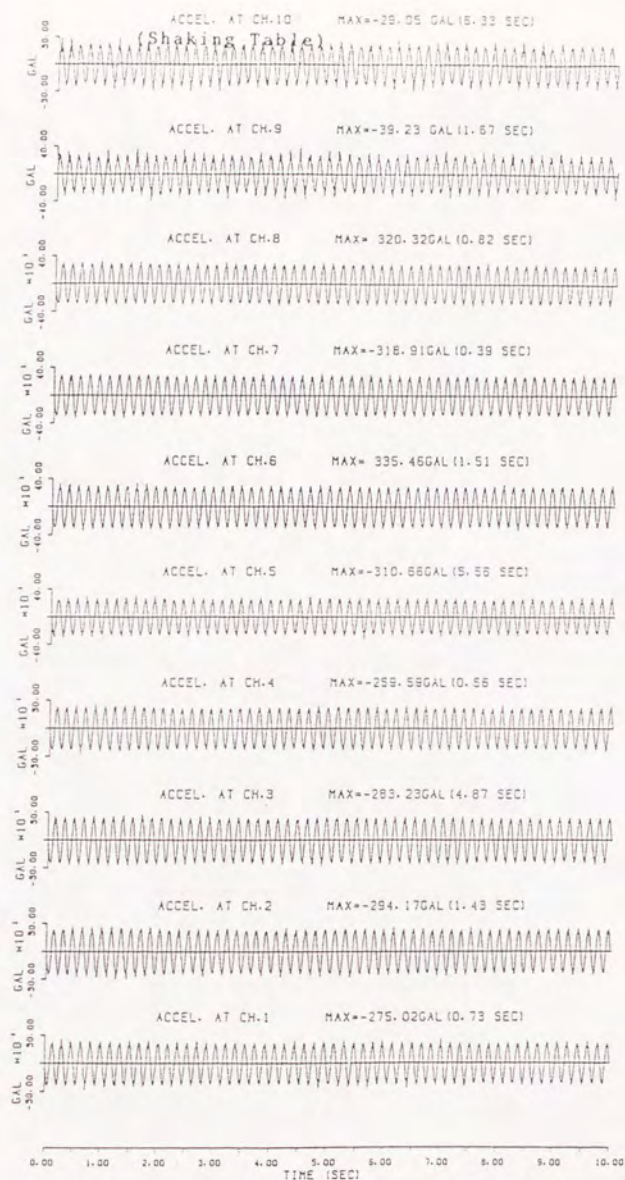
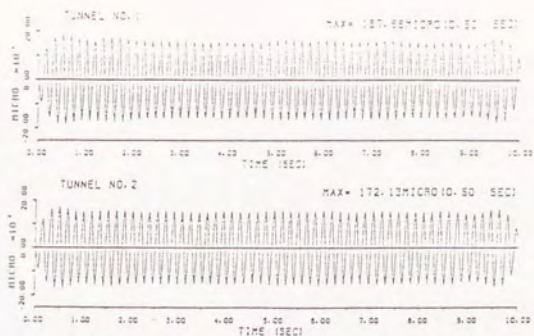
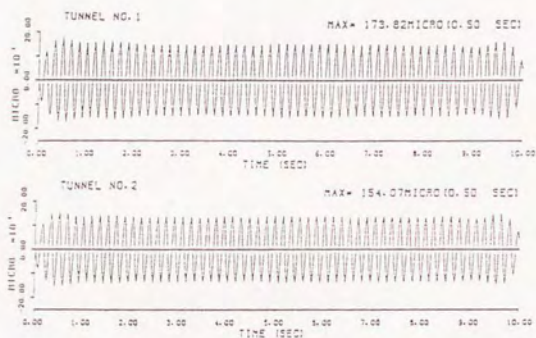


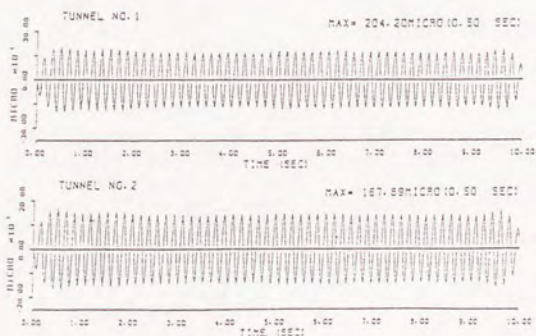
図7-2-7 地表面、型枠側面、振動台における加速度原波形
 (CH. 9は模型型枠側面、CH. 10は振動台)



(a) セグメントリング No. 12

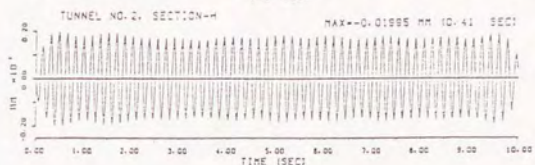
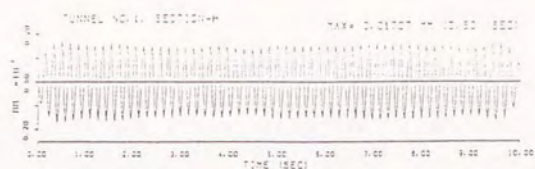


(b) セグメントリング No. 13

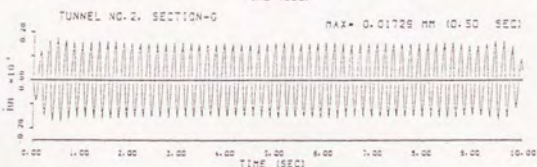
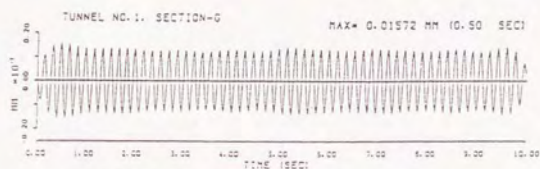


(c) セグメントリング No. 14

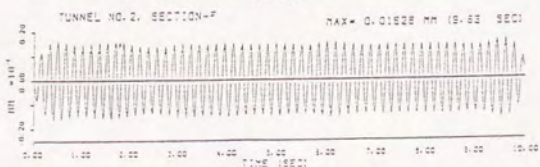
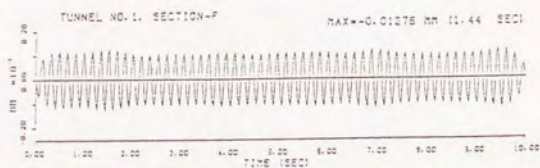
図7-2-8 No. 1、No. 2トンネルのセグメント本体部軸ひずみ波形の比較



(a) 継手部F断面



(b) 継手部G断面



(c) 継手部H断面

図7-2-9 No. 1、No. 2トンネルの継手部相対変位波形の比較

7. 3 免震構造による効果の定量的評価

7. 3. 1 FEMによる数値解析モデルと解析条件

7. 2で述べた模型振動実験により、動的な地盤の変形に伴うトンネル変形において、免震層による免震効果が得られることが原理的に示された。可能であれば実物大模型による実証実験を行いたいが、地盤の振動に伴うトンネル変形を、実大規模の実験でシミュレートすることは、静的試験に置き換えてもまず不可能と考えられる。そこで数値解析によるシミュレーション手法を開発し、数値解析による数値実験で免震層の厚さや物性、およびトンネル周辺地盤の剛性との関係を定量的に明らかにすることを試みる。

できる限りトンネルおよび周辺地盤を実物に忠実に表現するためには、3次元解析が望ましい。したがって、まず3次元FEMによる解析手法を考えてみた。地盤に強制変位を与えたときのトンネルの挙動を解析する手法が、地下構造物の耐震解析では一般的に採用されている。しかしこのような手法では、トンネルが存在しなければ地震時に地盤が自らが受ける慣性力に応じて変形し、トンネルが存在する場合は同じ慣性力(外力)による地盤とトンネルの相互作用によるトンネルを含んだ系の変形が生じるというような、実際の力学的条件を得るのは困難である。すなわち、地盤に慣性力を与えたときのトンネルの変形をシミュレートできる解析手法が必要である。そこで、トンネル周辺の地盤が半無限的な拡がりをも有すると仮定し、その地盤にトンネル軸方向にある加速度による慣性力を与えたときの、トンネルの変形を解析することにより、地震時の地盤～トンネル間の相互作用をシミュレートすることを考えた。

図7-3-1に解析モデルを模式的に示した。地震時の地盤～トンネルの変形は、図(a)に示すように、トンネルから十分離れた位置における地盤の変形は、地盤の受ける慣性力によってのみ決定され、トンネルの周囲では地盤はトンネルを強制的に変形させようとし、トンネルはそれに抵抗しようとするため、両者の間で相互作用が生じる。この相互作用のみに着目するならば、解析で考慮する地盤領域を半無限にとる必要はなく、またトンネル外周面における変形は天端とインバート部では異なるが、その影響は小さいと仮定すれば、図(b)に示すようなトンネルと地盤の2層構造で構成されたリング(免震層を考慮した場合は3層構造)に対し、地盤にのみトンネル軸方向の慣性力を与えることによって、相互作用の解析が可能となる。解析領域Rは、トンネル内径 r_i の5倍である $5r_i$ まではとることとする。R= $5r_i$ における応力状態は、無限位置の96%となることが弾性論により証明されているので⁶⁰⁾、こま

で解析領域をとれば、これが解析結果に及ぼす影響は極めて小さいと言えよう。

次にトンネル軸方向の解析領域であるが、第4章4.3の解析モデルと同様にシールドトンネル9リングに対して、トンネルを両側に対称に引張るような変形を与えることとすれば、4.5リング分をモデル化し対称軸である半リング側の断面をz方向に拘束すればよい。このようなトンネル覆工と地盤で構成されたリングに対し、地盤にのみトンネル軸方向に慣性力を外力として与えることにより、地盤とトンネルの相互作用を再現することを試みる。

当然ながら、z方向（トンネル軸方向）のみの外力が、トンネル軸に対して対称にかかるときの変形であるから、3次元軸対称問題として解けばよいことになる。すなわち、ひずみに関しては(7-3-1)式が、応力に関して(7-3-2)式が適用できる。

$$\epsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r}, \quad \epsilon_\theta = \frac{u}{r}, \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}, \quad \tau_{rz} = \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial w}{\partial r} \quad \dots (7-3-1)$$

$$\sigma_r = -\frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \right) \quad \dots (7-3-2a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \nabla^2 \phi - \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right) \quad \dots (7-3-2b)$$

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[(2-\nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad \dots (7-3-2c)$$

$$\tau_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left[(1-\nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad \dots (7-3-2d)$$

ここで ϕ は応力関数、 ν はポアソン比であり、 ∇^2 はラプラス因子で曲座標系で、なおかつ軸対称応力状態では次式で表すことができる。

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad \dots (7-3-3)$$

今再現したいのは、トンネル軸方向の地盤およびトンネルの変形である。上述した応力、ひずみ状態では、地盤節点にかかるトンネル軸方向(z軸)の地盤変形により、地盤のポアソン比に基づいて、反径方向の応力 σ_r が発生し、結果としてトンネルの自由端付近を中心として変形が複雑なものとなる。解析条件としては、トンネルは半無限に連続しており、半無限の範囲で一定の引張ひずみを生じさせるような、地盤変形となる外力(慣性力)を地盤の各節点に加えるのが理想的である。しかし、まずトンネル軸方向に半無限の状態を再現するのは不可能

であり、また一定のひずみを与えるためには、地盤節点外力を個々に与えなければならず、非常に複雑な作業を伴う。そこで、これらの複雑さを省き、なおかつ地震時の地盤～トンネル間の相互作用を作り出すために、地盤およびトンネル（免震層も含む）のポアソン比をすべて0とし、また地盤節点には重力による節点外力、すなわち自重を与えることによって、理想的な地盤～トンネル系の変形を擬似的に発生させることにした。系がトンネル軸方向（z軸）およびトンネル軸直交方向（r軸）に半無限に連続しているなら、z方向の軸対称外力による変形においてr方向の変位は極くわずかとなる。ポアソン比を0とした場合、自由端の存在は若干影響するが、ほぼ理想的な変形が得られるはずである。したがってこのときの応力状態は、(7-3-2)式において $\nu=0$ として(7-3-4)式ようになる。

$$\sigma_r = -\frac{\partial^3 \phi}{\partial z \partial r^2}, \quad \sigma_\theta = -\frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi}{\partial z \partial r},$$

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[2 \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right], \quad \tau_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left[\nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right]$$

... (7-3-4)

このとき地盤の半径方向の境界では、ほぼ100%が引張変形であるので、r方向の拘束の有無は結果に影響しないが、トンネル覆工部の境界では、トンネル周辺部における地盤のせん断変形が著しくなるので、r方向の拘束の有無により解析結果は異なることが予想される。しかし、セグメントリングの断面剛性は地盤に比べて高く、トンネルの断面変形は小さいので、この境界においてもr方向の変位を拘束した。さらに自由端においては、せん断変形が著しい場合r方向の変位が大きくなり、これが系全体の変形に影響を及ぼす恐れがあるので、半無限トンネルの変形条件にできるだけ近づけるため、r方向の変形を拘束した。このように、系のトンネル軸方向の伸びとせん断に関して理想的な変形条件を与え、トンネル外周に免震層を介在させた場合の効果を、定量的に捉えるための解析を行った。なお以下の解析ではFEM解析プログラム“SIGNAS”を使用しており、軸対称問題として取扱っている。

図7-3-2に本解析で用いたFEMメッシュを示す。シールドトンネルは3章の地震観測地点の標準RCセグメント製のトンネル（外径5100mm、けた高275mm）とし、この4.5リング分を周辺地盤とともにモデル化している。解析領域はr方向に15mまでとっており、この場合 $R=6.6r_1$ となるので、この境界の応力状態は半無限位置の98%に達する。セグメントリングは軸方向（z方向）に2分割している。1リング長は90cmであるが、継手位置で継手要素を図(b)のように入れるので、セグメントの1要素長を44cm、継手長を2cmと

して結果として1リング90cmになるような要素分割を行っている。セグメントのヤング率は $3.6 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ であるが、ここで問題となるのはセグメントと継手の伸縮バネ定数である。したがって、セグメントのヤング率 E_{seg} として

$$E_{\text{seg}} = 3.6 \times 10^5 \times \frac{88}{90} = 3.52 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 \quad \dots (7-3-5)$$

を与えれば、このときセグメントの伸縮バネ定数 K_{seg} が、第4章で示した $1.67 \times 10^8 \text{ kgf/cm}$ に一致する。一方継手要素に与えるヤング率 E_{jt} は、第4章のボルトの軸剛性より求めた継手バネ定数 $4.86 \times 10^7 \text{ kgf/cm}$ に一致するケースでは、

$$E_{\text{jt}} = \frac{4}{\pi} \frac{2 \times 4.86 \times 10^7}{(510^2 - 455^2)} = 2.33 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2 \quad \dots (7-3-6)$$

を用いる。このケースのセグメントリングと継手のバネ定数の比は、 $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}} = 3.43$ であった。本節ではまた、継手のバネ定数を継手板の曲げ剛性から求めた場合を想定し、継手要素のヤング率を(7-3-6)式の1/10としたケース(バネ定数の比34.3)と、ナットと継手板の間に弾性ワッシャー等を挿入し、さらに継手のバネ定数を低くした場合としてヤング率を(7-3-6)式の1/100にした場合(バネ定数の比343)の3ケースを解析で考慮し、それぞれのケースにおける挙動の相違を明らかにする。

トンネル周辺の地盤のメッシュは、図7-3-2(b)に示すように、トンネル外周に厚さ2cmおよび3cmの層を設けておき、免震層を介在させた場合の解析を行うとき、この1層あるいは2層に免震層の物性を与え、免震層を入れない場合は地盤の物性をこれらの要素に与えることにした。免震層の場合そのせん断変形が重要となるので、基本として厚み $t = 5 \text{ cm}$ の免震層に対して、せん断弾性係数 G_g をパラメータとし、 G_g を $2.5 \sim 30.0 \text{ kgf/cm}^2$ まで変化させて免震層として用いるべき材料物性を絞り込み、さらに内側の層のみ免震層を介在させた $t = 2 \text{ cm}$ のケースでも解析を実施し、免震層をせん断バネとして評価できるかどうかについても検討することにした。

次に地盤要素に与える物性であるが、トンネルの変形状は地盤の剛性により大きく支配されるので、地盤の剛性を代表するパラメータとしてせん断波速度 V_s をとり、 V_s を $50 \sim 1000 \text{ m/sec}$ の範囲で変化させ、このときの免震層の有無によるセグメントおよび継手のひずみあるいは変形量の相違を定量的に示し、免震層による効果を明らかにしようとした。実際に入力するのはヤング率 E_g と単位体積重量 γ_t となるが、 V_s に対応させて γ_t を表7-3-1に示すように変化させ、次式によって地盤のヤング率 E_g を与えた。ただし、ポアソン比は上述

したように0であるので、地盤のせん断弾性係数 G_G は、 $G_G = 0.5E_G$ の関係にある。

$$E_G = \frac{2\gamma_t V_s^2}{g} \quad \dots (7-3-7)$$

ここで、 g ; 重力加速度

表7-3-1には、このように解析で使用される地盤の物性値がまとめられている。

7. 3. 2 シールドトンネルの軸方向変形に関する地震時挙動

まず免震層を介在させない通常のシールドトンネルについての本解析結果を示し、本解析でシールドトンネルの地震時変形をシミュレートできることを検証し、さらに4章で述べた周辺地盤とトンネルとの相互作用のメカニズムとそのモデル化について考察する。

7. 3. 2. 1 引張変形時の解析結果と考察

図7-3-3は、地盤のせん断波速度 $V_s = 300\text{m/sec}$ の解析ケースについて、変位図を示したものである。当然ながら、地盤の左端の境界部で変位の最大値が発生し、この変位はトンネルが存在しない場合には次式に従う。

$$u_{\max} = \frac{\tau_t z^2}{2E_G} = \frac{2.0 \times 10^{-3} \times 405^2}{2 \times 3672.0} = 0.0447\text{cm} \quad \dots (7-3-8)$$

図に示すように、境界部の最大変位はこの理論値と一致しており、地盤の解析領域はトンネルとの間の相互作用が及ばない範囲まで十分取られていることがわかる。地盤とトンネルとの相互作用は、トンネル外周よりほぼトンネルの半径分の範囲で生じており、この範囲で周辺地盤がトンネルを引きずるようにトンネルを変形させていることがわかる。また(b)図では(a)図と比較して継手部の引張変形が著しいことがわかる。このケースでは $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}} = 34.3$ であるから、継手部の変形が支配的となるからである。

ところが、本解析から得られた継手部とセグメント部の変形量の比 $D_{\text{jt}}/D_{\text{seg}}$ を、地盤のせん断波速度 V_s をパラメータとして、図7-3-4(a)、図7-3-5(a)のようにプロットしてみると、バネ定数の比の逆数 $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}}$ に一致するはずの $D_{\text{jt}}/D_{\text{seg}}$ の値は、せん断波速度の遅い軟らかい地盤においては $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}}$ に近い数値を示すが、せん断波速度の増加とともに急激に低減していることがわかる。この低減率は、もとのシールドトンネルの $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}}$ が大きいほど顕著となり、例えば $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}} = 34.3$ の場合 $V_s = 150\text{m/sec}$ で、 $D_{\text{jt}}/D_{\text{seg}}$ は約50%の19.0、 $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}} = 343.0$ の場合は $V_s = 150\text{m/sec}$ で約10%の38.3まで低減する。これは第4章で述べたように、トンネル周辺地盤によるせん断抵抗力に基づくものと考えられ⁶¹⁾、トンネルの一部(継手部)だけが伸びることに対して、周辺地盤が抵抗することによる。第4章ではトンネル外周の1cm厚の土のせん断抵抗を仮定して、この挙動を定性的に示したが、さらに本解析ではこの影響を定量的にも示すことができたと言えよう。また $D_{\text{jt}}/D_{\text{seg}}$ が図7-3-4(a)、7-3-5(a)のように得られたので、第4章(4-3-7)式により軸剛性低減係数を求めることができることになる。図7-3-

4 (b)、7-3-5 (b) に示したのは、図 (a) に基づいて算定した軸剛性低減係数であり、これとセグメントの軸剛性ととの積として、等価軸剛性を与えることができる。

このように上述した軸対称FEMによる解析結果を、セグメントおよび継手の力学特性 (バネ定数) とトンネル外周における土のせん断抵抗によると考察した。そこでこのことを検証するために、土のせん断抵抗を (7-3-9) 式のバネ定数を有するバネ K_{gs} で表現し、これを用いて図7-3-4、7-3-5 に示した変位比 $r (=D_{jt}/D_{seg})$ を (7-3-10) 式の形で表すことができると仮定して、以下の検討を行ってみた。

$$K_{gs} = \alpha \cdot \pi GDL \quad \dots (7-3-9)$$

$$r = \frac{K_{seg}}{K_{jt} + K_{gs}} \quad \dots (7-3-10)$$

ここで、Gはトンネル周辺の土のせん断弾性係数、Dはトンネル外径、Lはセグメント幅 (1リング長) であり、 α は定数である。すなわち土のせん断抵抗は、土のせん断弾性係数とトンネルとの接触面積に比例しており、シールドトンネルの引張変形が、セグメント～継手の直列バネに対し、継手部にこのせん断抵抗バネを付加した形で生じると仮定している。この仮定が正しいことを検証するために、前述したFEMによる解析結果の r を (7-3-10) 式に代入して (7-3-9) 式の定数 α を逆算によって求め、表7-3-2にまとめた。表に示すように、 $K_{seg} / K_{jt} = 3.43$ のケースにおいて地盤のせん断波速度の遅いとき、 α の逆算値は比較的大きな値となるが、この場合 r に対する K_{gs} 項の寄与率は僅かであるので、 α は0.07~0.08の一定値をとると考えても差しつかえないように思われる。そこで平均的な値として $\alpha = 0.074$ を採用し、継手部に付加させる土のせん断抵抗バネ K_{gs} を次式で定義すると、

$$K_{gs} = 0.074\pi GDL \quad \dots (7-3-11)$$

継手、セグメントの変位比 r 、軸剛性低減係数 R_a が、それぞれ (7-3-12)、(7-3-13) 式で与えられる。

$$r = \frac{K_{seg}}{K_{jt} + 0.074\pi GDL} \quad \dots (7-3-12)$$

$$R_a = \frac{1}{1+r} = \frac{K_{jt} + 0.074\pi GDL}{K_{seg} + K_{jt} + 0.074\pi GDL} \quad \dots (7-3-13)$$

7.3.2.2 解析モデルの検証

トンネル周辺地盤のせん断抵抗を、せん断抵抗バネの形で継手部に集中させることで、シー

ルドトンネルの地震時における引張変形挙動を表す力学モデルを構成することが可能と考えられるが、FEM解析では継手をバネではなく、2cmの長さを有し、周辺地盤と接触する四角形要素で置換えており、この点が実際とは異なっている。そこで前述したFEMモデルの妥当性を示すために、図7-3-2のモデルを若干変更し、継手部および継手部を含む r - θ 面の地盤要素を切離し、要素間をジョイント要素で連結した図7-3-6に示すモデルによる同様な重力による引張変形を解析する。このモデルでは継手の変形すると必然的に、地盤中のジョイント要素に引張に対する抵抗力が発生するので、周辺地盤のせん断抵抗がジョイント要素の抵抗力に置換されていることになる。したがって、このモデルによる解析結果が前述の解析結果と一致することは、前述の解析結果の妥当性を検証するだけでなく、(7-3-10)式で代表されるシールドトンネルの引張変形のメカニズムおよびそのモデル化に関する考え方が検証されることを意味している。引張変形が生じるとジョイント要素が伸び、地盤中に剥離が発生するが、実際には地盤内では土被り圧により圧縮応力状態となっているので、剥離することなく引張抵抗力が働かずであり、この引張抵抗力をジョイント要素の抵抗力で置換えている。

図7-3-6のモデルにおいて与えるジョイント要素のバネ定数は、まず継手バネ k_{jt} については軸対称解析であるから、次式のように与えれば良い。

$$k_{jt} = \frac{K_{jt}}{2\pi} \quad \dots (7-3-14)$$

また地盤バネ k_{je} (伸縮)、 k_{js} (せん断)については、図のように継手部に2.5mmのギャップを設けているので、地盤のヤング率 E とせん断弾性係数 G とこのギャップ g 、および地盤要素間の接触面積 A によって、以下のように与えた。ただし $G = E/2$ である。

$$k_{je} = \frac{EA}{g}, \quad k_{js} = \frac{GA}{g} \quad \dots (7-3-15)$$

本解析では、前述の解析結果のうち、図7-3-5に示した $K_{seg}/K_{jt} = 34.3$ のケースで、地盤のせん断波速度 500m/sec までの解析についてシミュレーションを試みた。

表7-3-3は、ジョイント要素を用いた図7-3-6のモデル(モデルB)による解析結果を、前述の図7-3-2のモデル(モデルA)による解析結果と比較して表にまとめたものである。表中では解析結果のうち変位比 r ($= D_{jt}/D_{seg}$)と、モデル最下端におけるトンネル変位 D_t と半無限地盤の変位 D_g の比 D_t/D_g を示している。変位比 r に関しては、全体的にモデルBの解析結果の方が地盤のせん断波速度の変化による変動が少ない結果となっているが、地盤のせん断波速度あるいはせん断弾性係数による r の低減のオーダーは等しいこと

がわかる。トンネルが地上にある場合（地盤の $V_s = 0$ ）には、 r は $K_{seg} / K_{jt} = 34.3$ と一致するはずであり、これを考慮するとジョイント要素を挿入したモデルBの解析結果より、前述のモデルAによる解析結果の方が妥当な解析結果を示していると言えよう。また、 D_t / D_g に関して両モデルによる解析結果を比較すると、モデルBによる解析結果の方がかなり小さい結果となった。しかし地盤へトンネル系の引張変形の性状は、図7-3-7に示すようにモデルAによる変形性状と一致している。また地盤のジョイント要素の伸びから地盤の引張抵抗力を求め、これを K_{gs} と置いて(7-3-12)式により r を計算すると、表7-4-6に示した値とはほぼ一致した。したがってモデルBは、モデルAとは物理的に一致するものではないが、トンネル周辺地盤のせん断抵抗を継手部に集中させることによるシールドトンネルのモデル化手法の正当性を示していると言えよう。

7. 3. 2. 3 等価引張剛性算定式の検証

(7-3-11)式に示したトンネル周辺地盤のせん断抵抗バネを継手部に付加することにより、シールドトンネルの地震時の引張変形を表現できるのであれば、シールドトンネルの耐震解析に用いる等価引張剛性 $(EA)_{eq}^t$ は、(7-3-13)式の R_a とセグメントの軸剛性 $(EA)_{seg}$ より、次式で与えることが可能となる。

$$(EA)_{eq}^t = R_a (EA)_{seg} = \frac{K_{jt} + 0.074 \text{ GDL}}{K_{seg} + K_{jt} + 0.074 \text{ GDL}} (EA)_{seg} \quad \dots (7-3-16)$$

このことを実証するために、図7-3-8に示すバネモデルを構成した。モデルは4.5リング分のシールドトンネルと周辺地盤で構成されており、9リング分のシールドトンネルを両側に引張るような引張変形を、周辺地盤に与えたときのトンネルの挙動を解析するモデルである点は、第4章の解析モデルと同じである。図4-3-1に示したモデルと異なっているのは、 K_{g1} 、 K_{g2} で示した地盤とトンネルを結ぶバネが、トンネルの極く近傍（第4章ではトンネル外周1cm厚）の土のせん断バネではなく、トンネルから十分離れた位置の地盤変位をトンネルに伝達させるための相互作用バネである点と、継手部において継手バネと並列に、トンネル外周における地盤のせん断抵抗バネ K_{gs} を集中させている点である。相互作用バネは次式の形で与え、7.3.2.1の解析において地盤の自由境界で生じた変位をバネモデルの地盤節点に入力し、7.3.2.1の解析のトンネル下端の変位とバネモデルによるトンネル下端の変位がほぼ一致する係数 β を見つけて、解析に使用することとした。

$$K_g = \beta GL \quad \dots (7-3-17)$$

ここで、Gは地盤のせん断弾性係数、Lはセグメント長であり、 K_{g1} では45cm、 K_{g2} では22.5cmをとる。また K_{gs} は(7-3-11)式により決定した。

このバネで構成されたマクロモデルによる解析では、セグメントおよび継手のバネ定数は、7.3.1に示した数値とし、 $K_{seg}/K_{jt}=3.43, 34.3, 343$ の3つのケースについて、本マクロモデルによる解析でFEM解析の結果のシミュレーションを試みた。相互作用バネ算定の際の係数 β は、 $K_{seg}/K_{jt}=3.43$ のケースでは12、34.3のケースでは18、343のケースでは22とすることで、FEM解析の結果とトータルの変形量は一致させている。

表7-3-4~7-3-6に、FEM解析とバネモデルによる変位比 $r (=D_{jt}/D_{seg})$ の解析結果をまとめた。 K_{seg}/K_{jt} が2オーダー異なっても、バネモデルによりFEM解析の結果が完璧に再現できているのがわかる。図7-3-4(a)および7-3-5(a)に示した実線は、実は本バネモデルによるシミュレーション結果であり、これからも本モデルの精度が理解できよう。したがって、(7-3-11)式の地盤のせん断抵抗を考慮することにより、シールドトンネルの引張変形は説明されることが示された。表7-3-4~7-3-6の最右欄には、(7-3-12)式による変位比 r の推定値が示されているが、外径5.1mのこのシールドトンネルに関しては、継手のバネ定数にかかわらず、十分実用可能な精度を有していることがわかる。したがって、(7-3-16)式の等価引張剛性算定式も、このシールドトンネルに関しては、適用できることが示された。

そこで、(7-3-16)式が外径やセグメント幅の異なるシールドトンネルに対しても適用できる等価引張剛性算定式であることを証明するため、外径7mと13.9mの表7-3-7に示す2種類のシールドトンネルに対し、7.3.1と同様にFEMでモデル化し、自重による引張変形解析を行い、(7-3-12)式による変位比 r との値の比較を行った。表7-3-8に比較結果を示す。(7-3-12)式による推定値は、いずれのケースでもやや小さめの r の推定値を算定しているが、FEMによる解析値との誤差はわずかであり、耐震解析において(7-3-16)式が、シールドトンネルの等価引張剛性算定式として十分適用可能であることが示された。

7. 3. 3 免震層の効果の定性的、定量的評価

シールドトンネルの地震時変形挙動を、軸対称FEMによってシミュレートできることが示された。そこで本節では、前節と同じメッシュを使用して、トンネル外周の2cmあるいは5cmの厚みの要素を免震層とし、前節と同じ条件の下で解析を実施し、免震層のないシールドトンネルと免震層を介在させた場合のシールドトンネルの挙動を比較することによって、免震層の効果を示すことにする。また前節と同様に、免震層を有するシールドトンネルの地震時変形メカニズムを簡便にシミュレートできる、マクロモデル(バネモデル)を提案することを試みる。

7. 3. 3. 1 引張変形に関するセグメントひずみ低減効果

免震層は、ポアソン比が0.5に近い等方性材料あるいは異方性材料であるが、ここでは前述の解析条件より、ポアソン比0の等方性材料とし、免震層のせん断弾性係数(ヤング率の1/2)をパラメータとして免震効果を把握することにした。外力はz方向にのみ与えられるので免震層のr方向の変形が無視できる程度であれば、免震層ではz方向のせん断変形が支配的であり、ポアソン比を0として解析を行っても問題とはならない。免震層のせん断弾性係数は、2.5、5.0、10.0、15.0、30.0kgf/cm²の5種類とし、免震層の厚みt=5cmのケースについて前節と同様、表7-3-1のように地盤の物性値を変え、解析を実施した。

図7-3-9に示したのは、地盤の $V_s = 300\text{m/sec}$ のときの、それぞれ $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}} = 3.43$ 、 34.3 のシールドトンネルに対して、せん断弾性係数 $G_g = 5.0\text{kgf/cm}^2$ の免震層を介在させたときの変形図である。図7-3-3に示した免震層のない場合の変形と比較すると、トンネル外周の免震層において地盤のせん断変形が大きく吸収されているため、トンネルの変形量が極めて小さく(この解析では、免震層のない場合と比較してトンネル自由端のz方向変位は $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}} = 3.43$ で1/10に、 $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}} = 34.3$ で1/3に低減)、地盤がトンネル外周を滑ったかのように変形していることがわかる。このように免震層の存在は、トンネルに発生する軸ひずみあるいは軸力の低減に対して極めて効果的であることが示された。さらに免震層の有無によるトンネルの定性的な変形性状の違いを、視角的に明確に示すことを目的として、 $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}} = 3.43$ 、地盤の $V_s = 300\text{m/sec}$ のケースについて、3次元ソリッド要素により地盤〜トンネル系をモデル化し、トンネル軸方向に自重をかけて変形させる解析を行った結果について示す。図7-3-10がこの解析によって得られた変位図であり、(a)図が $G_g = 2.5\text{kgf/cm}^2$ 、厚みt=5cmの免震層を介在させた場合、(b)図が免震層のない場合の変位

図である。3次元的に見ると、免震層有無によるトンネルおよび周辺地盤の変形状の違いがさらに顕著となることがわかる。

次に、免震層によるセグメント本体部に発生するひずみの低減効果を定量的に示すため、免震層を介在させたときのセグメントの軸ひずみを ε_{t1} 、免震層のない場合のセグメント軸ひずみを ε_{t2} とし、両者の比 $\varepsilon_{t1}/\varepsilon_{t2}$ を求めて図7-3-11、7-3-12にプロットした。図中の実線は、後述するバネモデル（マクロモデル）による解析結果である。図に示す通り $K_{seg}/K_{jt}=3.43$ のケースでは、地盤の $V_s = 200\text{m/sec}$ のとき免震層の $G_g = 2.5\text{kgf/cm}^2$ でセグメントひずみを約10%まで、 $G_g = 30.0\text{kgf/cm}^2$ でも約50%まで低減させている。 $K_{seg}/K_{jt}=34.3$ のケースになるとセグメントひずみの低減効果はさらに増し、 $G_g = 30.0\text{kgf/cm}^2$ でも約40%となっている。セグメントと継手のバネ定数の比が大きいほどセグメントひずみの低減効果が大きいということは、継手の変位吸収効果が向上していることを意味している。この免震層による第2の効果については後で詳しく述べる。

免震層の厚み $t = 2\text{cm}$ の場合については、免震層のせん断弾性係数 $G_g = 6.0\text{kgf/cm}^2$ として解析を実施し、 $t = 5\text{cm}$ の場合の $G_g = 15.0\text{kgf/cm}^2$ のケースとの比較を可能にした。すなわち、単位長さ当りの免震層のせん断バネ K'_g を、次式に示すように一致させた。

$$K'_g = \frac{\pi G_g D}{t} = \frac{\pi \times 6 \times 510}{2} = \frac{\pi \times 15 \times 510}{5} = 4.81 \times 10^3 \text{kgf/cm}^2 \quad \dots (7-3-18)$$

解析の結果得られたセグメントひずみ ε_{t1} は、 $t = 5\text{cm}$ 、 $G_g = 15.0\text{kgf/cm}^2$ のケースと変わらず、(7-3-18)式で示した免震層のせん断バネにより、免震効果が決定されることを検証することができた。

7.3.3.2 バネモデルによるシミュレーション

本研究では、免震層を介在させることによってセグメントに発生する軸ひずみを、従来構造のシールドトンネルに対して半分以下に低減させることを目標としている。図7-3-11および7-3-12より、この目標は十分達成可能な範囲であることが示された。そこで、このような免震構造とする場合の動的応答解析あるいは耐震設計（免震設計）法を確立するために、免震構造の変形挙動をシミュレートできるマクロモデル（バネモデル）を開発することを試みた。上述の通り免震効果は免震層のせん断バネにより決定されるので、図7-3-13に示すように、地盤〜トンネル間の相互作用バネとトンネルの間に免震層のせん断バネ K_a を挿入する

ことにより、バネモデルを構成することができよう。せん断バネ定数 K_a は、(7-3-18)式に長さ L を乗ずることにより、以下に示す(7-3-19)式で与えられる。

$$K_a = \frac{\pi G \rho DL}{t} \quad \dots (7-3-19)$$

ここで図7-3-13に示した K_{a1} の場合 $L=45\text{ cm}$ 、 K_{a2} の場合 $L=22.5\text{ cm}$ である。またこのモデルでは、免震層により周辺地盤とトンネルが隔離されていると考えられるため、継手部に図7-3-8に示したようなトンネル周辺の土のせん断抵抗バネは導入していない。

地盤～トンネル間の相互作用バネとしては7.3.2.3の値とし、セグメント、継手バネの定数や解析条件も前節の図7-3-8のモデルによる解析と同一として、軸対称FEM解析をシミュレートしてみた。その結果得られたセグメント軸ひずみの低減率 $\varepsilon_{t1}/\varepsilon_{t2}$ を、FEMによる解析結果とともに表7-3-9、7-3-10に示した。また図7-3-11および7-3-12に示した実線は、本マクロモデルによる解析結果を表したものである。これらの図、表のセグメント軸ひずみの低減率の計算に当たっては、免震層のない場合のセグメント軸ひずみ ε_{t1} としては、図7-3-8のモデルによる解析結果を使用している。図および表から明らかのように、 $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}}=3.43$ のケースでも34.3のケースでも、FEMとバネモデルによる解析結果は良い一致を示しており、(7-3-19)式による免震層のモデル化が妥当であることがわかった。

7.3.3.3 引張変形時の継手による変位吸収効果の向上

次に免震層による第2の効果、すなわち継手の変位吸収効果の向上について、解析結果を説明する。表7-3-11および7-3-12は、免震層を介在させたときのシールドトンネルのセグメントと継手の変位の比 $D_{\text{jt}}/D_{\text{seg}}$ について、FEMとバネモデルによる解析結果をまとめたものである。免震層のない場合には、表7-3-5～7、および図7-3-4、5で示したように、トンネル周辺地盤が硬くなるにつれて $D_{\text{jt}}/D_{\text{seg}}$ が $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}}$ の値より急激に低下した。しかし免震層を介在させた場合には、直接地盤とトンネルが接することがないので、トンネル周辺地盤が硬い場合でも $D_{\text{jt}}/D_{\text{seg}}$ は $K_{\text{seg}}/K_{\text{jt}}$ の値とさほど変わらない。これは非常に重要かつ便利なことであり、免震層を介在させた場合には、地盤～トンネル間の相互作用バネとして免震層の影響を考慮しておけば、トンネルは従来通りセグメントと継手の直列バネとして等価剛性を与えるだけで良く、(7-3-16)式のような軸剛性低減係数を導入する必要はなくなるわけである。

7. 3. 3. 4 圧縮変形時のセグメントひずみ低減効果

免震層は圧縮変形時にもセグメントひずみを低減させる。圧縮変形時には、ボルト締付けによる継手のプレストレス効果とセグメント間の止水ゴムの影響を無視すれば、シールドトンネルはセグメントのみの変形となるので、図7-3-2のメッシュのうち継手要素を消去するだけでFEMによるモデル化ができる。

そのようなモデル化を行って、免震層なしおよび免震層のせん断弾性係数 $G_0 = 2.5$ 、 5.0 、 10.0 kgf/cm^2 のケースについて、7. 3. 3. 2と同様な解析を実施し、セグメントひずみ低減効果を表す e_{11}/e_{12} を表7-3-13にまとめた。継手による変位吸収が期待できる引張変形時と比較するとややひずみ低減効果は低いものの、圧縮時にも免震層がセグメントひずみを大幅に低減させていることがわかる。近年引張変形時における継手付近の破壊が、研究の対象として取上げられているが、セグメントのとくに継手部に近い箇所における圧縮破壊についても耐震設計上重要であり、免震層はセグメントの圧縮変形を確実に低減させる効果を有していることが示された。

7. 3. 4 等価引張剛性算定に及ぼすトンネル外周地盤の非線形性の影響

上記の解析およびモデル化では、トンネルも地盤もすべて線形領域で議論を進めてきた。トンネルの変形が大きくなる場合には、免震層を介在させることによってトンネルの変形を線形の範囲内に収めてやれば良いので、免震層の介在を前提として設計を行う場合には、トンネルの応答解析は線形計算で良いと思われる。したがって地盤のみ非線形解析としてトンネルに伝達させる地盤変位を求めておき、またそのときの地盤の剛性低下を考慮して地盤～トンネル間の相互作用バネを与えることで対処できよう。しかし、免震層を介在させない場合には、トンネルの解析についても非線形性を考慮しなければならない。すなわち地山とトンネル間の部分的な滑りや地山における亀裂といった、トンネルの極く近傍の影響も考慮に入れ、シールドトンネルの等価引張剛性を算定してやる必要がある。そこで以下では、トンネル外周の極く近傍の相互作用における非線形性が、シールドトンネルの等価引張剛性算定に及ぼす影響に関して野口、田村、鈴木によって行われた数値解析結果⁶²⁾に基づいて考察してみた。

7. 3. 4. 1 数値解析モデルと解析条件

大地震を想定すると、地盤の非線形性のみならず、トンネルもとくに継手の変形に関して非線形性を考慮しなければならない。また地盤～トンネル間の相互作用についてもさらに非線形性の影響を盛り込んだ上で、(7-3-16)式のシールドトンネルの等価引張剛性算定式を修正しなければならない。そこで、トンネルとトンネル外周の極く近傍の地盤をモデル化し、地盤の剛性低下、亀裂の発生、トンネル～地盤(裏込め注入ゾーン)間の滑りが、シールドトンネルの等価引張剛性に及ぼす影響について検討するため、以下に示す数値解析モデルを構築した。

図7-3-14に解析モデルの概要を示した。この解析の考え方は、田村、桑原、鈴木によって行われた線形解析²⁹⁾と基本的には同じであり、トンネル外周の極く近傍では、周辺地盤とトンネルは平均的には変形が同一であり、引張変形時には継手の周辺のみ剛性の局所的な相違に起因した周辺地盤との相互作用が生じ、継手の伸びが拘束されるという仮定に基づいている。解析の対象とするのは、土被り厚20mにある外径7m、けた高30cm、幅1mのRCセグメント製のシールドトンネルである。軸対称問題として継手を含むシールドトンネル～裏込め注入材～表層地盤の半リング分をFEMでモデル化しており、解析領域はセグメント外周より2.5mまでの範囲とし、このうち裏込め注入材の形成されるゾーンをトンネル外周5～15cmの範囲で考慮している。継手は継手板とボルトの直列バネと考えて1本のトラス要素に置換え

変形の進行により藍田、西野が提案するように、トリリニアに剛性を変化させて非線形性を考慮している。また地盤の剛性は、地盤中のせん断ひずみに依存させて、Hardin-Drnevich タイプの双曲線に合うよう低減させている。継手面内の地盤および裏込め注入材（解析領域の左の境界部）には亀裂ジョイントを配置し、セグメントと裏込め注入材との境界部には滑りジョイントを配置している。亀裂ジョイントは、ジョイント要素の引張応力が土被り圧による初期圧縮応力に到達すると剛性を $1/100$ に低下させて亀裂を表現し、また滑りジョイントは、ジョイント要素のせん断力が境界部における滑り抵抗力を超えると、やはり剛性を $1/100$ に低下させることで滑りを表現している。解析ケースは地盤のヤング率を $1000, 3000, 5000 \text{ kgf/cm}^2$ の3種類、裏込め注入材のヤング率を $500, 1000, 2000, 5000 \text{ kgf/cm}^2$ の4種類とし、さらに裏込め注入材の厚みを $5, 10, 15 \text{ cm}$ と3種類設定し、これらを組合わせて合計20ケースの解析条件に対して、右端に $100 \sim 1000 \mu$ の平均引張ひずみが発生するように強制変位を与えてこのときの変形を解析した。なお地盤と裏込め注入材のポアソン比は、それぞれ $0.49, 0.20$ とした。

7. 3. 4. 2 解析結果と考察

図7-3-15 (a) ~ (d) は、地盤のヤング率 $E_G = 1000 \text{ kgf/cm}^2$ 、裏込め注入材のヤング率 $E_i = 2000 \text{ kgf/cm}^2$ の解析ケースにおいて、強制引張ひずみ $100 \mu, 300 \mu, 500 \mu$ および 1000μ の場合のトンネル周辺の変形図を示している。図中の地盤要素上に書かれた数字はせん断ひずみの大きさを示しており、0は 100μ 以上 1000μ 未満を、1以上はせん断ひずみの 100μ 単位の数値である。また*印は亀裂ジョイント要素に亀裂が、×印は滑りジョイント要素に滑りが発生したことを示している。まず強制引張ひずみ 100μ の場合 (a) では、裏込め注入材の直ぐ外側の地盤にせん断ひずみ 100μ 以上の領域が出現し、強制引張ひずみが 300μ になる (b) と、継手部において裏込め注入材のもっともセグメントよりのジョイント要素が破断し、亀裂が発生している。また継手部よりの最初の滑りジョイントで滑りが始まっており、地盤のせん断ひずみ 100μ 以上の領域が拡大している。次に強制引張ひずみが 500μ となる (c) と、継手部における裏込め注入材の亀裂が増え、地盤のせん断ひずみ 100μ 以上の領域がくの字形に全体的に広がり、とくに裏込め注入材と接触する要素では 1000μ 以上に達している部位がある。さらに強制引張ひずみ 1000μ の場合 (d) では、裏込め注入材は継手部で完全に引張破壊しており、地盤のせん断ひずみ 100μ 以上のゾーンがさらに拡大して裏込め注入材と接触する要素では 2000μ を超える箇所が生じている。地盤のせん断ひずみ増大ゾーンの拡がり

については、セグメント外周の極く近傍の解析にもかかわらず、解析領域を広くとったことに起因しているのでは問題としないが、地盤からトンネルへのひずみの伝達率を 0.5 と仮定し、地盤の引張ひずみが 1000μ とすれば、このときの変形状態は (c) 図に示すようであるから、このときは裏込め注入材の一部に亀裂が発生し、セグメントと裏込め注入材との間で一部滑りが発生する他、裏込め注入材のすぐ外側の地盤では、せん断ひずみが大きくなること、この解析結果より想定される。

強制変位によるモデルの変形より、継手とセグメントの引張変形量の比 $r = D_{jt} / D_{seg}$ を求めると、トンネル外周の極く近傍における滑り、亀裂等を考慮した軸剛性低減係数を R_{a1} 、セグメントの軸剛性を $(EA)_{seg}$ としてシールドトンネルの等価引張剛性を $(EA)_{eq}^{t1}$ を次式で与えることができる。

$$(EA)_{eq}^{t1} = \frac{1}{1+r} (EA)_{seg} = R_{a1} (EA)_{seg} \quad \dots (7-3-20)$$

一方セグメントのバネ定数を K_{seg} 、継手のバネ定数を K_{jt} 、その比を $p = K_{seg} / K_{jt}$ とすれば、セグメント～継手の直列バネとして求められるトンネルの等価引張剛性を $(EA)_{eq}^{t2}$ は、次式で表わせる。

$$(EA)_{eq}^{t2} = \frac{1}{1+p} (EA)_{seg} \quad \dots (7-3-21)$$

(7-3-20) 式を (7-3-21) で除して $\xi = (1+p) / (1+r)$ とすると、 ξ はセグメント～継手の直列バネとして求められる従来のトンネルの等価引張剛性に対する、トンネル外周の極く近傍の地盤、裏込め注入材の影響を考慮したトンネルの等価引張剛性の比率を意味するので、等価引張剛性比と呼ぶことにする。すなわち、

$$(EA)_{eq}^{t1} = \xi (EA)_{eq}^{t2} = \frac{\xi}{1+p} (EA)_{seg} \quad \dots (7-3-22)$$

(7-3-20) および (7-3-22) 式より軸剛性低減係数 R_{a1} は、以下のように表すことができる。

$$R_{a1} = \frac{\xi}{1+p} \quad \dots (7-3-23)$$

この等価剛性比 ξ を縦軸に、与えた強制引張ひずみを横軸にとって、裏込め注入材の厚みが 10 cm のケースの解析結果をすべてプロットしてまとめたのが図 7-3-16 である。等価剛性比 ξ は、裏込め注入材のヤング率 E_i が大きいほど大きな数値を示しており、地盤のヤング率

にはほとんど影響しない。また 500 μ 程度の引張ひずみ範囲までは、各解析ケースともとは強制引張ひずみの増大とともに若干大きくなり、それ以上のひずみ領域となると逆に低減する傾向にある。しかしながらその変動の幅は小さく、裏込め注入材のヤング率に応じて ξ を一定と考えても差支えないように思われる。どの解析ケースも等価剛性比 ξ は1.0 ~ 1.2の範囲内に分布しており、裏込め注入材のヤング率 E_i が2000kgf/cm²までなら ξ は1.1以下で、7.3.2で述べた地盤とトンネルの相互作用の影響と比較すれば、トンネル外周の極く近傍の滑り、亀裂の影響は小さいことがわかる。

この影響を(7-3-16)式の形で引張剛性算定式に取り入れるためには、(7-3-22)式のセグメント、葦手の直列バネとしての等価引張剛性の代わりに、地盤とトンネルの相互作用の影響を考慮した(7-3-16)式を代入してやればよい。すなわち、

$$(EA)_{eq}^t = \frac{\xi (K_{jt} + 0.074\pi GDL)}{K_{seg} + K_{jt} + 0.074\pi GDL} (EA)_{seg} \dots (7-3-24)$$

このように ξ は、裏込め注入材のヤング率に応じて、上述のように定数として与えることができよう。

前述したように解析結果は地盤の剛性による影響をほとんど受けず、ここでは説明しなかったが、裏込め注入材の厚みを変えた解析でも図7-3-16の結果はほとんど変化せず、また解析における裏込め注入材と地盤の違いは、せん断ひずみに応じて剛性を低減させているかいないかの違い程度である。したがって裏込め注入材も地盤と等価であると考えれば、この解析はトンネルの極く近傍の領域の材料とシールドトンネルとの相互作用を示していると言えよう。この相互作用がシールドトンネルの等価引張剛性に与える影響は小さいが、(7-3-24)のように(7-3-16)式に係数 ξ を乗じた形で考慮できることが示された。

7. 3. 5 まとめ

以上、3次元FEMとバネモデルによる数値実験によって、免震層を介在させることによるセグメントひずみ低減効果（免震効果）および継手の変位吸収効果に関し、本免震構造の優位性を説明することができた。以下に得られた結論を箇条書きにまとめた。

（1）シールドトンネルの地震時における軸方向変形に関する、地盤とトンネルの相互作用を軸対称FEMにより解析する手法を示した。

（2）軸対称FEM解析結果に基づき、継手部にトンネル外周の土のせん断抵抗バネを付加することによるシールドトンネルの引張変形モデルを提案し、これより周辺地盤のせん断抵抗を考慮したシールドトンネルの等価引張剛性算定式を導いた。

（3）地盤～トンネル間の部分的な滑り、地盤の亀裂等非線形性を考慮しても、これがシールドトンネルの等価引張剛性に与える影響は、せいぜい10%程度で小さいことが示された。

（4）軸対称FEM解析により、シールドトンネルの引張変形時に関して、免震層を介在させることによるセグメントひずみの低減効果、継手による変位吸収効果の向上を、定性的、定量的に示すことができた。

（5）圧縮変形時にも、免震層によってセグメントひずみの低減効果が引張変形時と同程度に得られることが示された。

本免震構造を地盤中に構築するためには、予め外周面に免震層を装着したセグメントを組立てる方法と、セグメントを組立てた後トンネル内からの注入等によって、現場でトンネル外周に免震層を構成させる方法がある。どちらを選定するかにより、使用する免震層材料と構造が異なるが、経済的観点から言えば、トンネル内からの注入が有利である。しかし、予め免震層を装着したセグメントを用いる場合に比べ、厚みの均等な免震層を構築するのが困難となるので、通常の裏込め注入方法に加えて、とくにトンネル下端における注入方法を新たに開発する必要がある。

表7-3-1 FEMおよびバネモデルによる解析に使用した地盤の物性値

タイプ	V_s (m/sec)	γ_t (gf/cm ³)	G_G (kgf/cm ²)	E_G (kgf/cm ²)
1	50	1.4	35.7	71.4
2	100	1.5	153.0	306.0
3	150	1.6	367.2	734.4
4	200	1.8	734.4	1468.8
5	300	2.0	1836.0	3672.0
6	400	2.1	3427.2	6854.2
7	500	2.2	5610.0	11220
8	600	2.3	8445.6	16891
9	700	2.35	11745	23490
10	800	2.4	15667	31334
11	900	2.45	20242	40484
12	1000	2.5	25500	51000

表7-3-2 FEM解析の D_{jt}/D_{seg} による係数 α の逆算値

地盤の V_s (m/sec)	K_{seg}/K_{jt}		
	3.43	34.3	343
50.0	0.136	0.080	0.074
100.0	0.090	0.075	0.074
150.0	0.083	0.074	0.074
200.0	0.081	0.074	0.073
300.0	0.080	0.073	0.073
400.0	0.078	0.073	0.073
500.0	0.077	0.070	0.071

表7-3-3 ジョイント要素を挿入したモデル(モデルB)
によるFEM解析(モデルA)結果の検証

V_s	r		D_t/D_g	
	モデルA	モデルB	モデルA	モデルB
50	31.7	26.3	0.058	0.054
100	25.6	21.9	0.191	0.157
150	19.0	19.2	0.322	0.270
200	13.1	12.4	0.430	0.299
300	6.9	7.5	0.546	0.383
400	4.1	5.2	0.607	0.451
500	2.7	4.0	0.652	0.517

表7-3-4 地盤のせん断波速度 V_s に伴う D_{jt}/D_{seg} の変化
に関するFEMとバネモデルによる解析結果の比較
($K_{seg}/K_{jt}=3.43$)

V_s (m/sec)	解析種別	FEM	Spring Model	(7-3-12)式による算定
50.0		3.39	3.38	3.41
100.0		3.30	3.30	3.32
150.0		3.15	3.15	3.18
200.0		2.92	2.93	2.96
300.0		2.40	2.42	2.45
400.0		1.92	1.94	1.96
500.0		1.51	1.52	1.54
600.0		1.19	1.19	1.20
700.0		0.97	0.95	0.96
800.0		0.79	0.77	0.77
900.0		0.66	0.63	0.63
1000.0		0.55	0.52	0.52

表7-3-5 地盤のせん断波速度 V_s に伴う D_{jt}/D_{seg} の変化
 に関するFEMとバネモデルによる解析結果の比較
 ($K_{seg}/K_{jt}=34.3$)

解析種別 V_s (m/sec)	FEM	Spring Model	(7-3-12)式 による算定
50.0	31.7	31.6	31.9
100.0	25.6	25.4	25.7
150.0	19.0	18.8	19.0
200.0	13.1	13.0	13.2
300.0	6.9	6.7	6.8
400.0	4.1	4.0	4.0
500.0	2.7	2.5	2.6
600.0	1.9	1.7	1.8
700.0	1.4	1.3	1.3
800.0	1.1	1.0	1.0
900.0	0.8	0.7	0.8
1000.0	0.7	0.6	0.6

表7-3-6 地盤のせん断波速度 V_s に伴う D_{jt}/D_{seg} の変化
 ($K_{seg}/K_{jt}=343.0$)

解析種別 V_s (m/sec)	FEM	Spring Model	(7-3-12)式 による算定
50.0	192.3	192.3	191.6
100.0	78.9	79.3	78.8
150.0	38.0	38.3	37.9
200.0	20.2	20.3	20.1
300.0	8.4	8.4	8.3
400.0	4.6	4.6	4.5
500.0	2.9	2.8	2.8
600.0	2.0	1.9	1.8
700.0	1.4	1.3	1.3
800.0	1.1	1.0	1.0
900.0	0.9	0.8	0.8
1000.0	0.7	0.6	0.6

表7-3-7 解析の対象としたシールドトンネルの諸元

タイプ	外 径 (m)	けた高 (cm)	幅 (cm)	K_{seg} / K_{jt}
1	7.0	30	90	15.0
2	13.9	65	150	20.0

表7-3-8 変位比 r に関するFEM解析結果と(7-3-12)式による推定値の比較

地盤の V_s (m/sec)	トンネル タイプ	FEM解 析結果	(7-3-12) 式推定値
100	1	13.0	13.2
	2	15.6	16.3
300	1	5.5	5.8
	2	4.7	5.3
500	1	2.4	2.6
	2	1.9	2.1

表7-3-9 免震層を設けることによるセグメント本体に発生する軸ひずみの
低減効果 $\epsilon_{t1}/\epsilon_{t2}$ ($K_{seg}/K_{jt} = 3.43$)

V_s (m/sec)	G_0 (kgf/cm ²)									
	2.5		5.0		10.0		15.0		30.0	
	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring
50	0.653	0.654	0.789	0.791	0.886	0.883	0.924	0.919	0.968	0.958
100	0.326	0.312	0.479	0.475	0.637	0.644	0.721	0.730	0.835	0.844
150	0.177	0.165	0.293	0.283	0.438	0.441	0.530	0.541	0.680	0.701
200	0.102	0.096	0.181	0.174	0.295	0.296	0.376	0.386	0.528	0.554
300	0.047	0.047	0.089	0.089	0.159	0.163	0.214	0.225	0.335	0.363
400	0.029	0.030	0.055	0.058	0.100	0.108	0.141	0.152	0.232	0.258
500	0.019	0.021	0.038	0.041	0.070	0.078	0.100	0.111	0.171	0.194

表7-3-10 免震層を設けることによるセグメント本体に発生する軸ひずみの
低減効果 $\epsilon_{t1}/\epsilon_{t2}$ ($K_{seg}/K_{jt} = 34.3$)

V_s (m/sec)	G_0 (kgf/cm ²)									
	2.5		5.0		10.0		15.0		30.0	
	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring
50	0.654	0.576	0.786	0.729	0.877	0.841	0.916	0.886	0.967	0.937
100	0.314	0.275	0.461	0.424	0.605	0.581	0.678	0.663	0.779	0.772
150	0.168	0.158	0.273	0.262	0.395	0.392	0.467	0.468	0.578	0.582
200	0.96	0.097	0.168	0.166	0.253	0.259	0.310	0.318	0.404	0.411
300	0.045	0.047	0.078	0.083	0.126	0.134	0.160	0.168	0.219	0.224
400	0.026	0.029	0.047	0.058	0.076	0.083	0.098	0.104	0.137	0.140
500	0.018	0.019	0.032	0.041	0.053	0.057	0.068	0.072	0.095	0.097

表7-3-11 免震層を設けることによる継手部の変位吸収効果

$$r = D_{jt} / D_{seg} \quad (K_{seg} / K_{jt} = 3.43)$$

V_s (m/sec)	G_g (kgf/cm ²)									
	2.5		5.0		10.0		15.0		30.0	
	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring
50	3.420	3.408	3.416	3.408	3.411	3.408	3.406	3.408	3.395	3.408
100	3.427	3.408	3.422	3.407	3.415	3.407	3.409	3.407	3.396	3.407
150	3.431	3.408	3.427	3.407	3.419	3.407	3.413	3.407	3.398	3.407
200	3.433	3.407	3.429	3.407	3.423	3.407	3.417	3.407	3.401	3.406
300	3.434	3.407	3.431	3.407	3.425	3.407	3.420	3.406	3.406	3.405
400	3.434	3.407	3.432	3.407	3.427	3.407	3.422	3.406	3.408	3.405
500	3.434	3.407	3.432	3.407	3.427	3.407	3.423	3.406	3.410	3.405

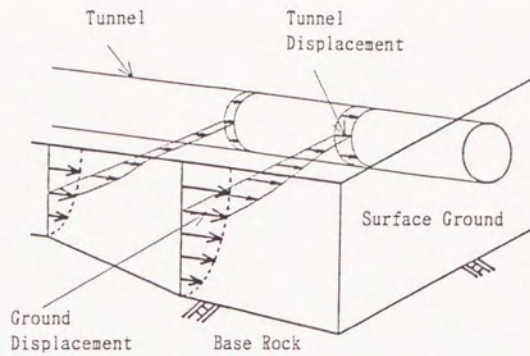
表7-3-12 免震層を設けることによる継手部の変位吸収効果

$$r = D_{jt} / D_{seg} \quad (K_{seg} / K_{jt} = 34.3)$$

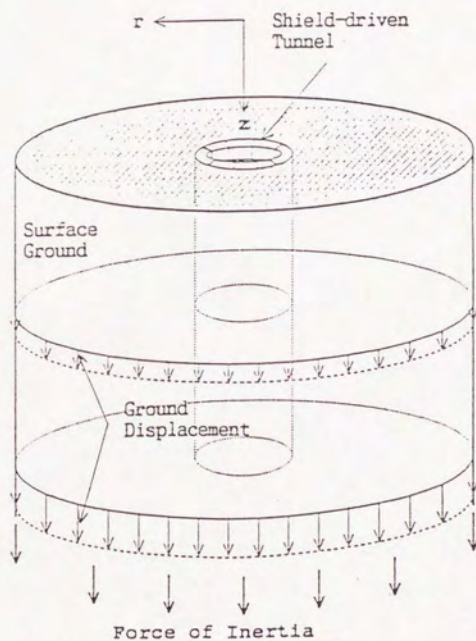
V_s (m/sec)	G_g (kgf/cm ²)									
	2.5		5.0		10.0		15.0		30.0	
	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring	FEM	Spring
50	34.05	34.06	33.84	34.06	33.46	34.05	33.11	34.05	32.08	34.05
100	34.11	34.05	33.88	34.03	33.50	34.01	33.13	34.00	32.10	33.98
150	34.13	34.05	33.92	34.02	33.54	33.98	33.17	33.95	32.12	33.90
200	34.15	34.04	33.95	34.01	33.56	33.96	33.20	33.92	32.15	33.82
300	34.16	34.04	33.97	34.01	33.59	33.95	33.22	33.89	32.18	33.73
400	34.17	34.04	33.98	34.01	33.61	33.94	33.25	33.87	32.20	33.69
500	34.17	34.04	33.98	34.01	33.61	33.94	33.25	33.87	32.22	33.67

表7-3-13 免震層を設けることによる圧縮変形時の
セグメントひずみ低減効果 $\epsilon_{11}/\epsilon_{12}$

V_s (m/sec)	G_g (kgf/cm ²)		
	2.5	5.0	10.0
50	0.664	0.802	0.896
100	0.316	0.480	0.650
150	0.163	0.280	0.437
200	0.090	0.165	0.283
300	0.040	0.077	0.143
400	0.024	0.046	0.087
500	0.016	0.031	0.060

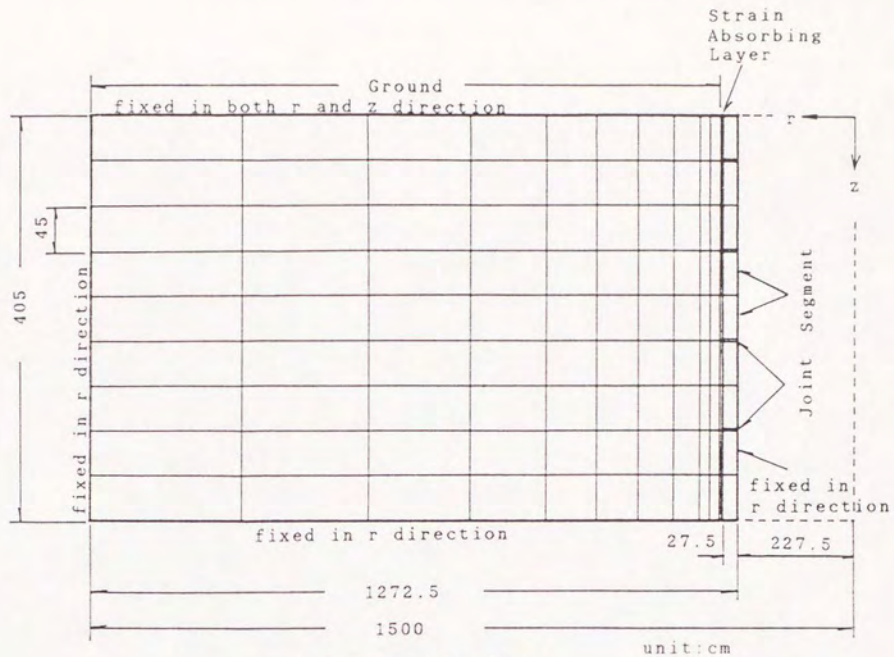


(a) トンネルの地震変形に関する模式図

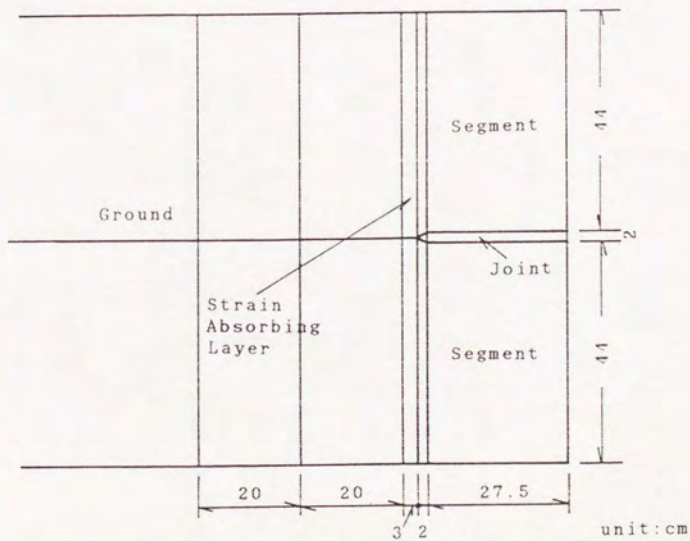


(b) 2層構造の円筒の変形(軸対称問題)への置換

図7-3-1 地盤とトンネルの相互作用解析のためのモデル化

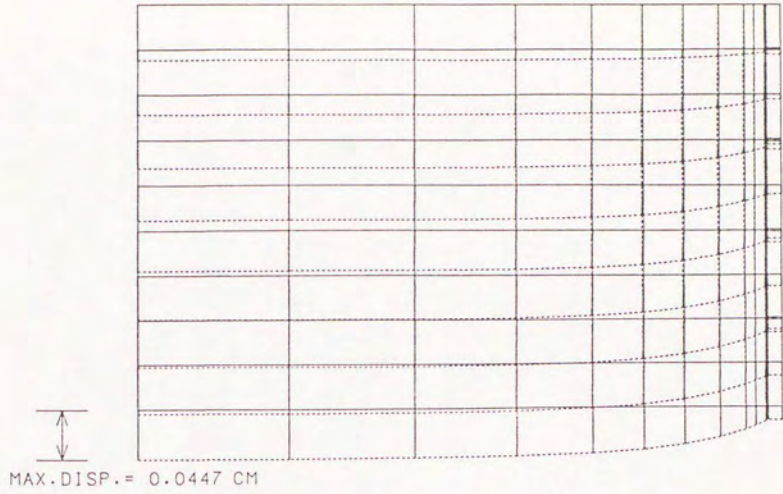


(a) メッシュと境界条件

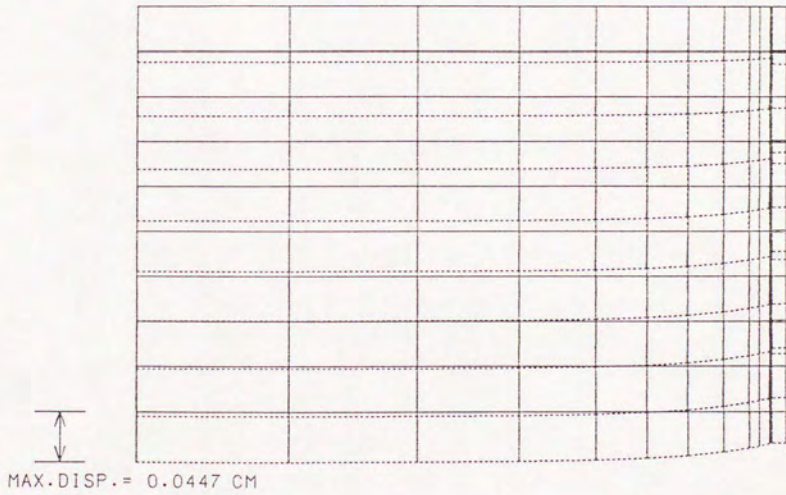


(b) セグメント、免震層の要素分割詳細図

図7-3-2 FEMメッシュと解析条件(3次元軸対称)

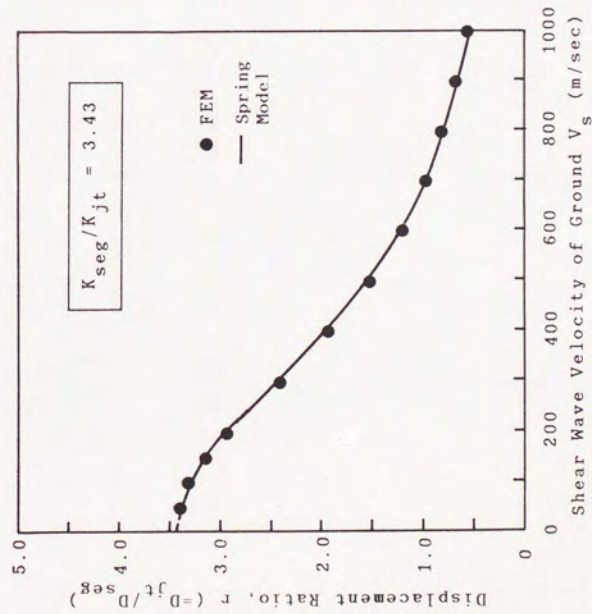


(a) $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}} = 3.43$

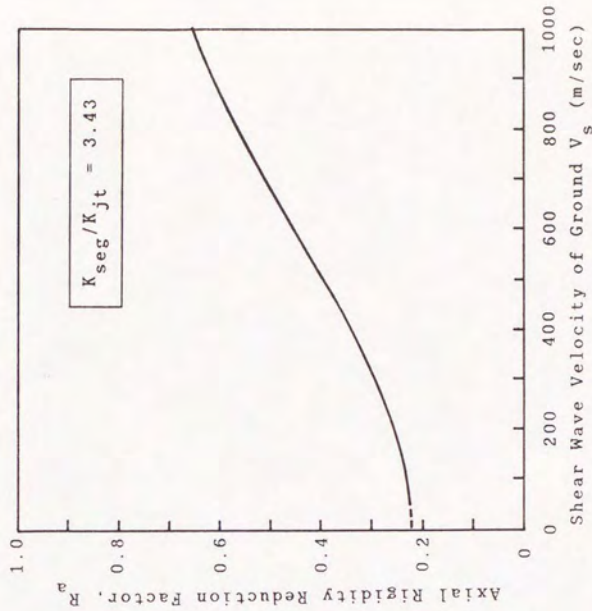


(b) $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}} = 34.3$

図7-3-3 トンネルと周辺地盤の変形図 (地盤の $V_s = 300\text{m/sec}$)

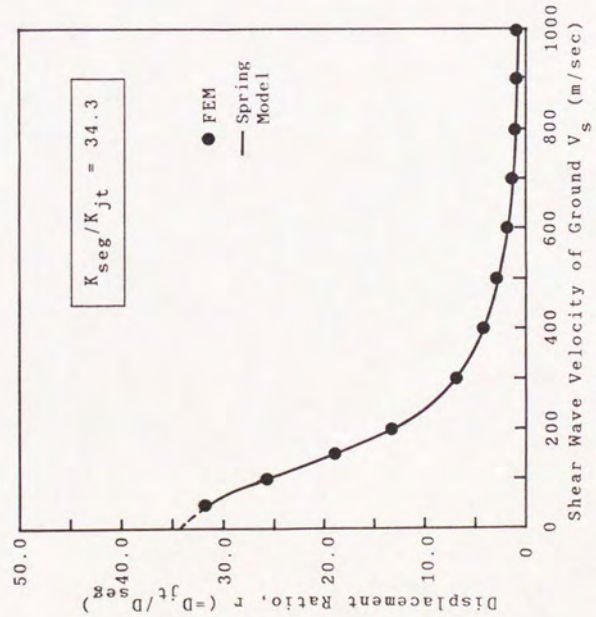
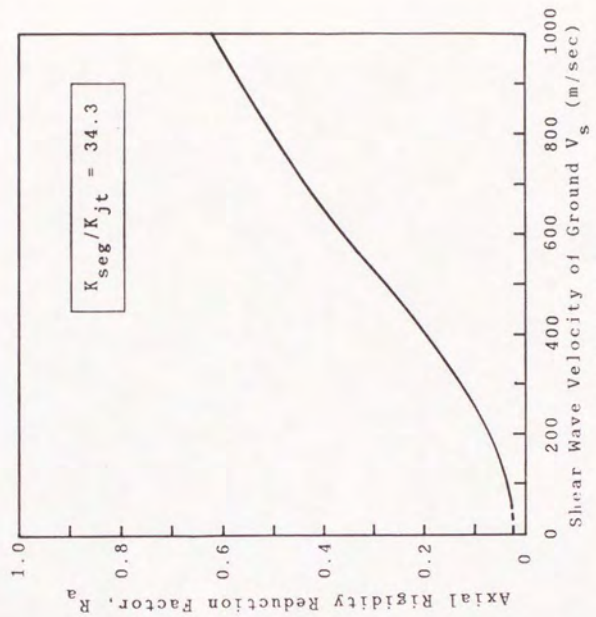


(a) 変位比 $r = D_{jt}/D_{seg}$ に関する FEM とバネモデルによる解析結果の比較



(b) 軸剛性低減係数 R_a

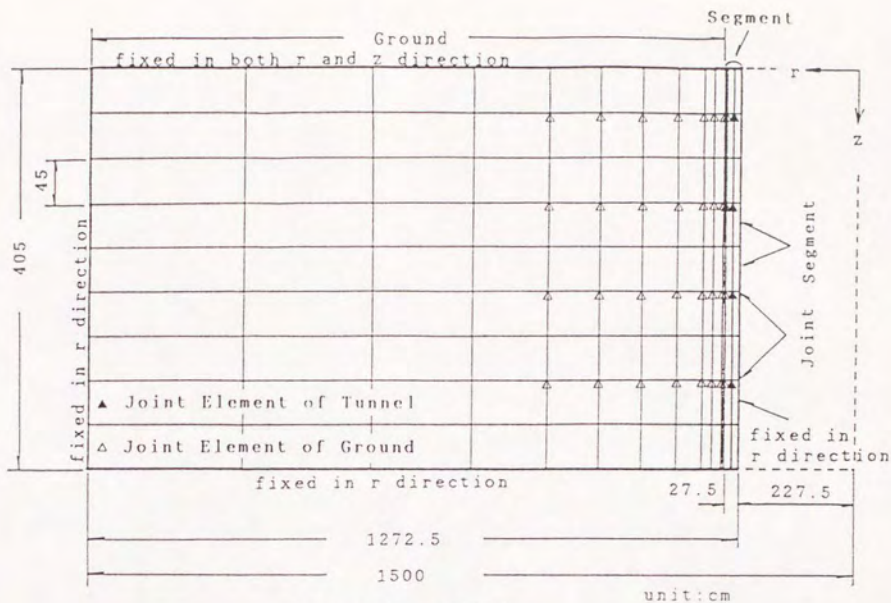
図7-3-4 縦手とセグメントの変位比 r と軸剛性低減係数 R_a ($K_{seg}/K_{jt} = 3.43$)



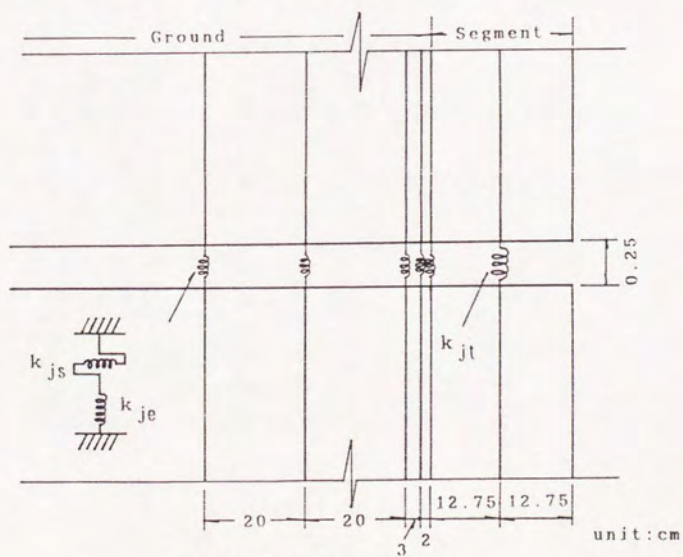
(a) 変位比 $r = D_{jt} / D_{seg}$ に関する FEM とバネモデルによる解析結果の比較

(b) 軸剛性低減係数 R_a

図7-3-5 継手とセグメントの変位比 r と軸剛性低減係数 R_a ($K_{seg} / K_{jt} = 34.3$)

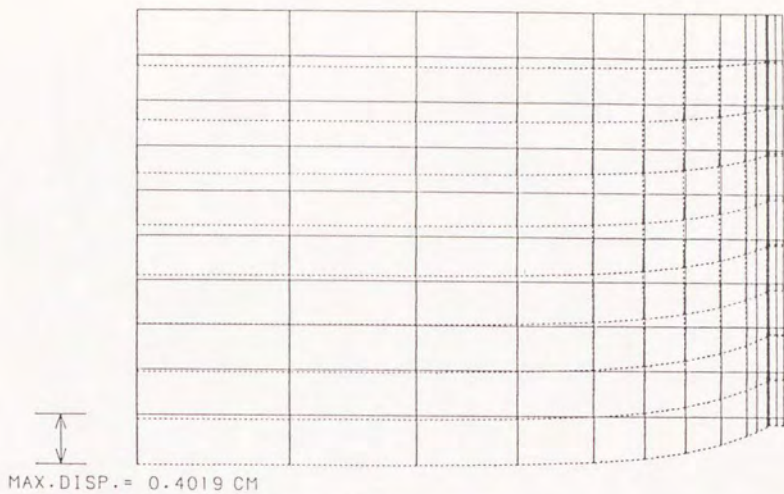


(a) メッシュと境界条件

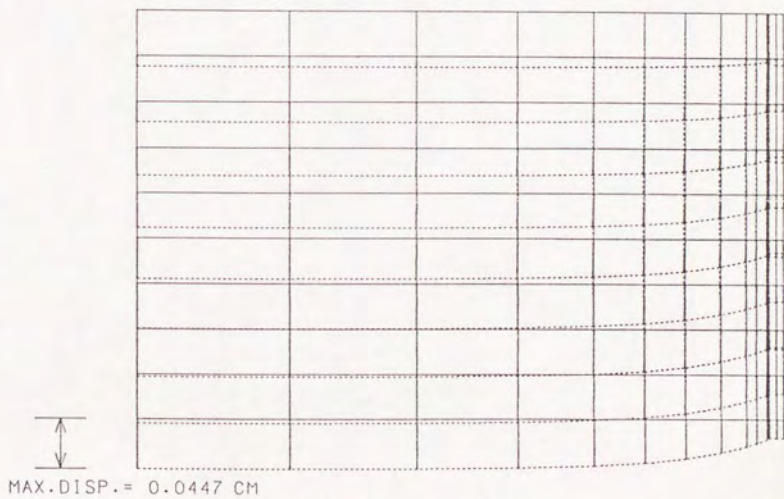


(b) ジョイント要素配置図

図7-3-6 ジョイント要素を挿入したモデルBと解析条件



(a) 地盤の $V_s = 100\text{m/sec}$



(b) 地盤の $V_s = 300\text{m/sec}$

図7-3-7 モデルBによるトンネルと周辺地盤の変形図

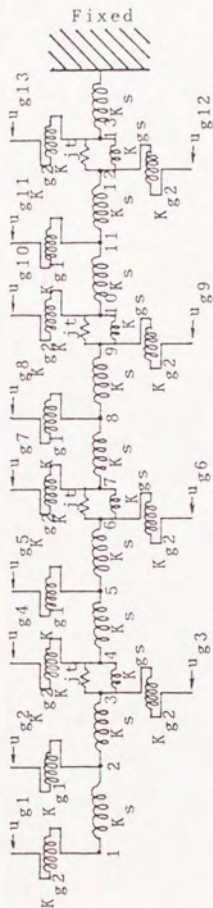
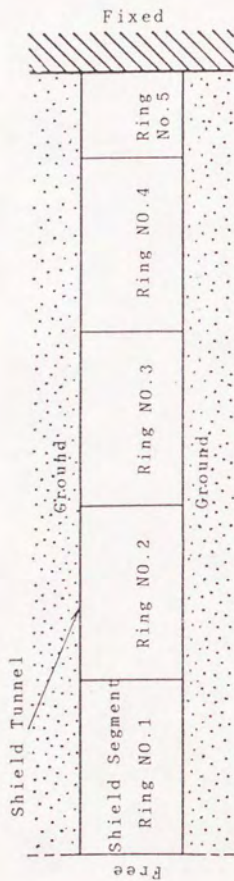
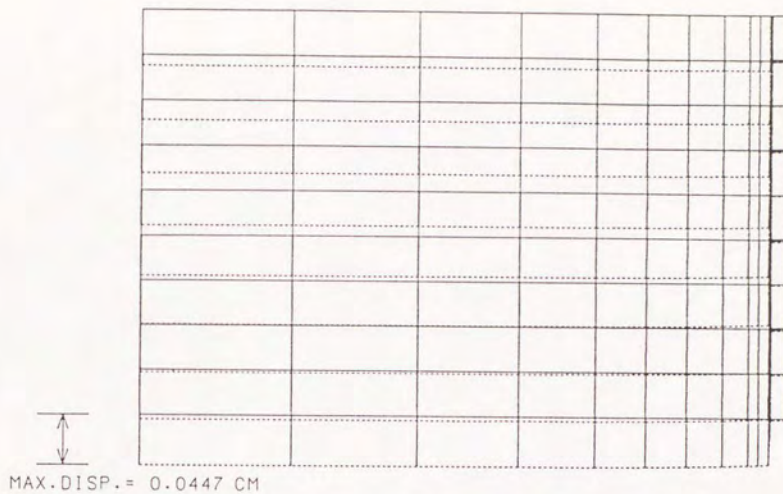
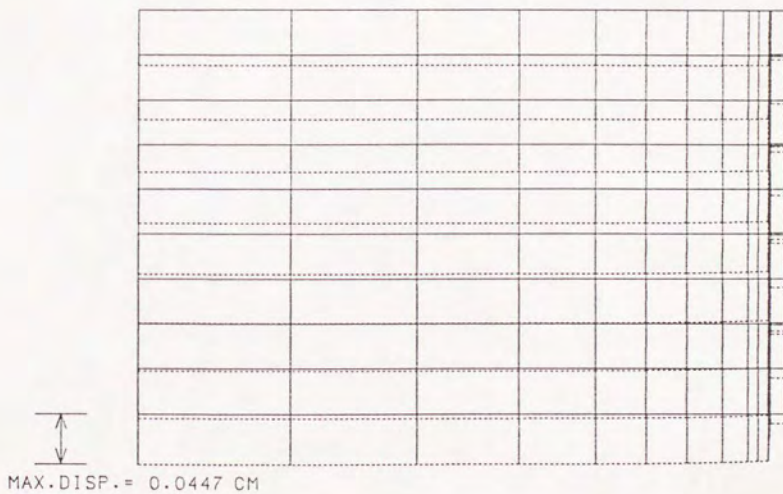


図7-3-8 トンネル外周地盤のせん断抵抗を考慮した、地盤とシールドトンネルの相互作用を解析するためのパネモデル（マクロモデル）

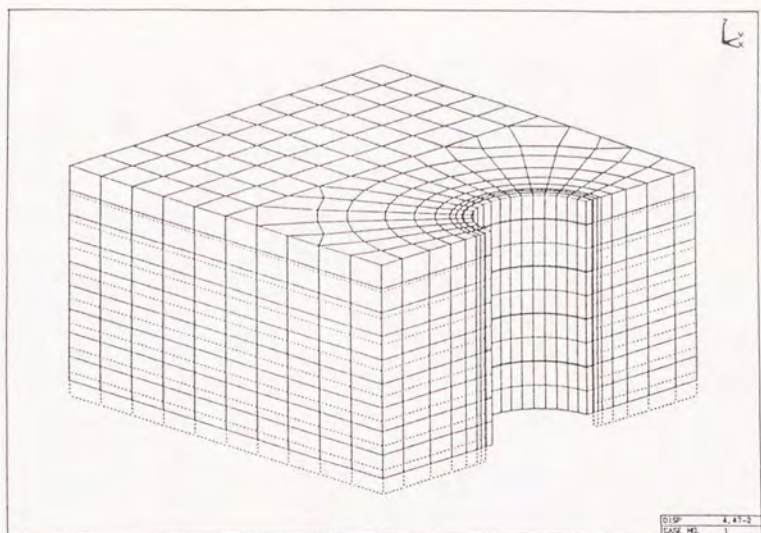


(a) $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}} = 3.43$

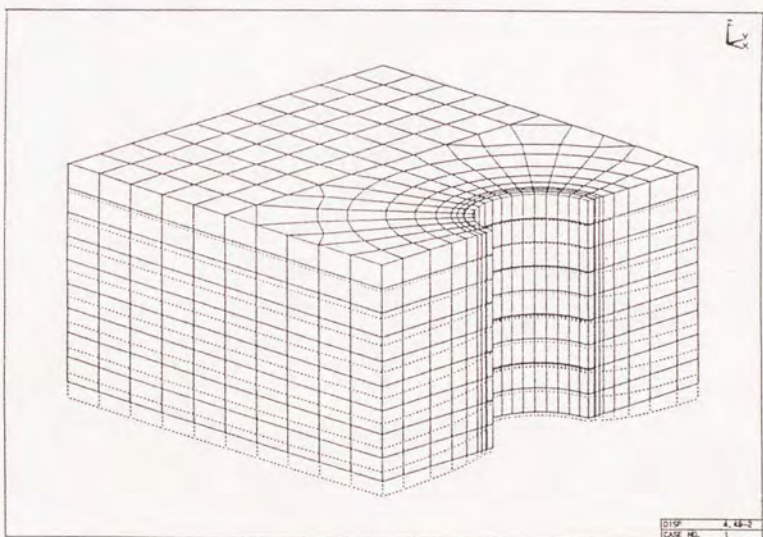


(b) $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}} = 34.3$

図7-3-9 $G_g = 5.0 \text{ kgf/cm}^2$ の免震層を $t = 5 \text{ cm}$ の厚みで介在させた場合の変形図
(地盤の $V_s = 300 \text{ m/sec}$)



(a) $G_g = 2.5 \text{ kgf/cm}^2$ の免震層を厚み $t = 5 \text{ cm}$ で介在させた場合



(b) 免震層なしの場合

図7-3-10 免震層の有無によるシールドトンネルの地震時変形性状の比較
 (地盤の $V_s = 300 \text{ m/sec}$ 、 $K_{\text{seg}} / K_{\text{jt}} = 3.43$)

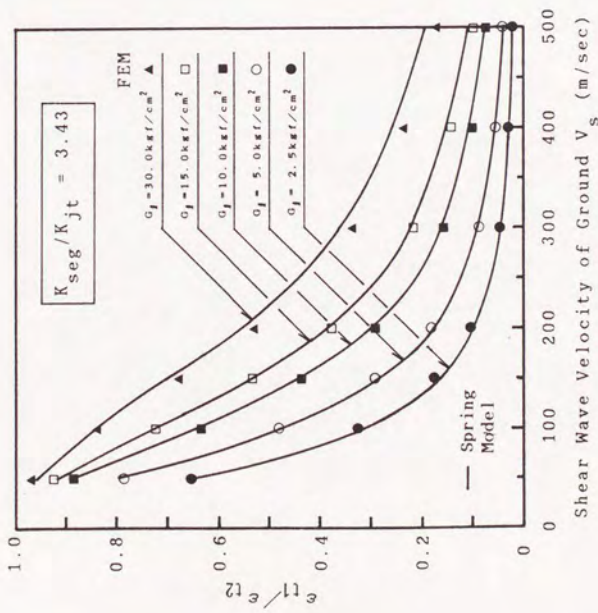


図7-3-1-1 免震層によるセグメント
軸ひずみの低減効果
($K_{seg} / K_{jt} = 3.43$)

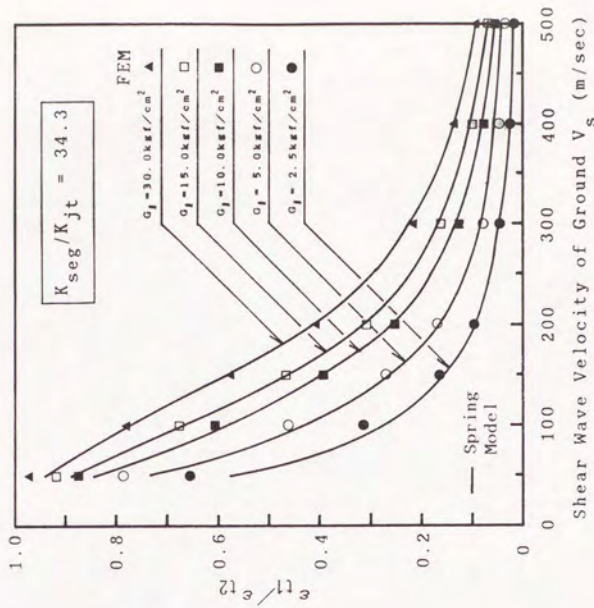


図7-3-1-2 免震層によるセグメント
軸ひずみの低減効果
($K_{seg} / K_{jt} = 34.3$)

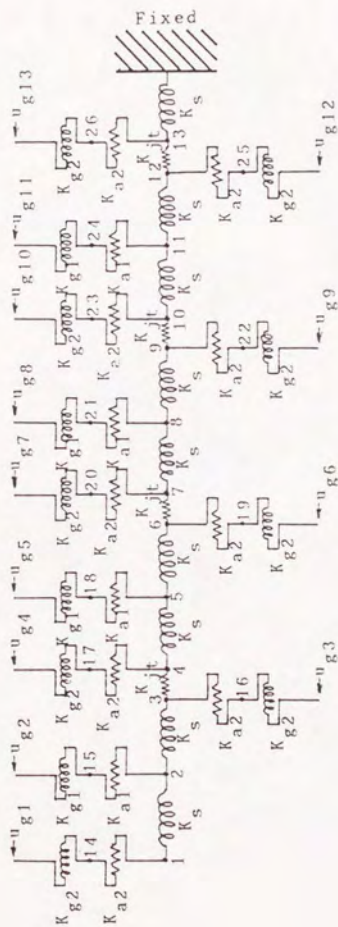
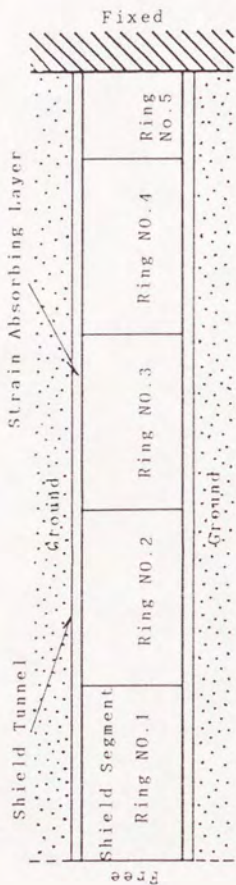


図7-3-1-3 免震層を介在させた場合の地盤～免震層～シールドトンネルの相互作用を解析するためのバネモデル（マクロモデル）

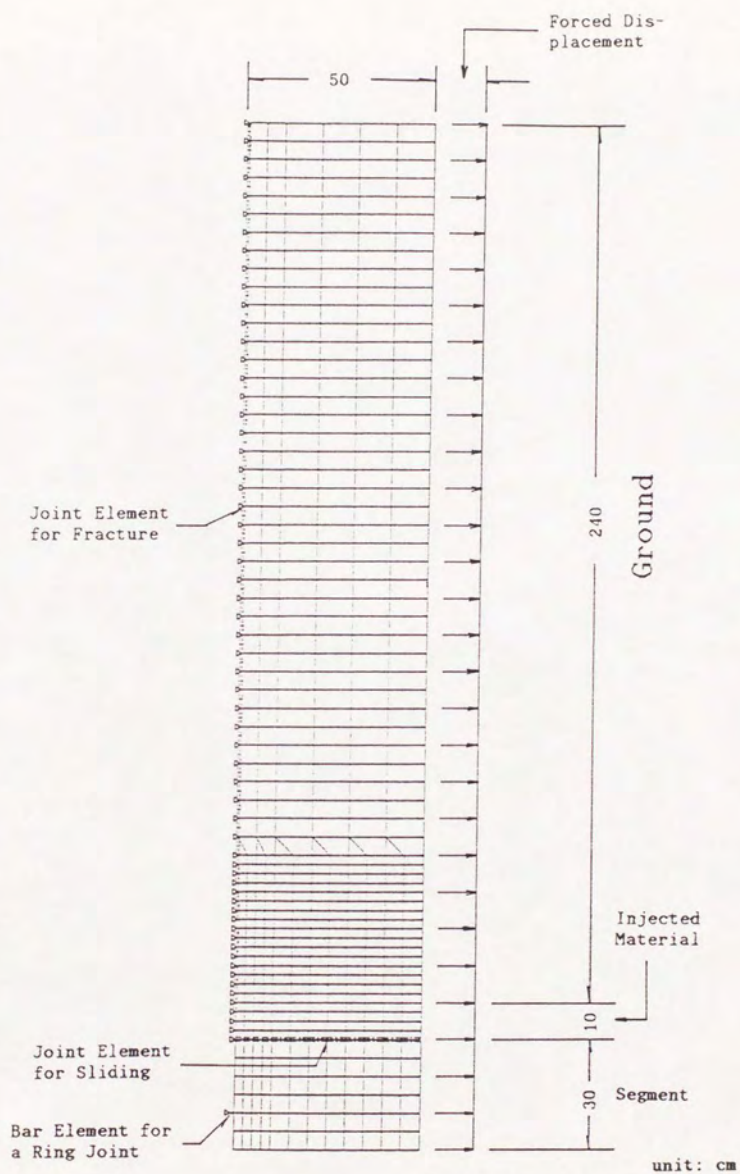
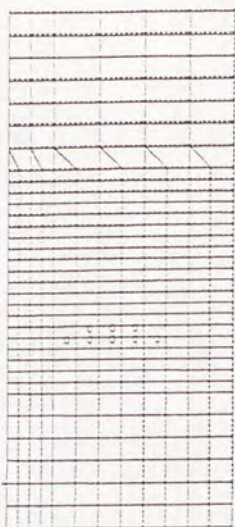


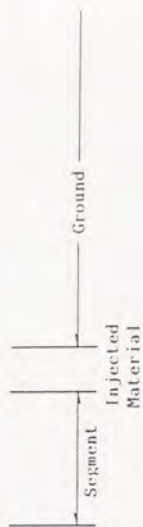
図7-3-14 数値解析モデルの概要と解析条件



(a) 強制引張ひずみ 100 μ の場合



(b) 強制引張ひずみ 300 μ の場合



(c) 強制引張ひずみ 500 μ の場合



(d) 強制引張ひずみ 1000 μ の場合



図7-3-15 強制変位によるモデルの変形 ($E_g = 1000\text{kgf/cm}^2$, $E_i = 2000\text{kgf/cm}^2$)

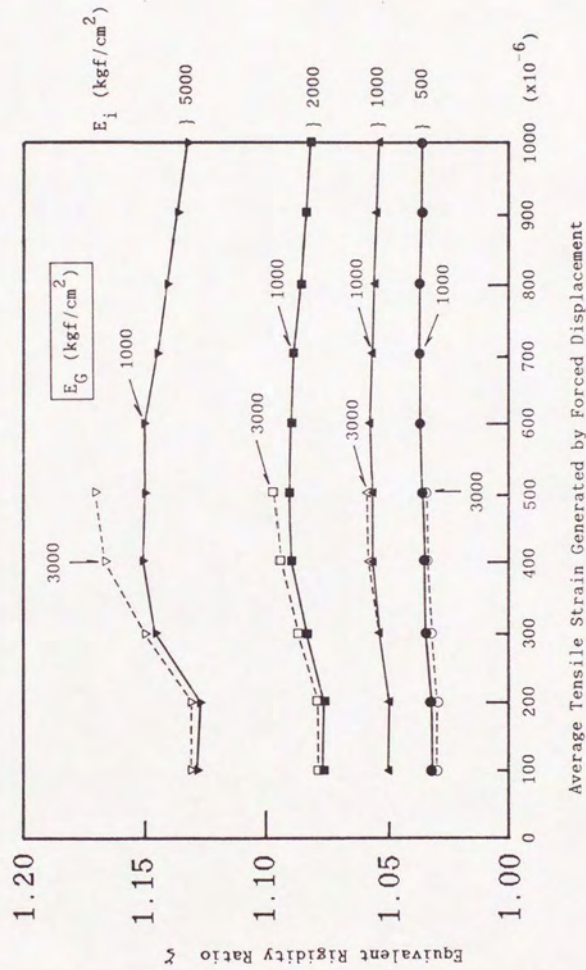


図7-3-16 強制引張ひずみと等価剛性比との関係

7. 4 地震応答解析による検証

7. 4. 1 解析条件と解析ケース

FEM解析により、地盤とシールドトンネルの相互作用を解析し、周辺地盤のせん断抵抗を考慮したシールドトンネルの等価引張剛性算定式を導くことができた。またFEM解析より、免震層を地盤とトンネルの間に介在させることによる効果を、定性的および定量的に示すことができた。そこで本節では、周辺地盤のせん断抵抗を考慮することによりシールドトンネルの地震時挙動の評価が、シールドトンネルを従来のセグメント～継手直列バネ系とした場合とどのように異なり、また免震層による効果が実際どのように現れるかを、地震応答解析を実施して示すことにする。

7. 4. 1. 1 解析対象地盤の設定と解析手法

地震応答解析を適用する地盤は、地盤ひずみの集中が顕著に生じるような条件を有していることが望ましい。7. 2の模型振動実験で採用した模型地盤は、この条件を満足しているが、周辺地盤のせん断抵抗に伴う継手の変形挙動（等価引張剛性の変化）を考慮できるよう配慮して、図7-4-1に示すように4種類の土質で構成される地盤を解析対象として選定した。モデル地盤の解析領域は500mの延長を有しており、基盤までの最大深度は25mである。模型実験における模型地盤と同様に基盤の突起部を設けており、さらに突起部における表層地盤はその周辺（ A_{c1} 層）に比べて硬い D_{c2} 層として、突起部の右の領域で地盤ひずみが著しく集中する地盤条件としている。 A_{c1} 、 A_{c2} 、 D_{c1} 、 D_{c2} 層の土の物性は、表7-4-1に示すようにせん断波速度 V_s で100～500m/secとしており、単位体積重量 γ_t については7. 3の解析結果が使用できるように、 V_s との対応を表7-3-1と一致させてある。

図7-4-1のようにトンネル軸に沿った地盤の縦断面が、トンネル軸直交方向に無限に連続しているとする、断面2次元の地震応答解析により、地盤の地震時応答を解析することができる。このような地盤の地震応答解析をもっとも効率的に解析するのがバネマスモデル（擬似3次元地盤モデルに対して擬似2次元地盤モデルと言えよう）である。したがってここでは、地盤を1辺20mの土柱のブロックに分割して、田村ら¹³⁾の多質点系モデルによって解析することにした。この際質点間を結ぶ伸縮バネ K_2 の算定において、ポアソン比を0として地盤のヤング率 $E=2G$ を用いて7. 3の条件と対応させている。

7. 4. 1. 2 トンネルの諸元、モデル化と解析ケース

シールドトンネルは、地震観測地点のトンネルで7. 3においても使用した外径5. 1 mのRCセグメント製のシールドトンネルとし、 $K_{seg} / K_{jt} = 34.3$ の継手剛性を有しているものとした。トンネルは図7-4-1に示すように、トンネル中心線が地表面下7. 5 mの位置（土被り約5 m）にあるとして解析を実施する。

ここで問題となるのがトンネルの等価引張剛性であるが、CASE-1はセグメント～継手の直列バネから等価軸剛性を直接算定したケースとし、CASE-2はトンネルと接している周辺地盤のせん断抵抗を考慮し、図7-3-5 (b)のせん断波速度に相当する軸剛性低減係数 R_a 、あるいは表7-3-6の $r = D_{jt} / D_{seg}$ を用いて $R_a = 1 / (1 + r)$ より、 $(EA)_{eq}^t = R_a (EA)_{seg}$ によって算定した等価引張剛性としたケースである。さらにCASE-3として、 $G_g = 5 \text{ kgf/cm}^2$ の免震層を $t = 5 \text{ cm}$ の厚みで地盤～トンネル間に介在させたケースで応答解析を実施する。CASE-3で免震層を介在させるのは、図7-4-1にトンネル要素番号を記入している地盤ひずみの集中するNo. 7、10、11、12、13の5要素とする。CASE-1の解析は、CASE-2の解析結果と比較することにより、周辺地盤のせん断抵抗の影響が、地震応答解析でセグメントおよび継手の変形の形でどの程度現れるかを、具体的に示すことを目的として実施する。またCASE-2とCASE-3の解析結果の比較により、7. 3の静的解析に置換えた数値実験で明確にされた免震層の効果を、動的な解析条件でも実証することができる。

以上解析ケースは3ケースとし、それぞれの解析ケースで使用する等価引張剛性を表7-4-2にまとめた。表中CASE-1とCASE-3では、免震層の存在する箇所では剛性が一致しているが、これは免震層を介在させた場合、継手がほぼ K_{seg} / K_{jt} の比率通りの変位吸収を行うからである。またCASE-2とCASE-3の免震層の存在しない箇所では、トンネルと直接接している地盤が3種類あるため、その土のせん断波速度に応じて3種類の等価引張剛性を解析で考慮すること意味している。

一方トンネルの圧縮時の剛性 $(EA)_{eq}^c$ については、免震層による圧縮変形時のセグメントひずみ低減効果が解析するため、継手ボルト締付け時のプレストレス効果やセグメントリング間の止水ゴムの影響は無視し、セグメントのみの剛性 $(EA)_{seg}$ として3ケースとも $1.501 \times 10^{10} \text{ kgf}$ で一定の値を用いた。このようにシールドトンネルの地震応答解析では、トンネルの等価軸剛性を引張と圧縮で変え、セグメントの引張、圧縮ひずみと継手の引張軸力を解析して、各解析ケースの比較を行うことにした。

7. 4. 1. 3 地盤～トンネル間の相互作用バネ定数の決定

相互作用バネは、7. 3のFEM解析結果に基づいて決定する。すなわち、図7-4-2に示すようにFEMによる解析では、半無限地盤におけるトンネルの影響を受けない境界の地盤変位 ΔL 、セグメントの変位 Δd_1 が得られる。これらより、以下の関係を用いて地盤のせん断変位 Δd_2 を得ることができる。

$$\Delta d_2 = \Delta L - \Delta d_1 \quad \dots (7-4-1)$$

ここでセグメント半リングと継手の組合せで構成される1リングの等価バネ定数 K_{eq} を、(7-4-2)式により求めておけば、(7-4-3)式により、1リング当りの地盤～トンネル間の相互作用バネ定数 K'_{gt} を決定することができる。

$$K_{eq} = R_a K_{seg} \quad \dots (7-4-2)$$

$$K'_{gt} = \frac{\Delta d_1}{\Delta d_2} K_{eq} \quad \dots (7-4-3)$$

ただし、 K_{seg} はセグメントのバネ定数(1リング)で、 $(EA)_{seg}/L$ (90cm)によって算定される。また R_a は上述したように、地盤の V_s の関数である。

7. 3の解析結果に基づき、(7-4-2)および(7-4-3)式から求めた K'_{gt} は1リング当りの相互作用バネ定数である。本解析では20m間隔でバネを配置することになるので、 K'_{gt} を20m間のリング数で除したものが実際にモデルに配置する相互作用バネ定数である。表7-4-3は、このようにして算出した相互作用バネ K'_{gt} の値を、周辺地盤の V_s に対応させてまとめたものである。CASE-3の免震層が存在する場合でも、図7-4-2(b)のように K'_{gt} を免震層も含めた地盤～トンネル間の相互作用バネと考えれば、FEMによる解析結果に(7-4-3)式を適用して算定することができる。この際 K_{eq} としては、セグメント～継手の直列バネを使用し、これは地盤の V_s とは独立で一定値である。表7-4-3は、上記のようにして7. 3のFEM解析結果の Δd_1 、 Δd_2 と、表7-4-2のCASE-2、3の等価引張剛性より、 $(EA)_{eq}^t/L$ によって求めた K_{eq} から算定した免震層の有無に応じて与える相互作用バネ定数 K'_{gt} をまとめたものである。またCASE-1の解析では、CASE-2の等価引張軸剛性を用いて算定した表7-4-3の免震層無しの場合の相互作用バネをそのまま使用し、同じ相互作用バネでトンネルの等価軸剛性の異なるCASE-2の解析結果との比較を容易にした。

地震応答解析に用いる地盤～トンネル間の相互作用バネは、地盤のせん断弾性係数とトンネ

ルの軸剛性により変えてやらなければならないが、圧縮変形に関してFEM解析結果を使って K_{gt} を求めたところ、免震層有りのケースでも、無しのケースでも、 K_{gt} は表7-4-3に示した $K_{seg} / K_{jt} = 34.3$ のケースの引張変形の値と余り違わなかったので、本解析ではトンネルの圧縮、引張による相互作用バネの変更は行わなかった。

7. 4. 1. 4 入力地震波および地盤の減衰定数

地盤の時刻歴応答解析に使用する入力地震波は、1968年十勝沖地震の際、八戸港で観測された地震波のうち、NS成分を最大加速度150galに調整したものをを用いる。図7-4-3に入力地震波形を示す。また地盤の減衰定数は、全ての土質について $h=0.1$ で一定として解析を実施する。なお図7-4-1の地盤およびトンネルの境界は、自由として取扱う。

7. 4. 2 地震応答解析結果と考察

7. 4. 2. 1 免震層の第3の効果

まず免震層の有無による時刻歴応答解析結果を比較してみる。図7-4-4は、CASE-2、CASE-3の解析によって得られたトンネルの最大変位分布を比較したものである。細い実線がトンネル位置における地盤の最大変位、一点鎖線がCASE-2の免震層のないトンネルの最大変位を、点線がCASE-3の免震層を介在させた場合のトンネルの最大変位を表している。図に示すように、両解析では地盤の変位応答に対してトンネルの応答が小さいが、これらの解析ではトンネルの引張・圧縮により軸剛性を変化させており、地盤の最大変位が発生するときのトンネルの応力状態が解析では圧縮で、剛性が引張時より1~2オーダー大きい軸剛性となるために、このときのトンネルの応答が小さくなったと思われる。3つの解析ケース以外にも、トンネルの応力状態にかかわらずトンネル等価軸剛性として引張剛性を与える解析も実施しているが⁶³⁾、このときは地盤とトンネルの最大応答変位のレベルはほぼ等しかった。

CASE-2と3におけるトンネルの最大応答変位分布を眺めてみると、全体的に免震層を介在させたCASE-3の応答が、免震層のないCASE-2の応答よりも大きく、7. 3節の解析結果から判断すると一見特異な現象のように見えるが、7. 3の解析条件は地盤の震動の波長は無限大で、さらにトンネルは一端で固定されていたからであり、一般の地盤、地震動では、免震層は地盤ひずみのトンネルへの伝達を妨げるだけでなく、トンネルの一部に集中したひずみをひずみの小さな箇所へと分散させる効果を有しているため、表層地盤の卓越震動（モード）に基づく地盤ひずみの波長や、地盤、トンネルの境界条件等により最大変位応答値は、免震層を介在させることにより大きくなることもあれば小さくなることもある。このことを良く表しているのが図中のトンネル節点9~15にかけての、両解析ケースによる最大応答変位の違いである。節点11~14の地点では地盤ひずみが集中することが予想されるが、節点9、10、11は $V_s = 500\text{m/sec}$ の硬い土層に位置しているので、免震層を介在させなければこのひずみを硬い地盤へ分散させることができない。免震層を介在させた結果、節点9~15にかけてのCASE-3のトンネル応答変位分布の勾配はほぼ一定となっており、硬い層へとトンネル変位を逃がすことにより、トンネルひずみが低減されていることが想像できる。このような効果を、免震層による第3の効果として、トンネルひずみ分散効果と呼ぶことにする

図7-4-5にCASE-2とCASE-3について、土質の境界部に位置する節点No.

11のトンネルの時刻歴応答変位波形を示しているが、免震層を介在させたCASE-3では変位の最大値がCASE-2の約3倍となっており、波形についてもCASE-2で見られるような短周期の波は見えなくなっていることがわかる。

7. 4. 2. 2 免震層の有無によるセグメントひずみ、継手軸力の比較

CASE-2とCASE-3の解析によって得られたセグメントひずみ、継手軸力を比較することにより、免震層を介在させたシールドトンネルの挙動、効果について具体的に述べることにする。

まず圧縮時にセグメントに発生した最大ひずみに着目する。ここでセグメント圧縮ひずみとは、解析ではトンネルは圧縮時にセグメントのみの軸剛性としているので、トンネル要素の軸ひずみそのものを意味している。図7-4-6はCASE-2、3のセグメント圧縮ひずみについて、トンネル要素毎に最大値をプロットし、比較を行ったものである。図中スクリーンで表された柱は、CASE-2の解析結果からCASE-3の解析結果を差し引き、その差が正の値をとる場合の値を表しており、免震層によるセグメント圧縮ひずみの低減量を示している。またその差が負の値をとる場合は、柱を白抜きのままにしてある。図に示すように、免震層を介在させたトンネル要素10~13の付近では、明らかに免震層を介在させたことによる挙動の違いが現れており、CASE-2の最大ひずみ分布と比較してCASE-3では、なだらかなひずみ分布となっていることがわかる。したがってトンネル要素9、10では、免震層のない場合よりも発生する圧縮ひずみは大きく増加しているが、CASE-2でひずみの集中した要素11~14では、2割程度であるが圧縮ひずみを低減させている。圧縮ひずみの低減は、免震層を介在させた部分から100m以上離れた要素20まで確認される。一方左の要素7でも、免震層によりセグメント圧縮ひずみが低減しているが、もともと圧縮ひずみの大きなトンネル箇所ではないので、ひずみの低減量はさほど大きくはない。

このように地震応答解析を行うと、免震層の第3の効果が顕著に現れることが示された。表7-4-4は、このようなセグメント最大圧縮ひずみ値を、CASE-1も含めて解析ケース毎にまとめ、比較を行ったものである。表の最右欄の低減率とは、CASE-3の解析結果をCASE-2の解析結果で除したもので、7.3の $\epsilon_{t1}/\epsilon_{t2}$ に相当している。

次にトンネルの引張変形時の免震層の効果をみるために、まず図7-4-7に示すセグメントに発生した最大引張ひずみの分布について、CASE-2とCASE-3の解析結果の比較を行う。また表7-4-5に、セグメント最大引張ひずみ値と引張ひずみの低減率を、表7-

4-4と同様に示す。セグメント引張ひずみ ϵ_{seg} は、解析より直接求められるトンネル要素の引張ひずみ ϵ_{el} に、等価軸剛性低減係数 R_a を乗じることによって得ることができる。

$$\epsilon_{seg} = R_a \cdot \epsilon_{el} = \frac{(EA)_{eq}^t}{(EA)_{seg}} \cdot \epsilon_{el} \quad \dots (7-4-4)$$

図7-4-7の表示方法は図7-4-6と同じであり、これよりまず引張変形時にはスクリーンで表現された引張ひずみの低減が、圧縮時よりも著しく生じていることが一目瞭然に理解される。とくに要素7においては、免震層のない場合には全トンネル領域を通じて最大ひずみ値を示しているが、免震層を介在させることによりひずみは約1割まで低減している。また要素10~13でも、約5割のひずみの低減が得られている。引張変形時にはひずみの低減は、免震層を介在させた部分から離れるとあまり生じておらず、離れるに従い逆にひずみが増大する傾向にある。

図7-4-8は以上のセグメントの軸ひずみに関して、免震層を介在させた要素7、10~13で免震層有無による波形の比較を行ったものである。絶対値に応じて波形のスケールを調整しているのので、この点注意して見ていただきたいが、まず要素7のひずみ波形に関して、免震層の介在により、CASE-2の波形と比較してCASE-3では非常に滑らかな波形に変わっており、また引張時のひずみ（正が引張を意味している）が極端に小さくなっていることが特筆される。このような波形へと変化したことが、結果として図7-4-7のようにセグメント引張ひずみが要素7で大きく低減した理由である。すなわち、免震層を介在させた場合には、トンネルの力学的構造による変形（引張、圧縮時の剛性変化）が著しく現れ、またトンネルの応答波形はなだらかとなる。この傾向は、要素7以外でも多かれ少なかれ認められ、免震層により最大発生軸ひずみの増大した要素でも見られる。

次に継手の挙動に注目する。図7-4-9は、解析によって得られた引張変形時の継手に発生する最大軸力について、CASE-2とCASE-3で比較したものである。なお継手の引張軸力 F_{jt} は、継手のバネ定数 K_{jt} とトンネル要素の引張ひずみ ϵ_{el} 、軸剛性低減係数 R_a およびセグメント幅 L より、以下の式によって求めたものである。

$$F_{jt} = (1 - R_a) \epsilon_{el} L \cdot K_{jt} \quad \dots (7-4-5)$$

また表7-4-6は、継手の最大引張軸力について、3つのケースの数値の比較を行ったものである。これら図、表より、免震層はセグメントのみならず、継手の引張軸力も低減させていることがわかる。セグメントひずみの低減（セグメントの引張軸力の低減と等価）と比較すれば、低減率は低いものの、軸力の集中箇所でも最大7割程度の低減率を示している。したがって

トンネルの変位応答は、CASE-3の免震層を介在させたケースの方が免震層の無いCASE-2よりも、この解析条件では大きい結果となったが、これはひずみの集中部した箇所でのトンネルの相対変形を低減させるために、トンネルが地盤と免震層の間を滑るように動いた結果と判断され、トンネルひずみの分散に関する免震層の第3の効果の意味している。

7. 4. 2. 3 免震層を介在させたシールドトンネルの耐震性評価法に関する考察

上述のように地震応答解析を行えば、免震層の効果を解析することが可能であることが示された。免震層の配置を変えながら数ケースの地震応答解析を行うことによって、もっとも経済的かつ効率的な免震層の配置を決定でき、これに基づいてシールドトンネルの免震設計（耐震設計）を行うことが可能となる。弾性床上の梁モデルによるトンネルの地震応答解析モデルはそれほど複雑ではないので、応答解析による検討は今後ますます耐震設計で取入れられると思うが、重要度の低いシールドトンネルに対してもすべて地震応答解析を行うのは現実的とは言えない。そこで、従来の応答変位法による耐震検討において、免震層を介在させたシールドトンネルを取扱う方法について簡単に補足する。

応答変位法において免震層の効果を考慮しなければならないのは、以下に示す地盤からトンネルへのひずみの伝達率 ξ の計算過程である。

$$\xi = \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda L}\right)^2} \quad \dots (7-4-6)$$

ここで L は（みかけの）波長であり、 λ はトンネルの軸剛性 EA とトンネル軸方向に作用する地盤のバネ定数 K_g （剛性係数）により、次式で与えられる係数である。

$$\lambda = \sqrt{\frac{K_g}{EA}} \quad \dots (7-4-7)$$

(7-4-7) 式中の K_g は、指針等で規定されている K_{g1} （ $=G$ or $3G$ ）と(7-3-18)式で $L=1$ として与えられる単位長さ当りの免震層のバネ定数 K_{a1} より、その直列バネの係数として次式で与えることができる。

$$K_g = \frac{K_{g1} \cdot K_{a1}}{K_{g1} + K_{a1}} \quad \dots (7-4-8)$$

また EA は、引張時にはセグメント～継手の直列バネより算出した $(EA)_{eq}$ とし、圧縮時にはセグメントの軸剛性 $(EA)_{seg}$ とする。

以上の方法によれば、全トンネル延長に免震層を介在させた場合の耐震計算が、従来と同様に可能である。一般に応答変位法では代表的な地層断面を設定して(7-4-6)式の計算を行うが、この計算で設計強度をオーバーするときに(7-4-8)式による K_g を適用し、免震層の厚みとせん断弾性係数を決定する。したがって、この地層断面の全領域について、免震層を介在させることになる。

このように波動論的な検討においては、地震応答解析によらなくても免震層による設計が可能であるが、やはり地盤の地層構成や境界が複雑で、局所的な地盤構造の違いによりトンネルに大きな断面力が発生する恐れがあるときは、免震層の有無にかかわらず地震応答解析による検討が不可欠である。

7. 4. 2. 4 周辺地盤の影響を考慮した等価軸剛性の評価に関する考察

表7-4-4~表7-4-6のCASE-1とCASE-2の解析結果を比較することにより、従来のセグメント~継手の直列バネよりシールドトンネルの等価引張軸剛性を与える場合(CASE-1)と、(7-3-16)式やFEM解析から周辺地盤の影響を考慮して等価引張剛性を評価する場合(CASE-2)で、解析結果がどれだけ異なるかを示すことができる。

表7-4-4に示すようにセグメントの圧縮変形に関しては両者による結果は当然ながら変わらないが、セグメントの引張ひずみ(あるいは引張軸力)については表7-4-5に示す通り、従来法であるCASE-1ではCASE-2よりずっと小さいセグメント引張ひずみあるいは引張軸力を評価している。この評価は明らかに危険側であり、現在の耐震設計法がリング継手の変位吸収に期待しすぎていることを意味している。また継手の引張軸力についても、表7-4-6に示す通り、CASE-1ではCASE-2よりも小さな値を算定しており、やはり従来法が危険側の評価をしていると言える。このように、本論文で提唱しているように、周辺地盤の影響を考慮した等価軸剛性により、シールドトンネルの耐震性を評価することは、極めて重要であることがわかる。

したがって応答変位法による耐震検討においても、引張時には(7-4-7)式中のEAとして(7-3-16)式に示した周辺地盤の影響を考慮した等価引張剛性 $(EA)_{eq}^t$ とし、得られた等価(平均)引張ひずみより、(7-4-4)式によってセグメント引張ひずみを算定しなければならない。

7. 4. 3 まとめと考察

以上、地震応答解析を実施することにより得られた知見を、以下に箇条書きにまとめた。

免震層の有無による解析結果の比較より、

(1) とくに引張ひずみが集中する範囲に免震層を適用すれば、免震層無しの場合に比べてセグメント引張ひずみを半減させることは十分可能であり、またセグメント圧縮ひずみについても引張ほどの低減率ではないが、確実に低減できることが確認された。

(2) 地盤ひずみ集中部に免震層を介在させると、地盤ひずみが免震層で吸収されるだけでなく、トンネルひずみ集中部からひずみが隣接する要素へと分散されるため、結果としてトンネルひずみの分布が平滑化される。これを免震層による第3の効果——トンネルひずみの分散効果——と定義した。

(3) 免震層介在部では、(引張変形時の)継手の引張軸力(変位)についても低減することが確認された。

(4) 免震層の最適な配置により、効率的にトンネル断面力、ひずみの低減を図ることが重要である。したがって、免震層を介在させてシールドトンネルの免震・耐震設計を行う際には、免震層の配置、物性を数種類変えて、地震応答解析による検討を行う必要がある。

(5) 従来の応答変位法により設計を行う場合でも、ひずみ伝達率の算定で地盤の剛性定数の変更によって、免震層を介在させたトンネルを考慮する方法を示した。

等価引張剛性の評価法の違いによる解析結果の比較より、

(6) 本論文で提案した周辺地盤の影響を考慮した等価引張剛性をを用いた場合、従来のセグメント～継手の直列バネから算定した等価引張剛性をを用いた解析結果に比べ、とくにひずみ集中部におけるセグメントひずみが倍増する結果が得られ、従来の等価引張剛性算定法によるトンネル断面力の計算は、非常に危険側の評価を行っていることがわかった。

その他応答解析法について、

(7) トンネルの時刻歴応答解析における地盤～トンネル間の相互作用バネを、軸対称FEMにより求める方法を提案して解析に採用した。従来のように地盤反力から相互作用バネを算定するよりも、この方法で算定した相互作用バネの方が、ずっとメカニズムとして正しい評価を行っていると考えられ、また従来の方法よりも1オーダー小さなバネ定数を与えることがわかった。

7. 5 第7章のまとめ

本章では、地盤～トンネル間に免震層を介在させることによるシールドトンネルの免震構造を提案し、その効果を具体的に示すとともに、シールドトンネルの等価引張剛性算定式の提案を試みた。以下に本章で得られた結論をまとめる。

模型振動実験より、

(1) シールドトンネルの免震構造の原理(セグメントひずみの低減、継手による変位吸収効率の向上)が確認された。また継手の変形に抵抗するトンネル外周の土のせん断抵抗の影響を実験によって実証することができた。

軸対称FEM解析より、

(2) 免震層の厚みとせん断弾性係数 G_0 をパラメータとして、セグメントひずみ低減効果(第1の効果)を定量的に評価した。

(3) 免震層を介在させた場合、引張変形時のセグメントと継手の相対変位の比が両者のバネ定数の比の逆数にはば一致することが確認でき、継手による変位吸収が十分得られる(第2の効果)だけでなく、免震トンネルの場合は等価引張剛性を、セグメントと継手による直列バネ系より一義的に決定できることが示された。

(4) トンネル外周の土のせん断抵抗をモデル化し、これを考慮したシールドトンネルの等価引張剛性算定式を提案した。

(5) 軸対称FEM解析によって、より合理的なトンネル～地盤間の相互作用バネの算定法を提案した。

地震応答解析より、

(6) 免震層を介在させることにより、とくにセグメントひずみ低減効果が、引張変形時に著しく発揮されることが示された。

(7) またひずみ集中部に免震層を介在させると、トンネルひずみとその両側へと分散される(第3の効果)ことが明瞭に示された。

表7-4-1 解析に用いる地盤の物性値

土質	V_s (m/sec)	γ_t (gf/cm ³)	G (kgf/cm ²)	E (kgf/cm ²)
A _{c1}	100	1.5	153.0	306.0
A _{c2}	200	1.8	734.4	1468.8
D _{c1}	300	2.0	1836.0	3672.0
D _{c2}	500	2.2	5610.0	11220

表7-4-2 時刻歴応答解析で用いるトンネル等価引張剛性 (kgf)

地盤 V_s (m/sec)	CASE-1	CASE-2	CASE-3	
			免震層有	免震層無
100	4.250×10^8	5.700×10^8	4.250×10^8	5.700×10^8
300	4.250×10^8	1.920×10^9	4.250×10^8	1.920×10^9
500	4.250×10^8	4.180×10^9	4.250×10^8	4.180×10^9

CASE-1: セグメント、継手の直列バネによる等価引張剛性

CASE-2: (7-3-16)式による等価引張剛性

CASE-3: $G_0 = 5 \text{ kgf/cm}^2$, $t = 5 \text{ cm}$ の免震層を介在

表7-4-3 FEM解析結果より逆算して求めた、弾性床上の柱・梁モデルで用いる地盤～トンネル間の相互作用バネ定数 (kgf/cm)

地盤 V_s (m/sec)	FEM	FEM
	免震層無し	免震層有り
50	1.436×10^4	1.084×10^4
100	6.662×10^4	2.781×10^4
150	1.789×10^5	3.884×10^4
200	4.020×10^5	4.509×10^4
300	1.140×10^6	4.991×10^4
400	2.282×10^6	5.157×10^4
500	3.814×10^6	5.274×10^4

表7-4-4 等価剛性の評価法の違いおよび免震層の有無による
セグメントに発生する最大圧縮ひずみの比較 (μ)

要素 No.	CASE-1	CASE-2	CASE-3	低減率
1	14.4	13.8	15.0	1.09
2	14.7	14.0	15.4	1.10
3	12.5	12.1	13.0	1.07
4	9.9	9.3	10.1	1.09
5	19.5	18.9	17.5	0.93
6	21.8	21.2	19.4	0.92
<u>7</u>	31.1	<u>30.7</u>	<u>19.5</u>	<u>0.64</u>
8	18.0	17.9	19.5	1.09
9	36.0	35.7	169.0	4.73
<u>10</u>	95.7	<u>95.2</u>	<u>174.0</u>	<u>1.93</u>
<u>11</u>	225.0	<u>225.0</u>	<u>180.0</u>	<u>0.80</u>
<u>12</u>	228.0	<u>227.0</u>	<u>184.0</u>	<u>0.81</u>
<u>13</u>	219.0	<u>219.0</u>	<u>183.0</u>	<u>0.84</u>
14	203.0	202.0	177.0	0.88
15	178.3	178.0	157.0	0.88
16	149.0	149.0	131.0	0.88
17	121.0	121.0	106.0	0.88
18	95.6	95.1	82.5	0.87
19	72.2	71.7	61.6	0.86
20	50.6	50.2	42.3	0.84
21	32.2	31.6	31.8	1.01
22	37.0	36.5	36.7	1.01
23	35.1	34.8	35.0	1.01
24	25.5	25.2	25.3	1.00
25	9.5	9.4	9.4	1.00

CASE-1: セグメント、継手の直列バネによる等価引張剛性

CASE-2: (7-3-16) 式による等価引張剛性

CASE-3: $G_d = 5 \text{ kgf/cm}^2$, $t = 5 \text{ cm}$ の免震層を介在

表7-4-5 等価剛性の評価法の違いおよび免震層の有無による
セグメントに発生する最大引張ひずみの比較 (μ)

要素No.	CASE-1	CASE-2	CASE-3	低減率
1	1.1	2.1	2.4	1.14
2	1.0	1.7	2.2	1.29
3	0.3	0.3	0.7	2.33
4	0.0	0.0	0.1	—
5	1.8	2.3	1.9	0.83
6	2.9	4.1	2.6	0.63
7	3.3	<u>23.1</u>	<u>2.2</u>	<u>0.10</u>
8	0.1	2.5	2.1	0.84
9	0.1	1.0	3.9	3.90
10	0.9	<u>8.3</u>	<u>4.3</u>	<u>0.51</u>
11	8.4	<u>19.1</u>	<u>6.6</u>	<u>0.34</u>
12	10.0	<u>16.8</u>	<u>8.1</u>	<u>0.48</u>
13	10.9	<u>14.9</u>	<u>9.2</u>	<u>0.62</u>
14	11.6	15.0	11.3	0.75
15	9.9	12.7	10.9	0.86
16	6.5	8.5	7.8	0.92
17	3.2	4.0	4.1	1.03
18	0.2	0.4	0.4	1.00
19	0.1	0.2	0.1	2.00
20	0.4	0.6	0.6	1.00
21	1.5	2.1	2.6	1.07
22	3.3	4.1	4.4	1.00
23	5.5	6.5	7.5	1.15
24	6.6	7.6	8.4	1.11
25	3.6	4.0	4.3	1.08

CASE-1 : セグメント、継手の直列バネによる等価引張剛性

CASE-2 : (7-3-16) 式による等価引張剛性

CASE-3 : $G_d = 5 \text{ kgf/cm}^2$, $t = 5 \text{ cm}$ の免震層を介在

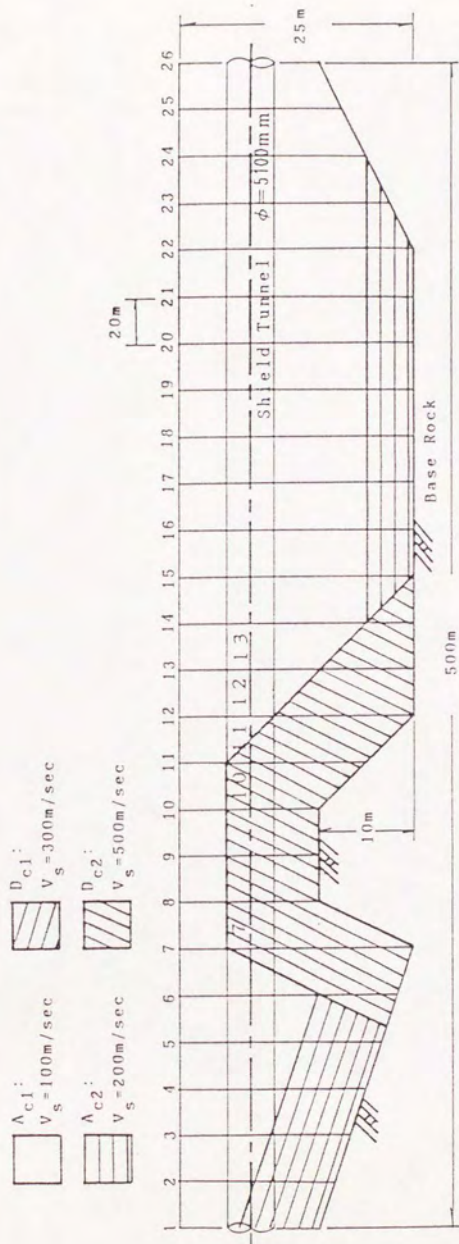
表7-4-6 等価剛性の評価法の違いおよび免震層の有無による
継手に発生する最大軸力(引張)の比較(ton·f)

要素 No.	CASE-1	CASE-2	CASE-3	低減率
1	16.2	6.3	7.1	1.13
2	14.5	18.9	23.9	1.26
3	4.0	3.8	7.7	2.03
4	0.3	0.5	0.7	1.40
5	26.7	25.0	20.5	0.82
6	43.9	45.6	28.4	0.62
7	48.8	<u>26.2</u>	<u>32.9</u>	<u>1.26</u>
8	1.5	2.9	2.4	0.83
9	0.8	1.1	4.4	4.00
<u>10</u>	13.5	<u>9.4</u>	<u>64.9</u>	<u>6.90</u>
<u>11</u>	126.0	<u>21.7</u>	<u>99.1</u>	<u>4.57</u>
<u>12</u>	150.0	<u>186.0</u>	<u>121.0</u>	<u>0.65</u>
<u>13</u>	163.0	<u>165.0</u>	<u>138.0</u>	<u>0.84</u>
14	175.0	166.0	125.0	0.75
15	149.0	141.0	121.0	0.86
16	98.0	93.8	86.2	0.92
17	47.4	44.8	44.8	1.00
18	3.6	4.3	4.5	1.05
19	0.9	2.0	1.1	0.55
20	6.4	6.7	6.6	0.99
21	22.8	23.2	28.2	1.22
22	50.1	45.0	48.8	1.08
23	82.1	72.5	82.8	1.14
24	98.3	84.3	93.1	1.10
25	53.8	44.6	47.4	1.06

CASE-1 : セグメント、継手の直列バネによる等価引張剛性

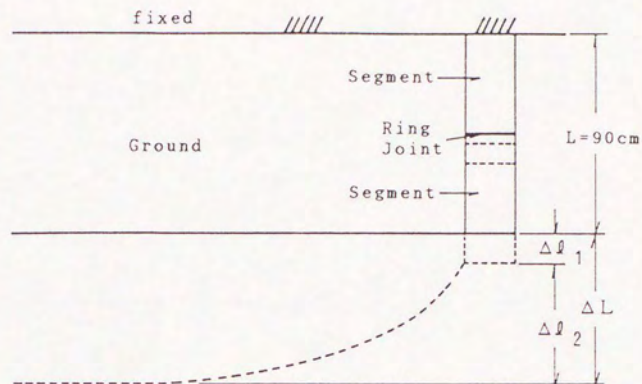
CASE-2 : (7-3-16) 式による等価引張剛性

CASE-3 : $G_0 = 5 \text{ kgf/cm}^2$, $t = 5 \text{ cm}$ の免震層を介在

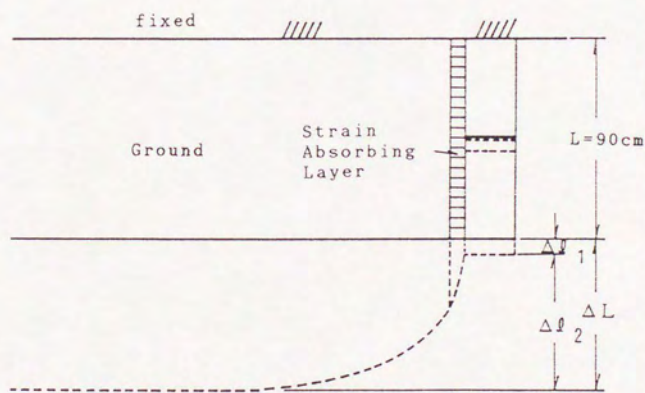


(274)

図7-4-1-1 解析対象とする地盤およびトンネルモデル概念図



(a) 免震層無し



(b) 免震層有り

図7-4-2 地盤〜トンネル間の相互作用バネ定数算定のための模式図

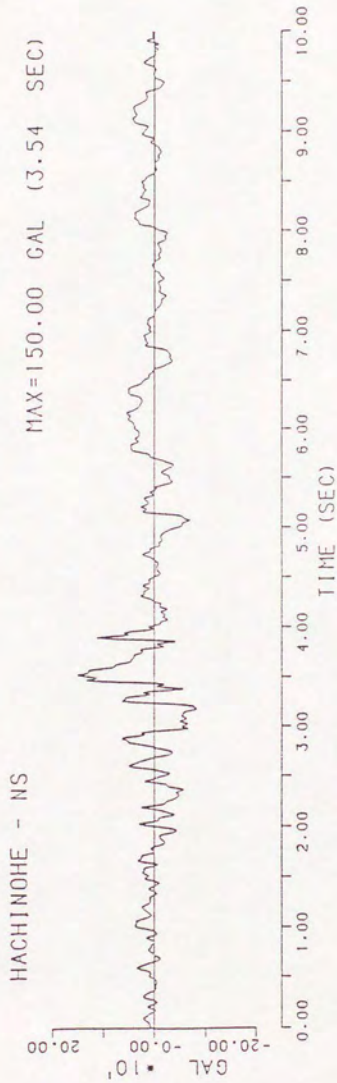


図7-4-3 入力地震波波形 (1968年十勝沖地震、八戸港NS成分)

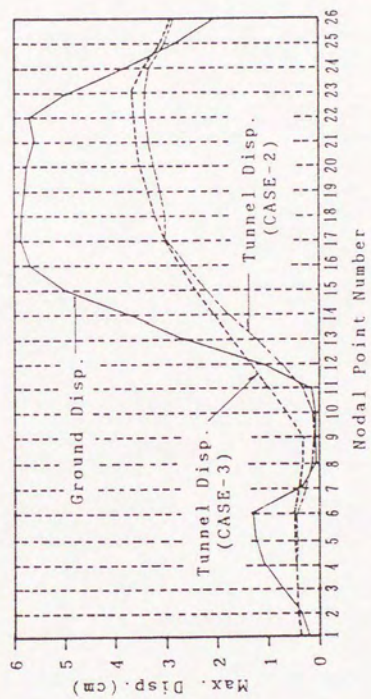
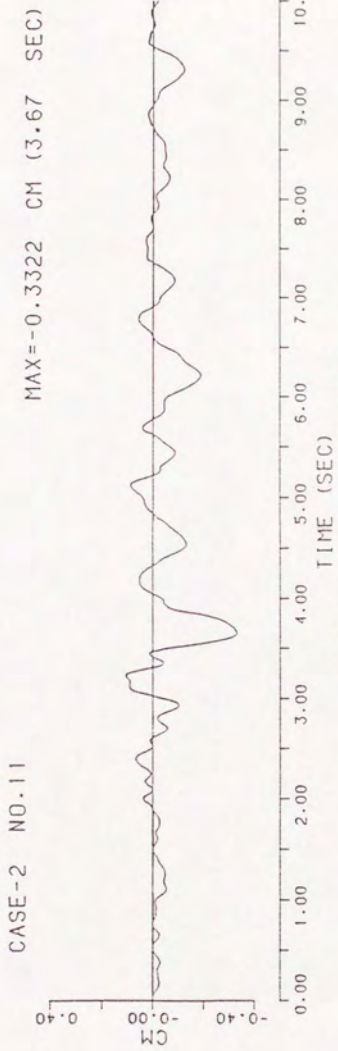
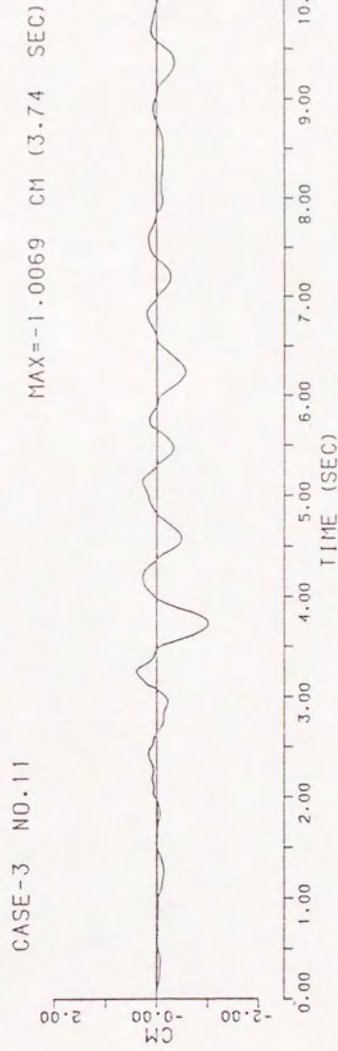


図7-4-4 トンネル最大変位分布図 (CASE-2、CASE-3)



(a) CASE-2 (免震層無し)



(b) CASE-3 (免震層有り)

図7-4-5 節点No. 11のトンネル変位応答波形

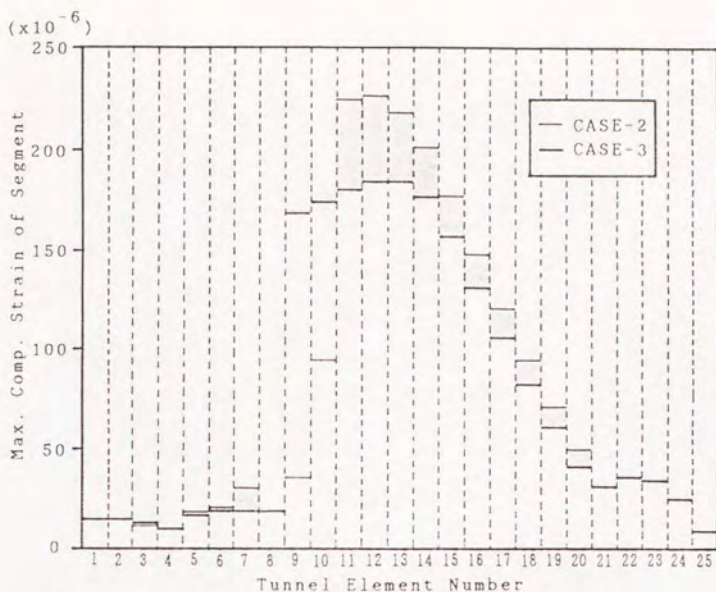


図7-4-6 セグメント最大圧縮ひずみの比較 (CASE-2、CASE-3)

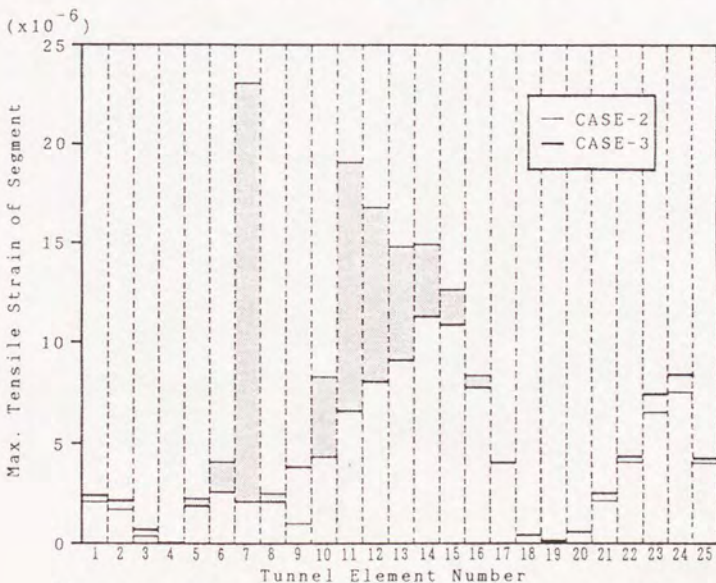


図7-4-7 セグメント最大引張ひずみの比較 (CASE-2、CASE-3)



(a) CASE-2 (免震層無し)

(b) CASE-3 (免震層有り)

図7-4-8 免震層介在部におけるセグメントひずみ応答波形の比較 (正引張)

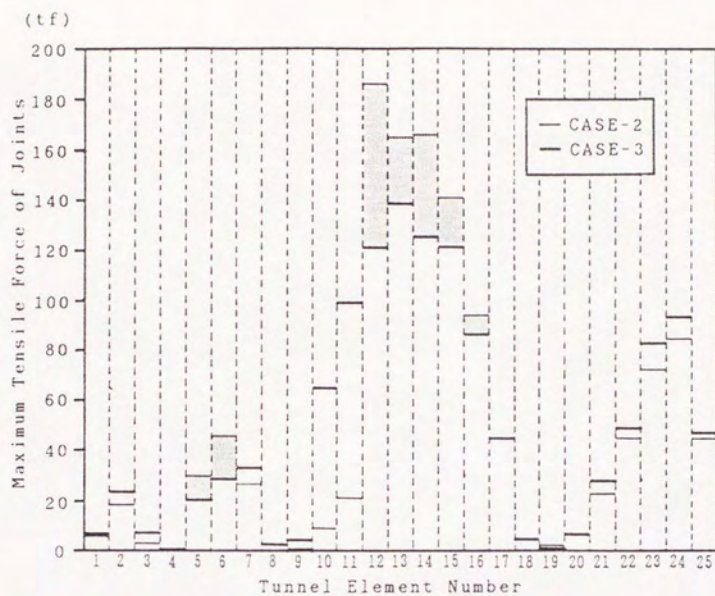


図7-4-9 継手最大引張軸力の比較 (CASE-2、CASE-3)

第8章 結論

本論文では、実地震時挙動観測、模型振動実験、地震応答解析を通して、多岐にわたってシールドトンネルの耐震性評価について検討を行った。さらにこれら基礎的研究によって得た知見に基づいて、シールドトンネルの免震化を図る第一ステップとして免震構造を提案するとともに、そのメカニズム、効果の評価手法、地震応答解析手法を明らかにし、実用化のための研究資料を示した。以下に本論文の内容と得られた結論をまとめる。

第1章： 第1章は緒論であり、シールドトンネルの重要性、特徴、現状の耐震性評価についての問題点等を解説し、本研究の目的、論文の構成を示すことによって、本研究の位置付けを明らかにしている。

第2章： 第2章では既往の研究についてまとめている。トンネルの地震観測、トンネルの地震応答解析、シールドトンネルの等価剛性の3つの研究に分類し、各研究分野毎に研究のヒストリカルレビューを行い、問題点を抽出した。

第3章： 第3章では横浜市において実施しているシールドトンネルの実地震時挙動観測結果についてまとめたもので、観測により得られた主な結論をまとめると以下のようになる。

(1) 観測地点の溺れ谷地形に起因する2つの地盤震動モードが確認され、またトンネル軸ひずみの分布が2つのタイプの地震動で異なることが示され、トンネル地震時挙動を支配するのは周辺地盤の震動であり、表層地盤の地震時挙動を正確にシミュレートすることが、トンネルの耐震性評価でもっとも重要であることがわかった。

(2) リング間継手部でセグメント本体部より大きなひずみが観測され、軸方向変形については継手が変位を吸収することが示された。

(3) 一方トンネル断面変形に関しては、ピース間継手で変位吸収は行っておらず、セグメント同士が一体となって変形することがわかった。

第4章： 第4章は地震応答解析に用いるシールドトンネルの等価剛性についてまとめたものである。まず地震観測結果のうち、セグメント本体部と継手部の軸方向ひずみの実測値を整理

し、次にバネモデルにより実測結果をシミュレートすることを試み、トンネル周辺地盤の剛性の影響（せん断抵抗）を考慮した等価軸剛性、等価曲げ剛性を提案している。以下に得られた主な結論を示す。

（１）地震観測による実測値を整理することにより、継手の変位吸収量はセグメント～継手の直列バネから想定されるよりも少なく、現行の等価剛性では継手の変位吸収を過大に評価していることがわかった。

（２）この原因をトンネル周辺地盤のせん断抵抗と考え、地盤の剛性をパラメータとしたバネモデルによる数値解析で、その影響を定性的に示すことができた。

（３）応答変位法による耐震検討および地震応答解析に用いるシールドトンネルの等価剛性を地盤の剛性の関数である剛性低減係数とセグメントの剛性との積の形で定義した。

第5章： 第5章は3次元的な拡がりを有する表層地盤の地震時挙動の解析を可能とし、溺れ谷地形をはじめとする複雑な表層地盤中のトンネルの地震時応答を解析するための擬似3次元地盤モデルについてまとめたものである。線形、非線形解析における数式化について解説し、模型振動実験によって数値解析モデルを検証し、解析例を示すことによりモデルの適用性について説明している。本章で得られた主な結論を以下に示す。

（１）田村らによって提案されたバネマス系地盤モデル（擬似2次元）を平面的に拡張し、せん断基本振動を表す1質点バネマスを、平面応力状態の下で単位厚みの平板によって平面的に結合し、バネマス系とFEMのハイブリッドモデルとして擬似3次元地盤モデルを定式化した。

（２）アクリルアミドゲルによって境界、基盤の起伏の複雑な表層地盤模型を製作し、振動台でサイン波加振を行って確認した表層地盤の振動モードを、擬似3次元地盤モデルによるモード解析によりシミュレートし、十分な精度で振動数、振動モードを再現できることを検証した。

（３）東京湾横断道路シールドトンネルの計画ルート中で、地盤の3次元性が問題となる地点を選定、モード解析を行って、擬似2次元モデルによる解との比較を行い、本モデルの優位性と適用すべき地盤について明らかにした。

（４）等価線形化法を用いた非線形解析のための定式化を行い、線形解析との違いを解析例を示して明らかにした。

第6章： 第6章は地震観測で得られた表層地盤およびシールドトンネルの実地震時挙動を、第5章の擬似3次元地盤モデルおよび第4章の等価剛性梁のトンネルモデルによる地震応答解析でシミュレートすることを試みたものである。以下に本章で得られた主な結論を示す。

(1) 地震観測地点の表層地盤を擬似3次元地盤モデルによってモデル化してモード解析を実施し、観測で確認された2つのタイプの地盤震動に相当する2つの振動モードを解析することができた。

(2) 震央の方向を考慮した位相差入力による時刻歴応答解析を行うことにより、地盤の加速度応答、トンネルの軸方向ひずみ応答を、時刻歴応答特性(位相)、絶対値の両面で精度良くシミュレートすることができた。

(3) 上記の結果より、擬似3次元地盤モデル、トンネルの等価剛性を実地震時挙動を用いて検証することができた。

第7章： 第7章では、地盤～トンネル間に免震層を介在させることによるシールドトンネルの免震構造について、模型振動実験による原理確認、軸対称FEM解析による免震効果の定量的評価、免震トンネルの地震応答解析の具体例とこれに基づく免震層の配置と免震効果の関係等についてまとめている。またシールドトンネルの等価引張剛性、地盤～トンネル間の相互作用バネの算定法といったトンネルの動的応答解析モデル全般についても、総合的に考察を行っている。以下に本章で得られた主な結論をまとめた。

(1) シールドトンネル模型を地盤模型内に埋設し、模型振動実験を行うことにより、免震層が存在する場合、免震層のない場合に比べてセグメントひずみは低減し(免震層の第1の効果)、セグメントの変形に対する継手の変形の割合は増加する(免震層の第2の効果)という、シールドトンネルの免震構造による効果を原理的に確認できた。

(2) 3次元軸対称問題として、FEM解析により地盤～トンネル間の相互作用を解析する手法を考案し、この解析により免震層の厚みもとせん断弾性係数 G_0 をパラメータとして、セグメントひずみ低減効果の(免震層の第1の効果)定量的評価を可能とした。

(3) また免震層を介在させた場合、引張変形時のセグメントと継手の変位の比は両者のバネ定数の逆数にはほぼ一致することが確認でき、継手による変位吸収効果が十分に得られる(免震層の第2の効果)だけでなく、免震トンネルの等価引張剛性を、セグメントと継手の直列バネ系より一義的に決定できることが示された。

(4) FEMによる解析結果に基づき、引張変形時の地盤～トンネル間の相互作用を解析でき

るバネモデルによるマクロモデルを構築し、これより周辺地盤の影響を考慮したシールドトンネルの等価引張剛性を算定する簡易式を導いた。

(5) また免震層によるセグメントひずみ低減率を解析できるバネモデル(マクロモデル)を構築した。

(6) トンネルの動的応答解析に用いる地盤～トンネル間の相互作用バネを、軸対称FEM解析から与える方法を、新たに提案することができた。

(7) 免震トンネルの地震応答解析を実施し、免震層による圧縮・引張変形時のセグメントひずみの低減、継手軸力の低減、免震層を介在させることによるトンネルの地震時変形の相違について検討を行った結果、セグメントひずみ低減効果は引張時に著しい。

(8) 免震層を介在させることにより、セグメントに対する継手の変位吸収の割合は増加するが、継手に発生する軸力(変位)の絶対値は低減する。

(9) またひずみ集中部に免震層を介在させることにより、トンネルひずみとその周辺へと分散されること(免震層の第3の効果)が明らかとなり、地盤から伝達される変位の直接的な吸収とトンネルひずみ分散を考慮し免震層の適切な配置を行うことにより、シールドトンネルの免震化を図ることが可能である、ことが示された。

以上述べてきたように、本論文ではシールドトンネルの耐震性評価について、広範囲にわたって筆者が行ってきた研究をまとめ、またシールドトンネルの耐震性を向上させる手法として免震構造を提案し、その効果の評価法、耐震解析法に関する基礎的研究成果をまとめたものである。

地下は地震に対して安全であると言われるが、地下にある構造物が安全か否かの評価手法(耐震設計法、耐震解析法)には、まだまだ改良の余地が大いに残されていると思われる。それは何故かといえば、地下構造物の振動が地盤の震動に支配されており、その地盤の振動を予測するのがもっとも難しいからである。本論文では地盤の振動に重点を置き、表層地盤の振動を解析するモデル、地盤とトンネルとの間の相互作用について研究的を絞った。しかし本論文で取扱っているのは、基本的にはまだ線形の範囲内であり、大地震時のシールドトンネルの耐震性を評価するには十分とは言えない。今後はさらに地盤の非線形性にも注目し、シールドトンネルにかかわらず、様々な地下構造物の耐震性評価法、免震構造についても研究を続けてゆく所存である。

謝 辞

筆者がシールドトンネルの耐震に関わりをもったのは、1984年に東京大学生産技術研究所・田村研究室にて、シールドトンネルの地震観測結果の解析作業に従事したのがきっかけである。以後シールドトンネルの実地震時挙動データから何かを発見してやろうと取組む毎日が約4年間続いた。地震観測データを解析しているうち、データ解析だけでは我慢しきれず、次第に模型振動実験、数値シミュレーションへとエスカレートし、1988年ごろから学位論文を目指すようになった。このように筆者を導き、知らず知らずのうちに研究者として育てて下さったのが、東京大学生産技術研究所・田村重四郎教授である。田村教授には貴重な時間をかなりさいて頂き、耐震工学の初歩から御教授いただいた。また耐震工学に対して素人だった筆者の愚かな発言に対しても耳を傾けていただき、適切なアドバイスをして下さい。ここに心から深い感謝の意を表します。

東京電力株式会社・送変電建設本部、地中線建設所の皆様には、貴重な地震観測データの解析をさせて頂いた。この機会がなければ、筆者の論文は存在しなかった。ここに改めて深く感謝致します。

東京大学生産技術研究所・小長井一男助教授には、筆者の研究に対し異なった観点から厳しい御質問、的確な御助言を頂いた。思わず自分の研究を見直すことがしばしばあり、おかげで研究の成熟度を増すことができた。東京大学名誉教授・岡本舜三博士には、シールドトンネルのリング継手の地震時変形に、“トンネル周辺地盤の影響が係ってくる”という第4章、第7章の研究に結びつい御助言を頂いた。この御助言が、研究を進めるに当り随分心の支えとなった。また加藤勝行氏（当時田村研究室助手）には、つきっきりで振動実験の御指導を賜った。ここに深く感謝致します。

熊谷組・田部井氏、稲森氏には、地震観測データの解析、模型振動実験を手伝って頂いた。第7章をまとめるに当たっては、熊谷組技術研究所・宇波氏に意欲的にFEM解析を担当して頂いた。また、本論文を提出するに当たり、熊谷組技術研究所の諸先輩方に御協力頂いた。ここに、深く感謝の意を表します。

最後に、筆者が研究を遂行、論文をまとめるに当り、精神的な援助を惜しまなかった妻・真理と長女・絵理香に感謝致します。

参 考 文 献

- 1) Sakurai, A. and Takahashi, T.: Dynamic Stresses of Underground Pipe Lines during Earthquakes, Proc. 4th World Conference on Earthquake Engineering, 1969, pp.81-95
- 2) 田村、加藤： 地震時における地盤とトンネルの挙動について、第34回土木学会年次学術講演会、第1部、1979、pp.356-357
- 3) 田村、加藤： 地震時におけるトンネル壁の歪の経時変化について、第35回土木学会年次学術講演会、第1部、1980、pp.590-591
- 4) 田村、加藤、酒井： 地震時におけるトンネルの変形について、第36回土木学会年次学術講演会、第1部、1981、pp.485-486
- 5) 田村、岡本、加藤： トンネルの地震観測、第5回日本地震工学シンポジウム、1978 pp.935-960
- 6) Tamura, C., Kato, K. and Kido, Y. : Deformation of Tunnel in Soft Ground during Earthquakes, Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering, 1984, pp.711-718
- 7) 和田克哉、泉博充： 講座・地震応答解析のための土の動的性質、沈埋トンネルの地震応答解析、土と基礎、第34巻7号、1986、pp.83-88
- 8) 岩本、若井、山路： 耐震ダクタイル管路の地震時挙動観測（地盤ひずみと伝ば速度）、第6回日本地震工学シンポジウム、1982、pp.1929-1935
- 9) Nakamura, H., Katayama, T. and Kubo, K.: Qualitative Analysis of observed Seismic Strains in Underground Structures, Bull. Earthq. Resist. Struc. Research Center, No.14, 1981, pp.55-77
- 10) 西尾、宇梶、塚本： 地中埋設管の地震時挙動に関する研究、第5回地震工学シンポジウム、1978、pp.921-928
- 11) 大石、関口： 埋設管路の地震時ひずみの発生機構に関する二、三の考察、土木学会論文集 第350号、I-2、1984、pp.227-236
- 12) 土山、中村、早川、末富： 地中構造物の地震時挙動におよぼす地震動特性の影響、第19回日本地震工学シンポジウム、1986、pp.513-516

- 13) Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M.: Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel during Earthquakes. Report of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo, Vol.24, No.5, March, 1975
- 14) 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による解析, 東京大学大学院工学系研究科修士論文, 1983年3月
- 15) 鈴木猛康: 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応用, 熊谷技報, 第40号, 1987年2月, pp.25-35
- 16) 塚本、西尾、羽村: 埋設管の地震時応力に関する研究(第5報) - 地盤構造急変部における埋設管の地震応答 -, 東京ガス株式会社技術研究所報告, 第29号, 1984, pp.69-91
- 17) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, T. and Seed, H. B.: FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Report No.EERC 75-30, University of California, Berkeley, 1975
- 18) 田村重四郎: 地下構造物の設計と施工, 沈埋トンネルの耐震設計, 1976, pp.53-80
- 19) 藍田正和, 西野健三: シールドトンネルのセグメント継手部剛性を考慮した耐震解析, 中部電力研究資料, 第73号, 1984, pp.1-21
- 20) 川島、大日向、加納、志波: 交番載荷実験に基づくRCシールドセグメントの力学特性, 第19回地震工学研究発表会, 1987年7月, pp.361-364
- 21) 西野、吉田、小泉: シールドトンネルの縦断方向の現場載荷試験とその考察, 土木学会論文集, 第376号, III-6, 1986, pp.131-140
- 22) 東京電力シールド洞道耐震研究委員会: シールド洞道地震観測計画書, 1983年3月
- 23) 日野幹雄: スペクトル解析, 朝倉書店, 1986, pp.210-225
- 24) 亀田弘行: 強震地震動の非定常パワースペクトルの算定法に関する一考察, 土木学会論文報告集, 第235号, 1985年3月, pp.55-62
- 25) 竹内、鈴木、田村: 地盤の上下動ともなうシールド洞道の断面変形について, 土木学会第42回年次学術講演会, 第1部, 1987, pp.1078-1079
- 26) 土岐憲三: 土木学会編 新体系土木工学11 構造物の耐震解析, 1981, pp.214-218
- 27) 社団法人日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説, 1980
- 28) 財団法人国土開発技術研究センター: トンネル耐震継手技術基準(案), 1979
- 29) 田村、桑原、鈴木: シールド洞道のリング継手の地震時挙動, 生産研究, 第38巻第11号, 1986, pp.19-22

- 30) Suzuki, T., Tamura, C. and Maeda, H. : Earthquake Observation and Response Analysis of Shield Tunnel, 第7回日本地震工学シンポジウム, 1986, pp.1903-1908
- 31) Tamura, C. and Suzuki, T. : A Quasi-Three-Dimensional Ground Model for Earthquake Respose Analysis of Underground Structures - Construction of Ground Model-, 生産研究, 第39巻 第1号, 1987, pp.37-40
- 32) Tamura, C. and Suzuki, T. : Proposal of a Mathematical Model for Earthquake Response Analysis of Irregularly Bounded Surface Layer, Proc. 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.2, 1988, pp.665-670
- 33) Idriss, I. M. and Seed, H. B. : Seismic Response by Variable Damping Finite Elements, Proc. ASCE, Vol.100, No.G11, Proc. Paper 10284, Jan., 1974, pp.1-13
- 34) 森地重揮 : マッシブな構造物の動特性に関する模型実験解析方法とその応用性に関する研究, 東京大学工学部博士論文, 1980
- 35) Suzuki, T., Inamoriki, H. and Tamura, C. : A Quasi-Three-Dimensional Ground Model for Earthquake Respose Analysis of Underground Structures - Verification of the Model by Vibration Tests-, 生産研究, 第39巻 第2号, 1987, pp.20-23
- 36) Bathe, K. J. : Solution of Large Generalized Eigenvalue Problems in Structural Engineering, Doctorial Thesis, University of California, Berkeley, 1971
- 37) 吉田、川口 : 東京湾横断道路のトンネル計画, トンネルと地下, 第17巻7号, 1986年, pp.7-15
- 38) 鈴木、稲森、野口 : 東京湾横断道路シールドトンネルの耐震性に関する研究(その3) -併設トンネル横断面の地震時変形に関する研究-, 熊谷技報, 第45号, 1989年3月, pp.9-16
- 39) 日本道路公団 : 東京湾横断道路技術調査報告書中間報告書(案), 1985年7月
- 40) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects : Proc. ASCE, Vol.98, No.SM6, Proc. Paper 8977, June, 1972, pp.603-624
- 41) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves : Proc. ASCE, Vol.98, No.SM7, Proc. Paper 9006,

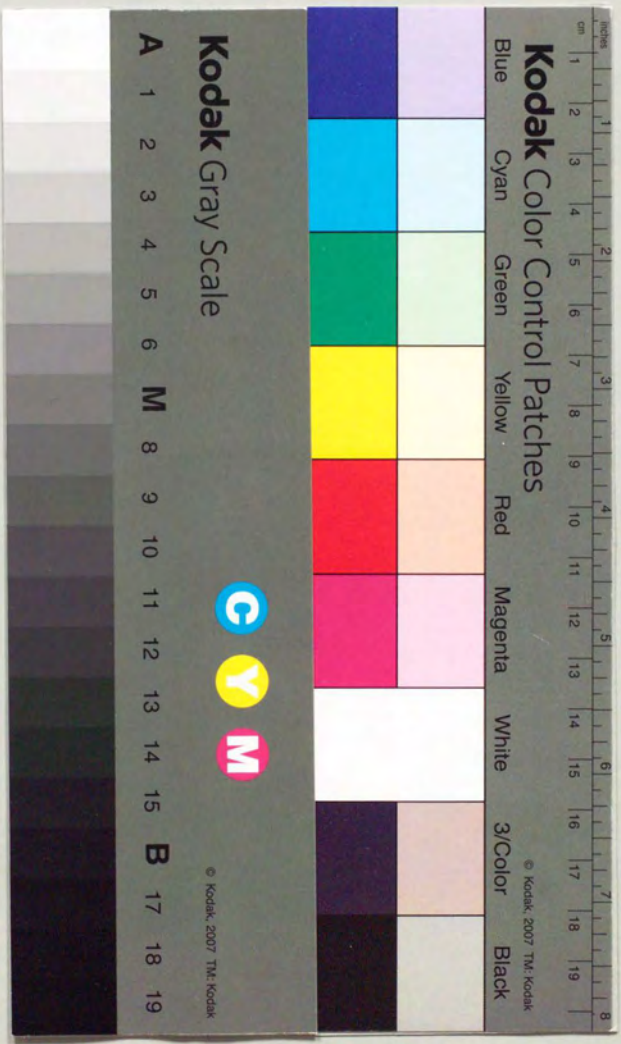
July, 1972, pp.667-692

- 4 2) Jennings, P. C. : Periodic Response of a General Yielding Structure, Proc. ASCE, No.EM2, 1964, pp.131-163
- 4 3) Iwan, W. D. : On a Class of Continuous and Composite Systems, Trans. ASME, Vol.34, No.13, Sept., 1967, pp.612-617
- 4 4) 柴田徹, Soalarno, D. S. : 繰返し荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性, 土木学会論文集, 第 239号, pp.57-65, 1975
- 4 5) Pyke, R. : Nonlinear Soil Models for Irregular Cyclic Loadings, Proc. ASCE, Vol.105, No.G16, June, 1979, pp.715-726
- 4 6) Martin, G. R., Finn, W. D. L. and Seed, H. B. : Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading, Proc. ASCE, Vol.G15, May, 1975, pp.423-437
- 4 7) 石原研而 : 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 1982, pp.196-202
- 4 8) 建設省土木研究所 フィルダム研究室 : 宮城県沖地震の際の構水ダムの強震記録デジタルデータ
- 4 9) 荒川, 川島, 相沢 : 応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形, 土木技術資料, Vol.26, No.7, 1984
- 5 0) 田村, 鈴木, 桑原 : メキシコ地震震害調査報告書, 昭和写真印刷所, 1986年1月
- 5 1) 鈴木猛康, 稲森光洋 : 擬似3次元地盤モデルによる解析例, 第42回土木学会年次学術講演会, 第1部, 1988, pp.1062-1063
- 5 2) 鈴木, 稲森, 木戸, 野口 : 東京湾横断道路シールドトンネルの耐震性に関する研究 (その2) - 擬似3次元地盤モデルによるモード解析 -, 熊谷技報, 第42号, 1987, pp.97-106
- 5 3) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No.EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972
- 5 4) Hwang, R. N. and Lysmer, J. : Respose of Buried Structures to Traveling Waves, Proc. ASCE, Vol.107, No.G12, 1981, pp.183-200
- 5 5) 田村, 日向, 鈴木 : シールドトンネルの実地震時挙動のシミュレーション, 第19回地震工学研究発表会, 1987年7月, pp.493-496
- 5 6) Tamura, C., Hinata, Y. and Suzuki, T. : Earthquake Observation and Response

Analysis of a Shield Tunnel, Proc. 9th world Conference on Earthquake Engineering, Vol.6, 1988, pp.563-568

- 57) 土岐憲三： 新体系土木工学10 構造物の耐震解析，技報堂出版，1981，pp.216-218
- 58) 田村重四郎他： 1985年9月19日メキシコ地震の被害，土木学会誌，1986年5月，pp.79-85
- 59) 鈴木猛康： シールドトンネルの免震構造に関する模型振動実験，第20回地震工学研究発表会，1989年7月，pp.565-568
- 60) Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N.: Theory of Elasticity, Third Edition, McGraw Hill Book Company, 1970
- 61) 鈴木猛康： 周辺地盤の剛性を考慮したシールドトンネルの等価剛性，第43回土木学会年次学術講演会，第1部，1988，pp.1160-1161
- 62) 野口，田村，鈴木： シールドトンネルリング継手部周辺地盤が等価剛性に与える影響について，第45回土木学会年次学術講演会，第1部，1990
- 63) 鈴木猛康，宇波邦宣： シールドトンネルの免震構造に関する研究（その2）——地震応答解析への適用——，第45回土木学会年次学術講演会，第1部，1990





Kodak Color Control Patches

Blue Cyan Green Yellow Red Magenta White 3/Color Black

Kodak Gray Scale

A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19



© Kodak, 2007 TM: Kodak