

シールドトンネルの断面内地震時応力低減効果に関する実験的研究

竹内幹雄*・井戸田芳昭**・高橋 忠***・三澤孝史****

本論文は、通常のシールドトンネル等の施工過程で発生するテールボイドに、軟らかい裏込材を使用した場合のトンネル断面方向地震時応力の低減効果を取りまとめたものである。まず、模型トンネル・地盤を作成し、これに純せん断載荷を行い低減効果を確認した。実験の微小ひずみ段階をFEMでシミュレーションし良好な一致を得た。実構造物を対象にFEM解析を行い、軟らかい裏込材により低減効果が得られることを示した。

Key Words : shield tunnels, seismic stresses, pure shear loading test, seismic response analysis, seismic isolation system

1. はじめに

地下空間の有効利用が、ますます拡大して行く中でシールドトンネルも、東京湾横断道路や環状7号線地下調整池に見られるように、外径14m級の大断面トンネルが、比較的地盤の深部に建設されるようになってきた。トンネルが大断面化すると、地震時の影響について次の点が指摘されている。

1) トンネル軸方向については、地盤剛性変化部等で発生する曲げモーメントにより大きな曲げひずみが発生し、軸力により発生する軸ひずみより大きくなる場合があり、軸方向、軸直角2方向の解析による証査¹⁾が必要となる。

2) トンネル上下端の変位差も大きいため、地震時応力によって断面が決定される場合が多い²⁾。

本文は、この内、2)について着目し、通常のシールドトンネル施工法で発生するテールボイドに裏込材として軟らかい材料を使用した場合^{3),4)}のトンネルの地震時応力低減効果について取りまとめたものである。

2. 研究の基本的考え方およびフロー

ここでは、均質地盤を対象に検討を進めたが、不均質地盤は次の機会とする。

一般に地震動が来襲すると、地盤は1次モードが卓越した振動をするので、自然地盤の変位とひずみはFig.1のように示され次式で表現されている。

$$U(z) = U_h \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot Z}{2H_g}\right) \dots\dots\dots (1)$$

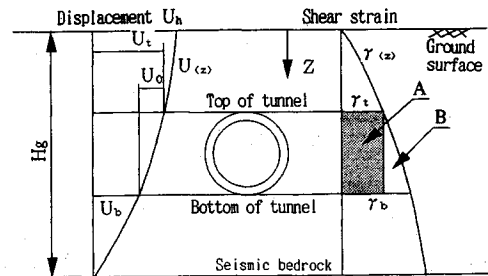


Fig.1 Displacement of ground and Shear strain

$$\gamma(z) = \frac{\pi \cdot U_h}{2H_g} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z}{2H_g}\right) \dots\dots\dots (2)$$

この相対変位(ひずみ)により構造物には、地震時外力が導入され、応力が発生する。もし、地盤と構造物の相互作用がバネで表現されると仮定した場合は、自然地盤のせん断力と相対変位を考慮すれば、応答変位法で比較的良好にFEM等の解析結果と類似した答を得る⁵⁾。

さらに、 $U_0 = U_t - U_b$ の相対変位を考え応答変位法を適用し、この間が単純せん断変形と仮定した場合は、FEM解析結果より約1割減の応力を与える等のこと⁶⁾が報告されている。言い替えると、Fig.1の場合では、 $(\gamma_t + \gamma_b)/2$ の様なせん断ひずみを考慮することによって、大半の応力が評価できるとのことであるので、地震時の地盤ひずみは、概ねA部のような様なせん断ひずみで表現されるとし、B部は補正的なものであると考えた。様なせん断ひずみ場におけるシールドトンネルと地盤の相互作用はFig.2に示すような加力実験で模擬される。すなわち、十分な拡がりを持つ地盤の中にトンネルがあり、地盤内に純せん断応力場が生ずるように互いに直交し、かつ大きさが等しく符号が反対な垂直応力を作用させた時の、地盤とトンネルの挙動で表現できる。

この載荷方式を用いて、Fig.3に示すフローチャート

* 正会員 工修 (株)奥村組技術開発部 (〒107 東京都港区元赤坂1-3-10)
 ** 正会員 (株)奥村組技術開発部
 *** 正会員 (株)奥村組東京支社
 **** (株)奥村組技術開発部

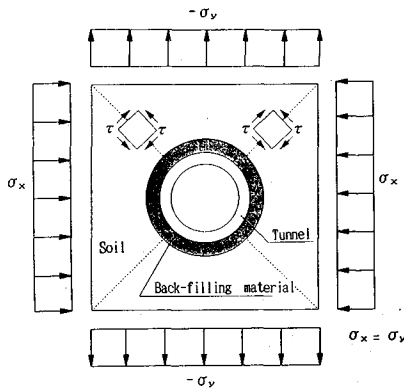


Fig.2 Illustration of loading test

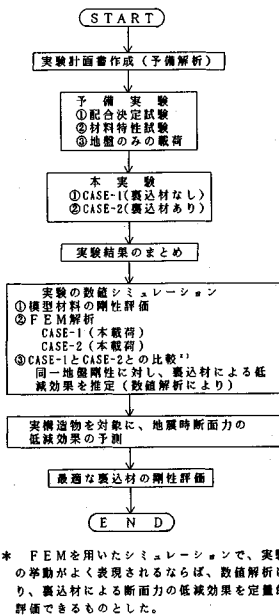


Fig.3 Research flowchart

に従って研究を実施した。

3. 模型実験の概要

(1) 実験装置⁷⁾

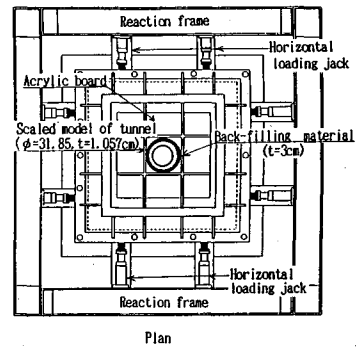
地盤トンネル構造系の外周に一樣なせん断応力を発生させる装置として、Fig.4 に示すものを用いた。本装置の特徴は以下の通りである。

① 三軸圧縮状態の再現

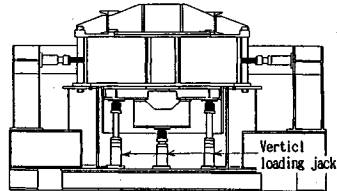
上下面に作用する鉛直ジャッキおよび水平面に作用する水平ジャッキにより、各面に独立した対称応力を導入できる。

② せん断応力場の再現

各面に任意に対称応力を導入できることから平面ひずみ場、平面応力場の単純せん断および純せん断試験が可能である。



Plan



Elevation

Fig.4 Loading apparatus

③ 土槽－供試体間の摩擦低減

土槽と供試体間に、グリースを塗装したラテックスメンプレンを貼る⁸⁾ことにより摩擦を低減している。この値は、龍岡⁹⁾らによると最大で 0.007 kgf/cm^2 となっている。

④ 観測窓の設置

土槽の上蓋にアクリル製の観測窓を備えているため供試体の挙動を目視観察できる。

この装置を用いて、 $1.6 \text{ m} \times 1.6 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ の模型地盤の中央に鋼製トンネルを設置した場合、加圧板の剛性を考慮した FEM による数値解析により、 300 mm 程度の径であれば土槽境界部付近の地盤内応力が境界を無限とした場合の地盤内応力に近い状態を示した。これにより、トンネル模型は外径 318.5 mm のものを用いた。

(2) 模型材料

a) 模型地盤および裏込材

模型地盤は、粉末粘土とセメントをスラリー状にしたものを固めて作成した。粘土は木節粘土 ($G_s=2.67$, $L.L.=62.8\%$, $P.L.=27.4\%$) を、セメントは早強セメントを用い養生日数は 7 日とした。Table 1 にその配合を示す。

裏込材^{31,9)}は、早強セメントおよびアスファルト乳剤 ($P-90$) に高吸水性のカチオン性・メタアクリレート・ポリマーを混合し製作した。裏込材の厚さは、トンネル～裏込材～地盤の相互作用がより明確にでき、数値解析による評価も容易と考えられる 30 mm とした。裏込材の配合および養生日数を Table 2 に示す。

b) 模型トンネル

模型トンネルは市販鋼製円筒を用い、直土圧とせん断

Table 1 Compounding figure of model ground (weight ratio)

Clay	Water	High-early-strength cement	Water-cement ratio	curing days
100	100	15	6.67	7

Table 2 Compounding ratio of back-filling material (weight ratio)

Asphalt emulsion	High-early-strength cement	Cationic methacrylate polymer	Curing days
100	28	2	3

Table 3 Material properties of tunnel

Outside clearance D(cm)	Thickness t(cm)	Area modulus Z(cm ³ /m)	Area A(cm ² /m)	Young's modulus E(kgf/cm ²)
31.85	1.057	18.62	105.70	2.1×10 ⁶

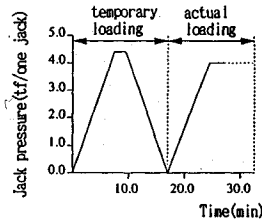


Fig.5 Equi-pressure loading pattern

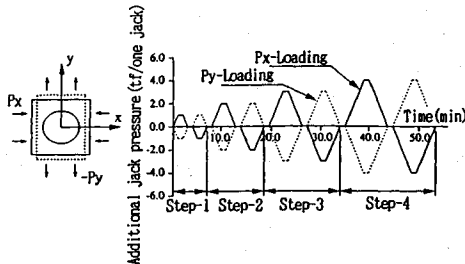


Fig.6 Load pattern of pure shear test

力計測用の切り欠き加工したのものについて断面計測とアムスラー型万能試験機による2点集中荷重による力学試験を行った。

この結果、切り欠きによる剛性低下の影響は少なく模型トンネルの断面性能として **Table 3** の値を用いた。

(3) 载荷パターン

次の手順により、载荷を行った。

a) 上下方向の変位を拘束

Fig.4 に示す鉛直圧载荷用ジャッキを作用させ、なじみ荷重を加えた後、所定の荷重 (供試体自重+0.1 kgf/cm²) を加えて変位を拘束し、この状態を初期状態とした。(平面ひずみ状態)。

b) 水平2軸を等方等圧に载荷

水平圧载荷用ジャッキを作用させ、**Fig.5** に示すパターンで水平2軸に8 tf/軸 (1 kgf/cm²) の等方等圧力を導入した。

c) せん断力の導入

b) の等方等圧状態を初期値とした後、**Fig.6** に示す

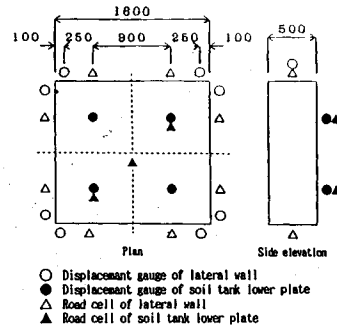


Fig.7 Instrument installed in loading apparatus

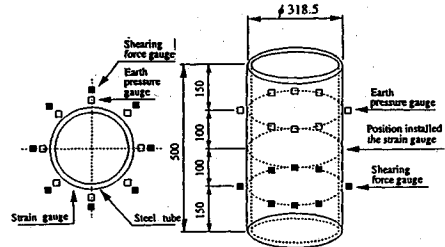


Fig.8 Gauges arrangement in model tunnel

Table 4 Material properties of model

	Young's modulus: E(kgf/cm ²)		Poisson's ratio: ν
	CASE-1	CASE-2	
Model ground	2000	1000	0.1
Back-filling material	—	50	0.4

パターンで純せん断応力を導入した。ジャッキ圧力の正は载荷であり、負は除荷を意味する。尚、载荷速度は装置の制御管理ができるσ=0.15 kgf/cm²/minとした。

(4) 計測器および配置

計測は土槽に与えた力と変位、模型トンネルに作用する外力と発生ひずみとについて行った。土槽に取り付けた計測器と配置を **Fig.7** に、トンネルに取り付けた計測器と配置を **Fig.8** に示す。土圧計、せん断力計は、鋼管の図示した位置にφ15 mm×t5 mmの切り欠きを設け取り付けた。

4. 実験結果

実験は、トンネルと地盤間に地盤より軟らかい裏込材が無い場合と有る場合の2ケースを行った。前述の配合で製作された模型地盤と裏込材の剛性を同時期・同養生条件で作成した供試体の三軸圧縮試験結果(UU試験)により、**Table 4** のように推定した。硬さ発現の差は、養生温度(日平均温度)の差によるものである。

(1) ケース1(裏込材なし)の実験結果

a) 模型のせん断応力度とひずみの関係

模型地盤側壁に加えた荷重と側壁変位により計算した

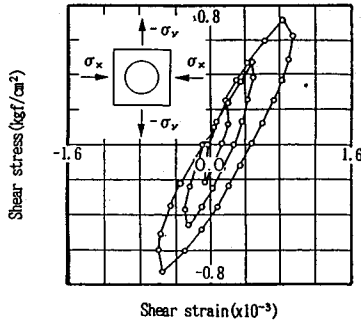


Fig.9 Relation between apparent shear stress and shear strain (case-1)

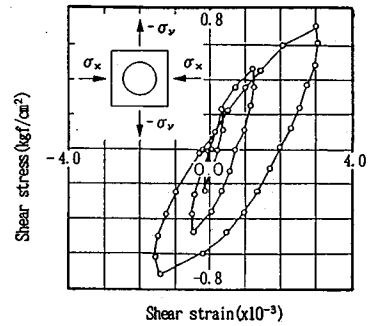


Fig.11 Relation between apparent shear stress and shear strain (case-2)

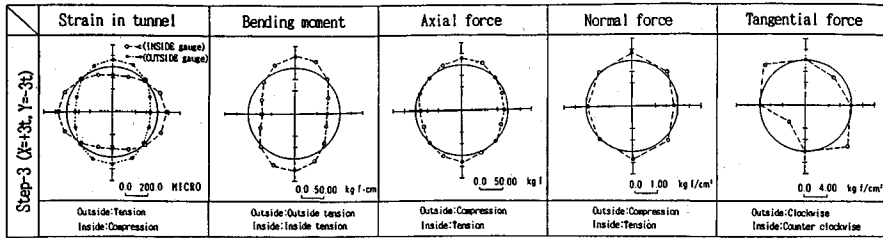


Fig.10 Distribution of strain, internal force and external force on tunnel lining (case-1)

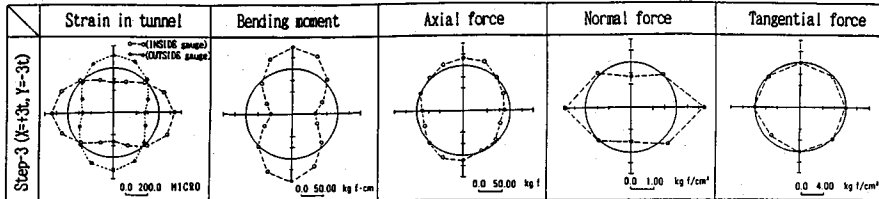


Fig.12 Distribution of strain, internal force and external force on tunnel lining (case-2)

せん断応力度 ($\tau_a = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}$) とせん断ひずみ ($\gamma_a = \epsilon_x - \epsilon_y$) の関係を Fig.9 に示す。

等方等圧の水平2軸応力を初期に導入し、載荷時のエネルギーが貯えられた状態から出発した平均主応力一定下の繰り返しせん断試験であるためか、通常の Masing 則¹⁰⁾で表現されるヒステリシス曲線と異なり、一周期後には原点付近に戻るような最初の載荷側へシフトしたループを描いている。また、ループを描く主原因は除荷開始直後の強い非線形性にあると見受けられる。図より、ひずみ γ_a が 0.5×10^{-3} レベル以下の載荷時曲線はほぼ弾性的と認められる。

b) トンネルの発生ひずみおよび作用外力

代表例としてステップ3の最大載荷荷重時におけるトンネルの発生ひずみ分布、ひずみより算出した断面力分布、土圧計より得られた法線方向外力分布、せん断力計より得られた接線方向外力分布を Fig.10 に示す。圧縮・

引張り、その他の方向について図に併記した。以下の記述はこれに従っている。

トンネルひずみは、X軸・Y軸 (Fig.6 参照) に対して対称な分布形状を示しており、算出した曲げモーメントも、X軸・Y軸上の最大値はほぼ等しいことがわかる。このことから、載荷荷重に対応したひずみが得られていることが検証できる。法線方向外力、接線方向外力についても同様のことがうかがえる。

(2) ケース2 (裏込材あり) の実験結果

a) 模型のせん断応力度とひずみの関係

ケース1と同様に、 $\tau_a \sim \gamma_a$ 関係を Fig.11 に示す。Fig.9と同様のループを描き、ひずみ γ_a が 0.5×10^{-3} レベル以下の載荷時曲線はほぼ弾性的と認められる。

b) トンネルの発生ひずみ

代表例としてステップ3の最大載荷荷重時におけるトンネルの最大ひずみ分布、ひずみより算出した断面力分布、法線方向外力分布、接線方向外力分布を Fig.12 に

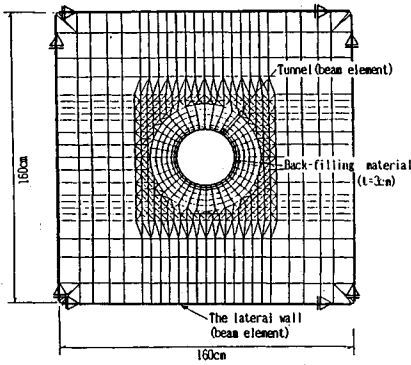


Fig.13 Model of FEM

示す。Fig.10と比較すると法線方向の外力が反転した分布をしていることと、接線方向外力が著しく低減されていることがわかる。

5. 実験の数値シミュレーション

前述のように、模型地盤作成後の日平均温度の差(約4°C/日)により地盤の硬さ発現に差があるため、実験では裏込材の有無による断面力低減の効果を直接比較ができなかった。このため、数値解析を介して比較すべくそれぞれのケースをFEMでシミュレーションすることとした。

(1) 解析モデル

Fig.9, Fig.11のうち比較的弾性を保っているせん断ひずみ 5×10^{-4} 程度以下の載荷時のデータを用いて弾性解析を行った。尚、このひずみレベルは、建設省総プロ新耐震設計法(案)によって得られる中位の地盤のひずみに近い値である。解析モデルをFig.13に示す。できるだけ実験を忠実に模擬するため、外枠を梁要素で表現し、外枠と地盤の境界にはジョイント要素を挿入することでラテックスメンブレンによるフリクションカットを表現した。トンネルはビーム要素で表現し、裏込材($t=3\text{cm}$)はトンネル外径よりそれぞれ0.5cm, 1cm, 1.5cmの3層に分割した。模型地盤の境界部に実験で得られた強制変位を入力した。

(2) シミュレーション結果

ケース1(裏込材なし)の場合は、ステップ3の $P_x=3.0\text{tf}$, $P_y=-3.0\text{tf}$ 時のデータを用いた。

ケース2(裏込材あり)の場合は、ステップ2の $P_x=-2.0\text{tf}$, $P_y=2.0\text{tf}$ 時のデータを用いた。それぞれの結果をFig.14, Fig.15に示す。また、図にはひずみ計より得られた曲げモーメント、軸力および土圧計、せん断力計のデータを併記している。多少の乱れはあるが、シミュレーションはよく実験結果を表していると言える。特に曲げモーメントに関しては極めて良好な一致を得ている。

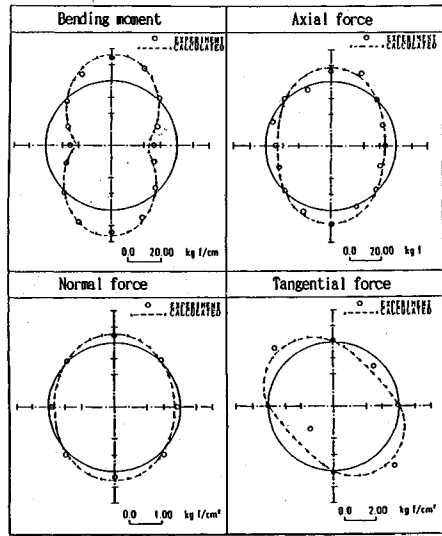


Fig.14 Comparison between experiment and simulation (case-1) : $P_x=3.0\text{tf}$, $P_y=-3.0\text{tf}$

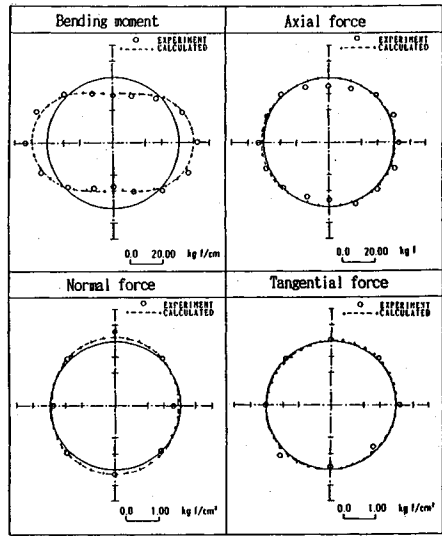


Fig.15 Comparison between experiment and simulation (case-2) : $P_x=-2.0\text{tf}$, $P_y=2.0\text{tf}$

(3) 裏込材の有無による断面力の比較

FEMで実験を良好にシミュレーションできることが判明したので、地盤を同一条件とした場合の裏込材の有無による断面力の比較を行った。

模型地盤の変形係数を実験と同じく、 $E_1=2000\text{kgf/cm}^2$ と $E_2=1000\text{kgf/cm}^2$ とし、ポアソン比を $\nu=0.1$ として、 $\sigma_x=-\sigma_y=1\text{kgf/cm}^2$ を与えた時に算出される変位 $\delta=L \cdot [(1-\nu^2) \cdot \sigma_x - \nu \cdot (1+\nu) \cdot \sigma_y] / E$, $\delta_1=\pm 0.44\text{mm}$, $\delta_2=\pm 0.88\text{mm}$ を側壁に入力した。 $E_1=2000\text{kgf/cm}^2$ の結果をFig.16に示す。図中WITH-Bfg., WITHOUT-Bfg.は裏込材の有無を示す。()

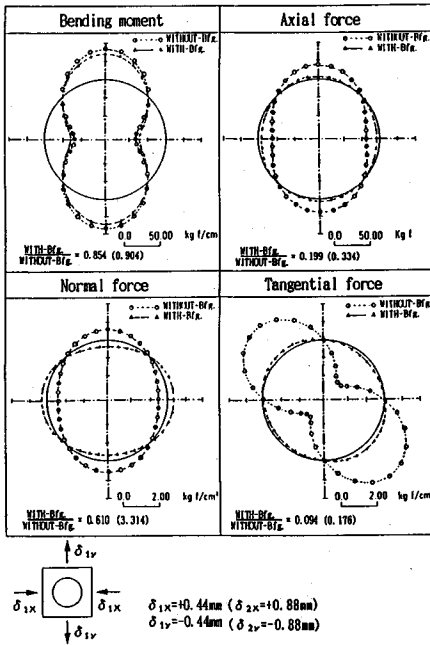


Fig.16 Comparison between internal (external) force of with back-filling material and one without back-filling material ($E_1=2000 \text{ kgf/cm}^2$)

内は $E_2=1000 \text{ kgf/cm}^2$ の結果を示している。

図より、

- ① 曲げモーメントは裏込材が存在することで、約 10~15% 減少し、軸力は 70~80% 程度低減する。
- ② トンネルに作用する接線方向外力は裏込材が存在することで、作用方向が等しい分布で 80~90% 減少し、法線方向外力は作用方向が反転していることがわかる¹¹⁾。

②の現象について、わかりやすくするために Fig.13 のモデルを用いてトンネル剛性の変化に伴って、接線方向外力と法線方向外力がどう変化するかを解析した(裏込材なし、 $E=1000 \text{ kgf/cm}^2$, $\delta_x=-\delta_y=0.88 \text{ mm}$)。この時、トンネル空間が地盤だけによって形成されたとした場合の剛性と等しい剛性を有するトンネルライニングの剛性は、次のようにして求まる。Fig.17 に示す地盤の直径の変化量は次式で表される。

$$\Delta D_x = \int_0^{2R} \epsilon_x dx = \frac{2R}{BE} [(1-\nu^2) + \nu(1+\nu)] w_0 \dots \dots \dots (3)$$

但し、 E : 地盤のヤング係数
 B : 単位奥行き長さ
 R : 半径
 w_0 : 作用荷重 (t/m)

Fig.18 に示すリングの直径の変化量は次式で表せる。

$$\Delta D_x = \frac{w_0 R^4}{3E_T I} \dots \dots \dots (4)$$

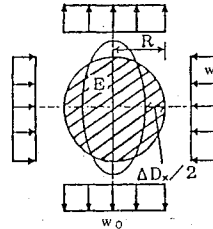


Fig.17 Displacement of Ground

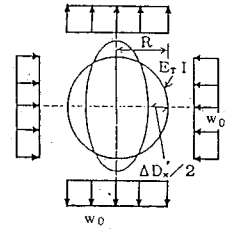


Fig.18 Displacement of Tunnel lining

但し、曲げ変形のみを考慮し、軸力、せん断力による変形は無視している。

E_T : トンネルライニングのヤング係数

両者の変化量を等しいとおけば等価剛性(以下、等価剛性と呼ぶ)を与える $E_T I$ は、次式で求まる。

$$E_T I = \frac{1}{6} \frac{BR^3}{(1-\nu^2) + \nu(1+\nu)} E \dots \dots \dots (5)$$

今回の条件では、実験に供したトンネルの約 2.68 倍がこれに相当する。

計算結果に曲げモーメントの変化を併記して Fig.19 に示す。Fig.19 より、法線方向外力は等価剛性よりやや低い剛性約 1.26 倍の点で反転(以下、土圧反転ポイント剛性と呼ぶ)しているが、接線方向外力は作用方向に変化はなく、その大きさも剛性によって余り大きく変化しないことがわかる。

つまり、

i) 土圧反転ポイント剛性より剛性の低いトンネルが地盤と同じせん断応力を受けると地盤以上にせん断変形をしようとし、結果として法線方向外力はこの変形を阻止する側にまわる。即ち、接線方向外力と法線方向外力は、トンネルに発生する断面力を相殺させるように作用する。($E_T = (1/100) E_{T0}$ のケース)

ii) 逆の場合は、トンネル剛性が高いため地盤以下の変形しかならないために、法線方向外力は地盤なみに変形させようとする側にまわる。即ち、接線方向外力と法線方向外力は、トンネルに発生する断面力を増大するように作用する($E_T = 100 E_{T0}$ のケース)。

このことは渡辺ら^{12)~14)}によるボックスカルバートの模型振動実験および解析、そして筆者らの⁹⁾ボックスカルバートの動的解析より得られた直動土圧に関して「トンネルが硬いと変形を促進するように土圧が作用し軟らかいとその逆になる。」との研究結果と一致している。但し、等価剛性と土圧反転ポイント剛性がずれる理由については今後の課題である。以上のことから、Fig.16 で示された外力分布に及ぼす裏込材の効果として次のことが言える。

iii) せん断剛性の低い裏込材を用いることにより、接線方向外力を断ち切る効果を有する。

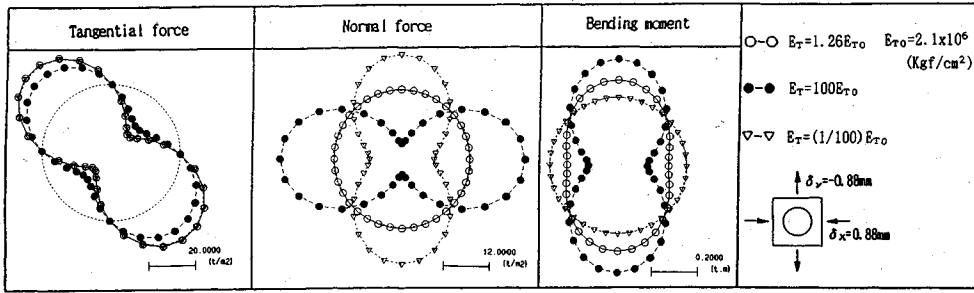


Fig.19 Distribution of external force and bending moment under the condition of several rigidity of tunnel

Table 5 Rigidity of tunnel lining

	Flexural rigidity:EI (tfa2)	Axial rigidity:EA (tf)
Tunnel's rigidity	1.39×10^6	2.76×10^6

Table 6 Material properties of ground

N ¹⁾	G ₀ (kgf/cm ²) ²⁾	γ ³⁾	G _c (kgf/cm ²) ⁴⁾	E _c (kgf/cm ²) ⁵⁾	ν
5~15	400~700	0.53×10^{-3}	240~420	1000	0.45

- 1) N : N-values of SPT
- 2) G₀ (kgf/cm²) : Inferred by $G_d=144 \cdot N^{0.66}$
- 3) γ : Result by NEW ASEISMIC DESIGN'S METHOD OF COMPREHENSIVE R&D
- 4) G_c (kgf/cm²) : In case of G_c/G₀=0.5~0.7
- 5) E_c (kgf/cm²) : Young's modulus used for the analysis

iv) 裏込材の存在は、みかけ上地盤を軟らかくしたのと同じ効果を有し、法線方向外力の反転ポイントに達するまでは断面力を軽減し、これを過ぎると断面力を増大させるように法線方向外力が作用する。

これから、シールド・トンネルの地震時応力低減構法として、接線方向には地山からのせん断力の伝達を断ち切る軟らかさを有し、法線方向には土圧の反転ポイントに近づけるような所定の剛性を裏込材に付与することにより作用外力を0に近づけることが、1つの構法原理であると推測される。

6. 実構造物での低減効果の予測

低減効果の予測手法にFEMを用いることが可能になったので、FEMを使用して実構造物を対象に解析を行った解析の1例を示す。

(1) 解析条件

a) トンネル

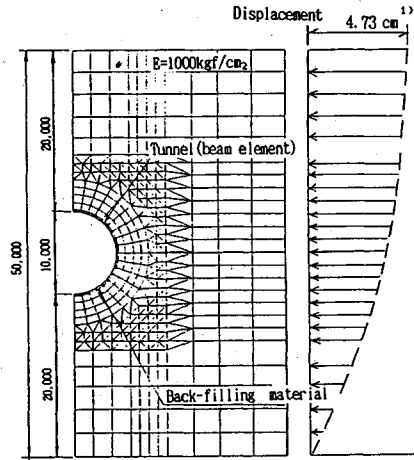
トンネルの直径を10mとし、一次覆工 ($t=0.5m$, $E=3.9 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$) と二次覆工 ($t=0.3m$, $E=2.7 \times 10^6 \text{ tf/m}^2$) を一体構造と考え、Table 5に示す剛性を用いた。

b) 対象地盤

N値：5~15程度の地盤で地震時せん断ひずみ依存性を考えた変形係数等の物性値をTable 6に示す。

c) 裏込材

前章までの推測によれば、裏込材に付与すべき望ましいGとEの関係は明らかでない。ここでは第1段階と



1) displacement of ground calculated by New Aseismic Design Method

Fig.20 Analytical model

して裏込材を等方性として扱い、その厚さは通常の施工時に用いられる値として10cmとした。ポアソン比を $\nu=0.1$ と0.49の兩者について変形係数を1~1000 kgf/cm²と変化させてその影響をみた。

d) 解析モデル

解析モデルをFig.20に示す。トンネルは深さ50mの均質地盤内の地表面から土被り2D (D:トンネルの外径) の位置にあるものとした。解析はFig.20のモデル右側境界部に地震時の地盤変位 (建設省絵プロ耐震設計法に準拠し求めた地盤変位) を入力することでトンネル地盤系の地震時挙動を模擬した。

(2) 解析結果

裏込材の変形係数と曲げモーメントの低減率との関係をFig.21に、軸力の低減率との関係をFig.22に示す。

裏込材の変形係数の減少により曲げモーメント・軸力とも低下するが、曲げモーメントはポアソン比の低下によりさらに大きく減少することがわかる。

このことを少し詳しくみるために、裏込材の変形係数 $E_a=6 \text{ kgf/cm}^2$ の時の裏込材の有無による外力と断面力

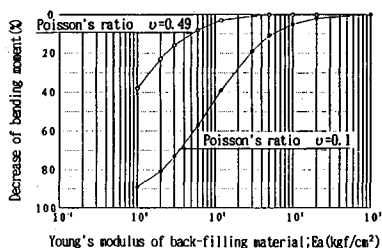


Fig.21 Relation between decrease of bending moment and Young's modulus of back-filling material

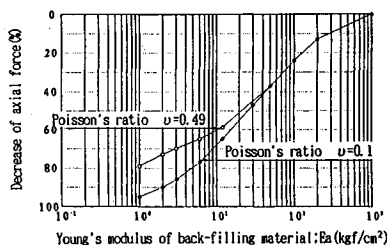


Fig.22 Relation between decrease of axial force and Young's modulus of back-filling material

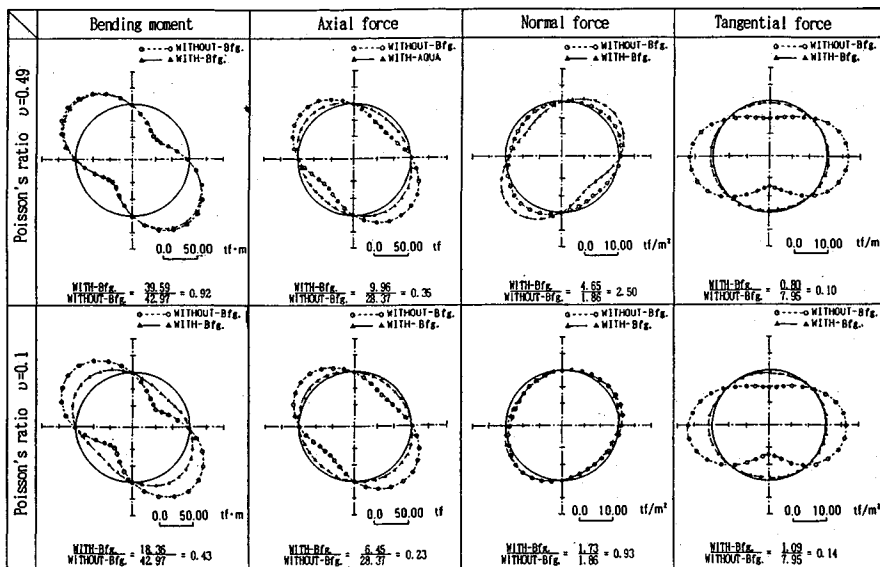


Fig.23 Influence of reduction effect caused by Poisson's ratio of back-filling material (Bfg)

を見比べてみると Fig.23 の通りである。

裏込材のポアソン比 $\nu=0.49$ の場合は、接線方向外力を断ち切っているものの、法線方向外力は同等の効果をもつ斜め 45° の圧縮力と引張力を増加させる側に働き、結果として曲げモーメントの低下量は少なくなっている。

裏込材のポアソン比 $\nu=0.1$ の場合は、接線方向外力を断ち切り、法線方向外力は裏込材の有無によって作用方向に変化がなく、かつ、その大きさもほとんど変化がない。したがって、接線方向外力の曲げモーメントへの寄与分そのままを低下し、その割合は約 60% に達している。

(3) 現段階での具体的効果

Fig.21 に示した条件で地震時断面力を算出し、地下水位を地表面と仮定し、トンネル標準示方書(シールド編)に基づき常時の断面力を算出した。これを重ね合わせ地震時の許容応力の割り増しを 50% とすると Table 5 で示した断面は地震時応力で決定される。

Table 7 Seismic and stationary stress resultants

	Without Back-filling material		With Back-filling material		
	Bending moment M(tf-m)	Axial force N(tf)	Bending moment M(tf-m)	Axial force N(tf)	
Seismic	43.0	27.7	35.9 (-17.9%)	10.3 (-62%)	
Stationary and seismic	Inside tension	51.4	166.0	45.0 (-12.5%)	181.4 (9%)
	Outside tension	53.6	206.6	48.1 (-11%)	194.9 (-6%)

これに、現段階で比較的安価に裏込材として得られるアスファルトセメント混合材³¹⁾ ($E_a=12 \text{ kgf/cm}^2$, $\nu=0.45$, $t=10 \text{ cm}$) を用いると地震時曲げモーメントで 17%、同軸力で 62% の低減が得られる。これらをまとめて Table 7 に示す。

この結果、応力度がクリティカルになる継ぎ手部ではコンクリートの圧縮応力換算で 15% 程度の低減となり、セグメントの断面を変更することなく許容応力内におさめるのに有効となる。

また、裏込材にポアソン比 $\nu=0.1$ に相当する発泡ウレタンや発泡スチロールのような材料を用いれば、Fig.23 に示したように $E_a=6 \text{ kgf/cm}^2$ で 60% 以上の曲

げモーメントの低減効果を得ることができる。

7. ま と め

均質地盤中に建設されたシールドトンネルの地震時応力の低減効果の研究により以下の点が明らかになった。

- ① トンネル剛性が土圧反転ポイント剛性より低い場合、軟らかい裏込材の存在により、トンネルに作用する法線方向外力は反転する。
- ② ほぼ弾性的と見なせる模型のせん断ひずみ $\gamma_a = 5 \times 10^{-4}$ レベル以下のデータを用いて実験結果をFEMでシミュレーションした。この結果、FEMで良好に実験結果を表現できることがわかった。
- ③ シミュレーション結果より、模型地盤剛性を $E_g = 2000 \text{ kfg/cm}^2$ にすると最大曲げモーメントで約15%、最大軸力で約80%低減した。 $E_g = 1000 \text{ kfg/cm}^2$ にすると最大曲げモーメントで約10%、最大軸力で約70%低減した。
- ④ 実構造物（トンネル外径： $D=10 \text{ m}$ ）を対象とした解析によれば、地盤の変形係数： $E_g = 1000 \text{ kfg/cm}^2$ （ N 値10程度地盤）、裏込材の変形係数： $E_a = 12 \text{ kfg/cm}^2$ （ポアソン比： $\nu = 0.45$, $t = 10 \text{ cm}$ ）に対し、最大曲げモーメントで17%、最大軸力で62%の低減効果を示す結果となった。これを常時と重ね合わせた場合、例えば継手部のコンクリート圧縮応力は15%程度の低減となり、セグメントの断面変更なしで許容応力内におさめるのに有効である。
- ⑤ $\nu = 0.1$ 程度の低ポアソン比を保持できる裏込機構が開発されるならば、接線方向外力の断ち切り効果で曲げモーメントを60%以上低減できる。

以上のことから、今後のこの構法の確立の見通しがより鮮明になったと考えられる。

最後にこの研究を開始した契機は、メキシコ地震のシールドトンネル震害調査¹⁵⁾と東京電力(株)今市水力総建設所：堀口潤一総長（当時）、北海道大学・森吉昭博教授との対話でした。研究を開始してからは、東海大学：久保慶三郎教授に懇切なる御指導を賜りました。東京大学：片山恒雄教授、埼玉大学：渡辺啓行教授からはタイムリーな御指導と御助言を賜りました。さらに、実験とそのとりまとめに関しては、(株)奥村組：浅野剛、永井哲敏、久野和敬、片山康裕、清水孝行諸氏の協力を

頂きました。

これらの方々に心より感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 竹内幹雄・高橋忠・元山宏・渡辺啓行：地盤剛性急変部の線状地中構造物の地震時応力評価法，土木学会論文集，第422号/I-14, pp.323~332, 1990年10月。
- 2) 建設省土木研究所・先端センター・奥村組・鹿島建設・鴻池組・清水建設・大成建設・飛鳥建設・間組・フジタ：地下構造物の耐震設計技術に関する研究，平成3年度共同研究報告書，1992年。
- 3) 森吉昭博・深井一郎・竹内幹雄・井戸田芳昭：常温水中硬化型歴青系新複合材料の開発と特性—地中構造物の防水用材料として—土木学会論文集，第433号/V-15, pp.157~166, 1991年8月。
- 4) 森吉昭博・竹内幹雄他：トンネル及びトンネルの築造方法，公開特許公報（A）平2-74795, 1990年3月。
- 5) 色川邦彦・竹内幹雄・高橋直樹：地下構造物横断方向の応答特性に関する基礎的検討，土木学会第45回年次学術講演会概要集I-567, pp.1164~1165, 1990年9月。
- 6) 志波由紀夫・岡本晋：シールドトンネルの横断方向の地震時断面力の計算法，土木学会論文集，第437号/I-17, pp.193~202, 1991年9月。
- 7) 川田和生・梅崎邦夫・竹内幹雄・浅野剛：拘束圧力下における模型杭水平載荷試験，土木学会論文集，第454号/III-20, pp.131~134, 1992年9月。
- 8) 龍岡文夫・生原 修他：模型砂地盤の支持力実験における砂箱側壁面摩擦の影響I~VII, 生産研究, 1983~1984。
- 9) 森吉昭博・竹内幹雄他：アスファルト乳剤を主成分とする混合組成物，公開特許公報（A）平2-166164, 1990年6月。
- 10) 例えば，東畑邦生：講座「土と構造物の動的相互作用」4.2地盤材料の動的特性のモデル化，土と基礎，pp.75~82, 1992年5月。
- 11) 竹内幹雄・坂上明・水谷善行・渡辺啓行：大断面併設トンネルを有する水中盛土の模型振動実験と数値解析，土木学会論文集，第428号/I-15, pp.183~192, 1991年4月。
- 12) 渡辺啓行・末広俊夫：地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討，土木学会論文集，第432号/I-16, pp.155~163。
- 13) 渡辺啓行・末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的な水平直土圧の評価，土木学会論文集，第432号/I-16, pp.165~174, 1991年7月。
- 14) 渡辺啓行：地中ダクトの地震動土圧の理論，土木学会論文集，第432号/I-16, pp.185~194, 1991年7月。
- 15) 田村重四郎・伯野元彦・家村浩和・竹内幹雄：1985年メキシコ地震の震害，土木学会誌，pp.79~85, 1986年5月。

(1993.3.3受付)

EXPERIMENTAL STUDIES OF REDUCTION EFFECTS ON SEISMIC STRESSES IN THE CROSS SECTION OF SHIELD TUNNELS

Mikio TAKEUCHI, Yoshiaki IDOTA, Tadashi TAKAHASHI and Takashi MISAWA

This paper describes reduction effects on seismic stresses in the cross section of shield tunnels with the backfilling area filled with flexible materials. First of all, a tunnel and ground model were produced and then reduction effects on stresses by backfilling were confirmed as the result of pure shear loading test. From the result of simulation by FEM of small strain stage, it was clear that calculated values were in good agreement with experimental values. In case the flexible back-filling materials are applied to actual structures, sufficient reduction effects by cutting off tangential forces are verified.
