

孔内除荷模型実験による地山特性曲線と トンネルの最適設計

梨本 裕*・高森 貞彦**・今田 徹***

本研究は、孔内除荷模型実験を実施して地山特性曲線を求め、この曲線に基づき経済性と安全性が両立するトンネルの最適設計について検討を行ったものである。実験供試体の物性値を推定するには逆解析が有効であること、最小掘削範囲が最小支保圧などより最適設計の目安として有用であること、限界ひずみは弾性限界より小さくなる場合があるため、設計や施工管理に際しては地山強度比と地質を考慮して限界ひずみを評価する必要があること、などを示した。

Keywords : borehole unload model experiment, ground characteristic curve, minimum support pressure, minimum excavation limit, elastic limit, limit strain

1. はじめに

NATMは、経験・情報の蓄積の結果、山岳トンネルの標準工法に位置付けられるに至ったが、地山強度比の小さい悪質な地山に対する標準支保パターン¹⁾の作成が課題として残っている。このような地山はNATMとシールドの境界領域でもあり、設計方法の確立が望まれている。

合理的なトンネルの支保を考えるとき、支保に作用する荷重(支保圧)と地山変位との関係を表す地山特性曲線が必要不可欠であると言われてきたが、その利用方法はほとんど概念的な域を出ておらず、具体的に確立する必要がある。

コンクリートによる覆工だけで支保するトンネルを想定した場合、曲線上のどの点においても覆工応力が許容値と一致する覆工時期と覆工厚の組み合わせが存在する。トンネル建設の経済性を追求し、設計の妥当性の向上を図るためには、その無数の組み合わせの中から経済性と安全性の両立に最も貢献するものを選定する必要がある。そのときに判定基準になるものが設計目標である。

トンネルの施工費を支配するのは掘削と覆工であり、設計目標はこれらに直結している必要がある。掘削範囲は設計内空と覆工厚と地山変位²⁾の和で表され、覆工厚は支保圧によって決まる。従って、設計目標として最小支保圧と最小掘削範囲が挙げられる。しかし、今まで最小支保圧が目ざされるだけで、掘削量が考慮されることはなかった。

そこで、筆者らは地山特性曲線を掘削範囲と変位の関係を表す曲線(掘削特性曲線)及び施工費と変位の関係

を表す曲線(合理化特性曲線)に変換し、設計目標について基本的な検討を行ってきた^{1)~3)}。その結果、最小支保圧と最小掘削範囲を同時に実現できれば申し分ないが、それは特別な地山条件のときに限られ、一般的には最小支保圧より最小掘削範囲の方が設計目標として有用である、という知見を得た。

本研究は実際の地山特性曲線に基づいて上記の知見を検証することを目的としたものである。まず、孔内除荷模型実験^{4),5)}を実施して地山特性曲線を求め、地山特性曲線を表現するにはどのような地山モデルが適当か逆解析により検討を行った。次に、実験結果に対応する地山モデルを使用してトンネルの設計目標について検討を行った。

なお、トンネルの実施工における計測管理は変位によるものが主流になっており、その管理基準値は限界ひずみ^{6),7)}に基づいて決定されることが多い。本研究ではこの限界ひずみも設計目標として扱い、これを利用する上で留意すべき点についても検討を行った。

2. 孔内除荷模型実験による地山特性曲線

(1) 実験概要

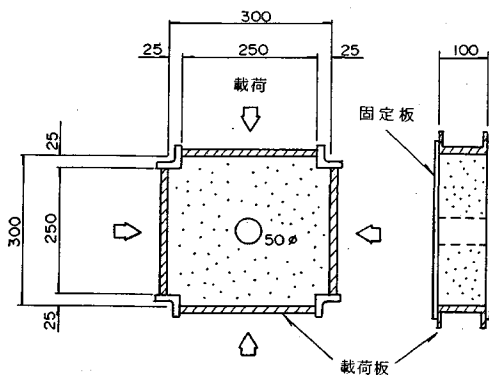
トンネルの形状は円、地山材料は等質等方、側圧係数1、平面ひずみ状態、という条件を設定し、図-1に示す実験装置を使用した。

鉛直方向の荷重はアムスラーにより、水平方向の荷重は10tの油圧ジャッキを2つ使用して手動式ポンプにより、載荷板を介して等分布になるように載荷した。また、図-2と図-3に示すように、トンネルに相当する円孔に同じ寸法のゴムチューブを挿入し、この中にオイルを満たし、これをKKT用の手動式ポンプに接続して内圧を載荷した。この内圧は高圧ホース(a)の途中に圧力センサーを接続して測定した。ゴムチューブの変位はビューレットパイプに押し出されたオイルの量により

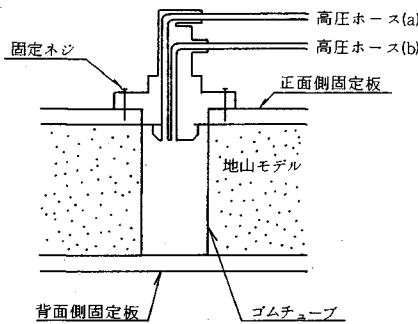
* 正会員 前田建設工業(株) 土木設計部
(〒102 千代田区富士見 2-10-26)

** 前田建設工業(株) 土木設計部

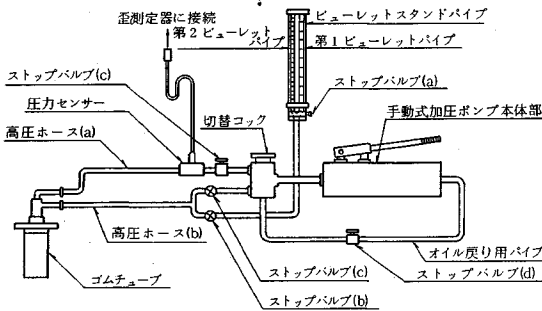
*** 正会員 工博 東京都立大学教授 工学部土木工学科



図一 実験装置概要



図二 孔内載荷除荷・変位測定装置



図三 孔内変位測定装置全体構造

測定した。なお、地山材料と固定板の間の摩擦をなくすために厚さ 0.05 mm のテフロンシートを正面および背面側に 2 枚ずつ装着した。

図一の載荷枠内に砂またはベントナイトに水とセメントを加えて練り混ぜた地山材料を打設し、6 日間養生した後、外圧と内圧が等しくなるようにしながら所定の初期地圧 σ_0 に達するまで載荷し、次に、トンネル掘削を模擬するため、外圧を一定に保ったまま、ゴムチューブの圧力を徐々に下げながら変位を測定して地山特性曲線を求めた。表一に示すように、地山材料の配合は 3 種類とし、9 ケースの模型実験を実施した。同時に地山材料の物性値を一軸および三軸圧縮試験により求めた。

表一 実験材料と実験ケース

材料		A	B	C
配合 (%)	水	71.8	23.3	11.8
	セメント	2.6	1.7	2.3
	ベントナイト	25.6	8.3	0
	砂	0	66.7	85.9
試験個数	初期	7	1	
	14	1		
	20	1		1
	30			1
	40 (t/m^2)		3	1

表二 一軸および三軸圧縮試験結果

材料	A	B	C
弾性係数 (t/m^2)	1150	2095	2379
粘着力 (t/m^2)	4	7	1
内部摩擦角 ($^\circ$)	10.8	30.2	45.1
一軸強度 (t/m^2)	9.8	24.7	6.8
三軸強度 (t/m^2)	1.158	1.743	2.0
ポアソン比	0.4	0.4	0.4

この結果を表二に示す。試験用供試体は、材料 A の場合、 $\sigma_0 = 20 t/m^2$ (0.196 MPa) の模型実験に使用した供試体から採取して作製した。材料 B と C の場合には、模型実験用供試体と同じ方法で、直径 5 cm、高さ 10 cm の供試体用型枠に材料を 3 層に分けて詰め込み、突き固め、6 日間養生して作製した。

(2) 実験結果とその考察

図四 (1)~(3) に模型実験で得られた地山特性曲線を鎖線で示す。ここでは、これらの曲線と模型実験用供試体の物性値を把握するために行った試験結果との関係に注目する。そのために、後述する 3.(1) の式 (5) に、強度低下と体積膨張はないと考え、表二の試験結果を代入して作成した地山特性曲線を同図に実線で示した。

図において、 P : ゴムチューブの圧力、 U : ゴムチューブの半径方向変位、 R : トンネルに相当する円孔の半径、 σ_0 : 初期地圧

これらの記号は 3.(1) の式 (3)~(5) の同記号に対応する。

図四 (1) の材料 A の場合、模型実験による地山特性曲線と試験結果による地山特性曲線の全体形状は似ているが、一致しているとは言えない。どの初期地圧でも変位の小さい直線部の差異がそのまま曲線部の差異として表れているように見える。試験用供試体の弾性係数は模型実験用供試体のそれとは異なると判断される。

図四 (2) の材料 B の場合、直線部の傾き、曲線への移行点の位置、曲線部の性状が異なり、両者の間に共通する性状は見られない。両供試体の弾性係数と強度定数が異なると判断される。

図四 (3) の材料 C の場合、どの初期地圧でも両者の最終変位は一致しているが、材料 B と同様に、直線部の傾き、曲線への移行点の位置、曲線部の性状が異なっており、両供試体の弾性係数と強度定数が異なると判断される。

これらの地山特性曲線で両者が最も接近しているのは材料 A の $\sigma_0 = 20 t/m^2$ (0.196 MPa) の場合である。これは、前述したように材料 A の試験用供試体をこの模型実験に使用した供試体から採取して作製しているためと考えられる。他の場合には模型実験用供試体の物性が

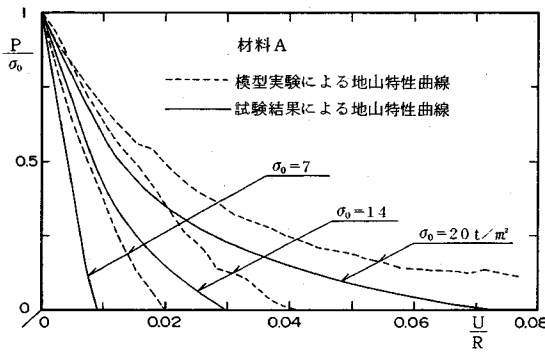


図-4 (1) 地山特性曲線 (材料 A)

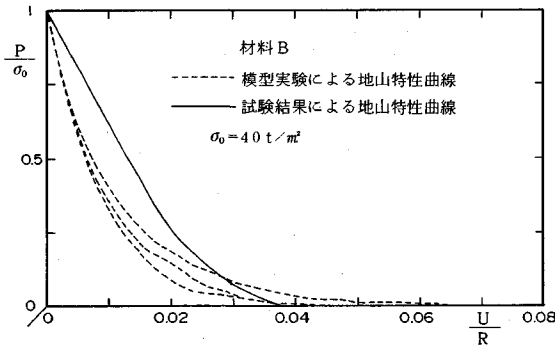


図-4 (2) 地山特性曲線 (材料 B)

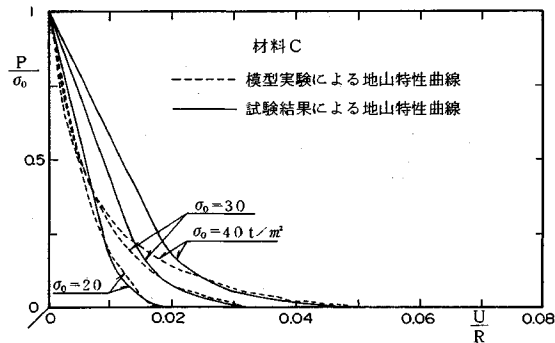


図-4 (3) 地山特性曲線 (材料 C)

初期地圧によって変化し、しかも、試験用供試体と模型実験用供試体の突き固め状態を同じにすることが困難なために大きな差異が生じたと考えられる。試験用供試体を模型実験に使用した供試体から採取できれば良いが、材料によっては整形が困難であったり、必要な数だけ採取できない場合がある。模型実験においては、物性の安定した材料を選定し、その力学特性は実験結果を逆解析して推定する必要があると考えられる。

3. 逆解析による物性値の推定

(1) 地山モデル

模型実験で得られた地山特性曲線を構成する物性値を

解析的に推定するために、以下の仮定を設け、支保圧 P とトンネル壁面の地山変位 U との関係式を導き出す。

① 地山は等方等質で、平面ひずみ状態にあり、初期地圧は等方一様に分布する。

② トンネルは円形である。

③ 弾性域地山の強度降伏条件と塑性域地山の降伏応力条件は式 (1) と式 (2) で定義される。

$$\tau = C_p + \sigma \cdot \tan(\phi_p) \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau = C_r + \sigma \cdot \tan(\phi_r) \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 τ :せん断強度、 σ :垂直応力、 C_p :ピーク強度時の粘着力、 ϕ_p :ピーク強度時の内部摩擦角、 C_r :残留強度時の粘着力、 ϕ_r :残留強度時の内部摩擦角

④ 応力がピーク強度以下のとき地山は線形弾性体として挙動する。ピーク強度に達すると地山の支保能力は残留強度まで急激に低下し、その後は一定を保つ。

⑤ 塑性領域で発生する体積膨張は平均体積ひずみで表される。

⑥ 模型実験のトンネル径が小さいため、塑性領域の重量は初期地圧に比べて無視できる。

これらの仮定の下で、弾性理論⁹⁾と Kastner の応力解⁹⁾を適用すると、弾塑性境界の半径 R_a と変位 U_a は式 (3) と式 (4) で表される。

$$R_a = R \{ (\sigma_{ra} + \lambda Q_r) / (P + \lambda Q_r) \}^2 \dots \dots \dots (3)$$

$$U_a = R_a (\sigma_0 - \sigma_{ra}) (1 + \nu) / E \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 $\sigma_{ra} = (2\sigma_0 - Q_p) / (1 + \xi)$

$$Q_p = 2C_p \cos(\phi_p) / (1 - \sin(\phi_p))$$

$$Q_r = 2C_r \cos(\phi_r) / (1 - \sin(\phi_r))$$

$$\lambda = (1 - \sin(\phi_r)) / 2 \sin(\phi_r)$$

$$\xi = (1 + \sin(\phi_p)) / (1 - \sin(\phi_p))$$

R :掘削半径、 σ_{ra} :弾塑性境界の半径方向応力、 E :地山の弾性係数、 ν :地山のポアソン比、 σ_0 :初期地圧、 P :孔内載荷応力 (塑性領域の重量を無視した場合のトンネル壁面に作用する支保圧)

弾性領域が弾塑性境界で U_a だけ内空に向かって変位した結果、塑性領域が体積膨張しながら内空に向かって押し出されると考えると¹⁰⁾、トンネル壁面の地山変位 U は式 (5-A) で表される。ただし、塑性領域が発生しない場合には式 (5-B) で表される。

$$U = R - \{ (R_a - U_a)^2 - (1 + e)(R_a^2 - R^2) \}^{1/2} \dots \dots \dots (5-A)$$

($P \leq \sigma_{ra}$ のとき)

$$U = R(\sigma_0 - P)(1 + \nu) / E \dots \dots \dots (5-B)$$

($P \geq \sigma_{ra}$ のとき)

ここに、 e :体積膨張に伴う平均体積ひずみ (正が膨張) 式 (5) に物性値を代入すれば地山特性曲線が作成できる。

(2) 逆解析の方法

式 (3) ~ (5) をまとめると式 (6) が得られる。

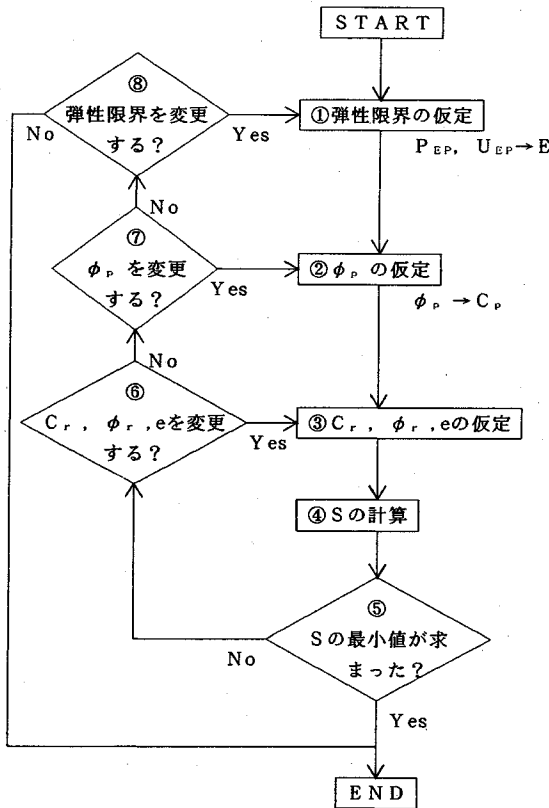


図-5 逆解析の手順

$$P = (\sigma_{ra} + \lambda Q_r) Z^{-1/\lambda} - \lambda Q_r \quad (P \leq \sigma_{ra} \text{ のとき})$$

$$\dots\dots\dots (6-A)$$

$$P = \sigma_0 - U/R \cdot E / (1 + \nu) \quad (P \geq \sigma_{ra} \text{ のとき}) \dots (6-B)$$

ここに、 $Z = \{(z+e)/(a_1+e)\}^{1/\lambda}$, $z = 1 - (1-U/R)^2$
 $a_1 = 1 - (1-a_2)^2$, $a_2 = (\sigma_0 - \sigma_{ra})(1 + \nu)/E$

模型実験で得られる P , U を P_m , U_m とする。測定個数 n の内、 P_m と U_m は m 番目の測定値として対応している。

逆解析は、実験結果の U_m を式 (6) に代入して得られる P^* と実験結果の P_m との残差の二乗和 S が最小になるように行う。すなわち、

$$S = \sum (P_m - P^*)^2 \rightarrow \min \dots\dots\dots (7)$$

となるような物性値を求める。この手順を図-5に示す。

①において地山特性曲線上に弾性限界を仮定し、その支保圧 P_{EP} と変位 U_{EP} を式 (5-B) に代入すれば E が決まる。②において $P_{EP} = \sigma_{ra}$ であるから ϕ_p に対応して C_p が与えられる。③において現実的な C_r , ϕ_r , e の組み合わせを仮定し、④においてそれぞれに対応する S を計算する。①と②の現実的な組み合わせの下で③と④を S の最小値が求まるまで繰り返す。ただし、強度低下については C を ϕ より優先させる。

(3) 逆解析結果と模型実験の問題点

表-3 逆解析結果

材料 (実験No)	A			B			C		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
σ_0 (t/m ²)	7	14	20	40	40	40	20	30	40
E (t/m ²)	605.3	625.2	831.3	3709	4000	4145	2855	4035	5600
C_p (t/m ²)	2.58	6.55	3.85	5.18	6.92	3.23	4.11	5.71	10.4
ϕ_p (°)	16	17	11	23	23	30	19	18	15
Q_p (t/m ²)	6.85	17.7	9.34	15.7	20.9	11.2	11.5	15.7	27.1
C_r (t/m ²)	2.58	4.30	3.65	3.30	4.00	2.40	4.11	4.10	4.60
ϕ_r (°)	16	17	11	23	23	30	19	18	15
e	0	0	0	0	0	0	0	0	0
S/n (x10 ⁻⁴)	6.26	4.16	2.69	4.00	4.20	6.06	0.78	1.92	3.75

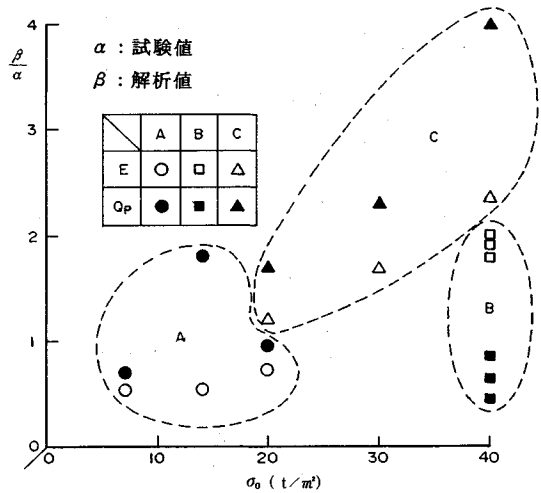


図-6 逆解析結果と試験結果

表-3に逆解析結果、図-6に逆解析結果と試験結果の比を示す。

試験から得られた物性値と逆解析から得られた物性値は、地山特性曲線の違いからも推定されたように、大きく異なる。材料Cの逆解析結果を見ると、 σ_0 が大きくなるに従って E と Q_p が大きくなっており、同じ配合の材料でも σ_0 によって性質の異なる供試体になっていることが分かる。しかし、模型実験に使用した供試体から試験用供試体を探取して作製した材料Aの $\sigma_0 = 20 \text{ t/m}^2$ (0.196 MPa) の場合には逆解析結果と試験結果が比較的良く一致している。

また、表-3によれば、A-1とC-1以外の実験では C_r が C_p の44~95%の値になっており強度低下が生じていると考えられるが、どの実験でも $e=0$ となっており強度低下に伴う体積膨張は見られない。地山特性曲線を間接的に求めるには強度低下の大きさを把握する必要があると考えられる。

逆解析結果の精度を表す例を図-7および図-8(1)~(4)に示す。図-7は材料Aの $\sigma_0 = 20 \text{ t/m}^2$ の場合と材料Cの $\sigma_0 = 40 \text{ t/m}^2$ の場合において、逆解析による地山特性曲線 (S が最小になる物性値を式(5)に代入して作成) と模型実験による地山特性曲線を比較したも

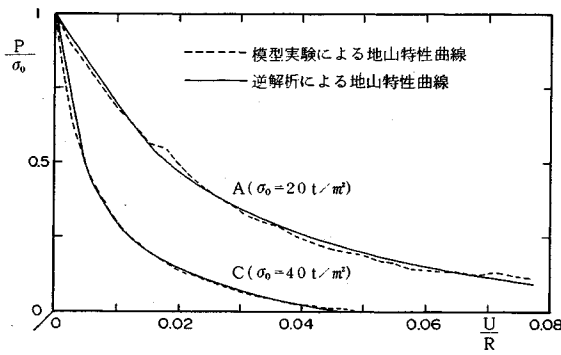


図-7 逆解析の精度

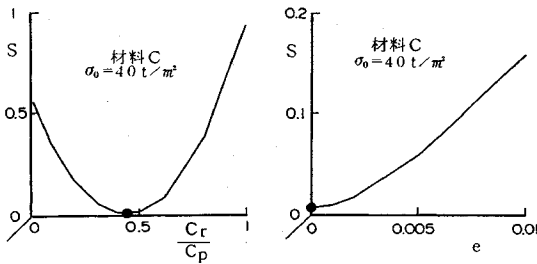


図-8 (1) 逆解析と強度低下 図-8 (2) 逆解析と体積膨張

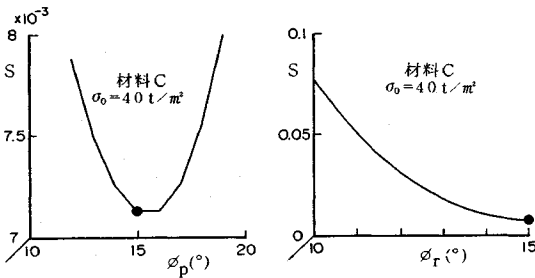


図-8 (3) 逆解析とピーク摩擦角 図-8 (4) 逆解析と残留摩擦角

のである。どちらの場合においても両者は良く一致していると思なせる。図-8(1)~(4)は材料Cの $\sigma_0 = 40 \text{ t/m}^2$ の場合における S が最小になる物性値 (図中の●印に対応する物性値) 近傍の S と物性値の関係を示したものである。逆解析が S の最小値をうまくとらえていることが分かる。これらより地山特性曲線が上記の地山モデルで表現でき、逆解析によりその物性値を精度よく求めることができると考えられる。

4. 地山特性曲線と設計目標

地山特性曲線と関連している設計目標として最小支保圧, 最小掘削範囲, 弾性限界, および, 地山特性曲線と直接は関連していないが, 地山材料の物性によって決まる設計目標として限界ひずみを取り上げ, 実験結果の逆解析により推定された物性値に基づき各設計目標の特

性, 有用性について比較検討を行う。

ただし, 大深度の場合も考慮するために, 各材料の模型実験における最大の初期地圧, および, 50 m, 100 m の土被りに相当する初期地圧を検討条件とする。

(1) 各設計目標の求め方

a) 最小支保圧

地山特性曲線における極小かつ最小の支保圧が最小支保圧^{11), 12)}である。この最小支保圧は不安定になった領域の重量が初期地圧と比べて無視できなくなったときに初めて存在する可能性が生じる。ここでは, 式(8)に示すように, P. Gesta¹³⁾, Hoek and Brown¹⁴⁾などの考えに従い, 塑性領域の重量を付加した支保圧 P_i を地山特性曲線の支保圧として, 最小支保圧とこれに対応する変位を求める。

$$P_i = P + (R_a - R)\gamma = P + \Delta P \dots \dots \dots (8)$$

ここに, P_i : 塑性領域の重量を考慮した支保圧, γ : 地山の単位体積重量, ΔP : 塑性領域の重量

この P_i はトンネルの天端における支保圧で, 他の部分のそれより大きいと考えられる。したがって, 式(8)は最小支保圧の存在する可能性を大きくする補正であることに注意する必要がある。また, トンネル断面が小さいと ΔP が地山特性曲線に反映されないので, $R = 5 \text{ m}$ とする。

b) 最小掘削範囲

掘削範囲は設計内空と覆工厚と地山変位の和で表される。等方等圧の円形トンネルの場合, 覆工応力が許容値と一致する状態で設計内空を確保するためには, 式(9)と式(10)で表される覆工厚 T と掘削半径 R_0 が必要である。

$$T = R_i P / (\sigma_{ca} - P) \dots \dots \dots (9)$$

$$R_0 = R_i \sigma_{ca} / (1 - U/R) / (\sigma_{ca} - P) \dots \dots \dots (10)$$

ここに, R_i : 設計内空半径, σ_{ca} : 覆工応力の許容値

ただし, ロックボルトの効果の評価・表現方法がまだ確立されていないので, 支保はコンクリートによる覆工のみとし, この覆工は剛な薄肉円筒とする。また, 覆工が負担すべき支保圧は最小支保圧の場合と異なり, 塑性領域の重量を付加せず, トンネル全体の平均的な支保圧 P とする。

地山特性曲線上の P と U/R を式(10)に代入すると必要掘削半径と変位の関係を表す掘削特性曲線が作成できる。この曲線における極小かつ最小の掘削半径が最小掘削範囲(半径)¹¹⁾⁻¹³⁾である。この曲線は覆工応力の許容値によって変化するが, ここでは, $\sigma_{ca} = 600 \text{ t/m}^2$ (5.88 MPa) として掘削特性曲線を作成し, 最小掘削範囲とこれに対応する変位を求める。

なお, 今回の孔内除荷模型実験では初期地圧に比べて塑性領域の重量が無視できるので, 物性値が不明でも,

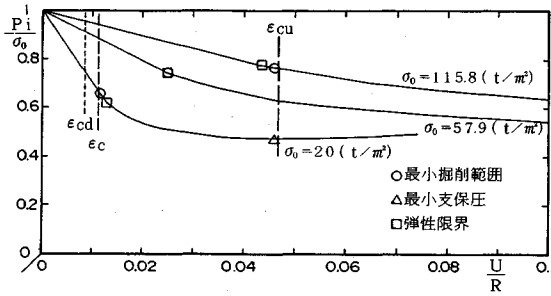


図-9 (1) 逆解析による地山特性曲線 (材料 A)

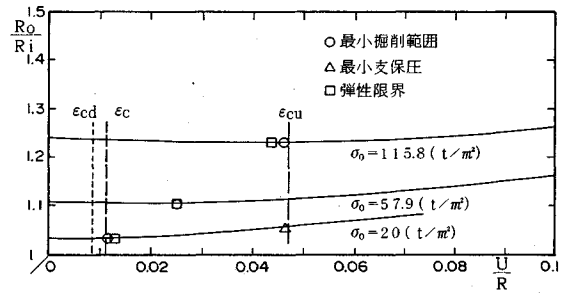


図-10 (1) 逆解析による掘削特性曲線 (材料 A)

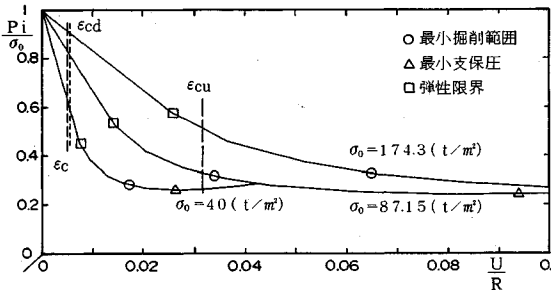


図-9 (2) 逆解析による地山特性曲線 (材料 B)

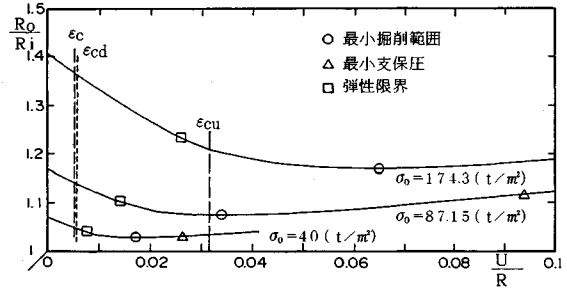


図-10 (2) 逆解析による掘削特性曲線 (材料 B)

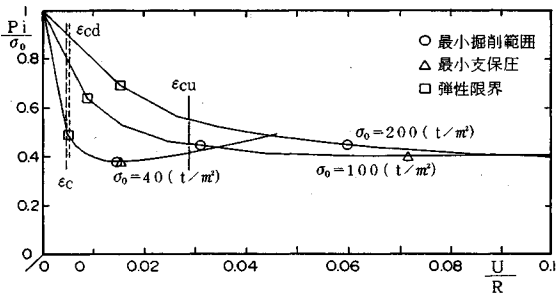


図-9 (3) 逆解析による地山特性曲線 (材料 C)

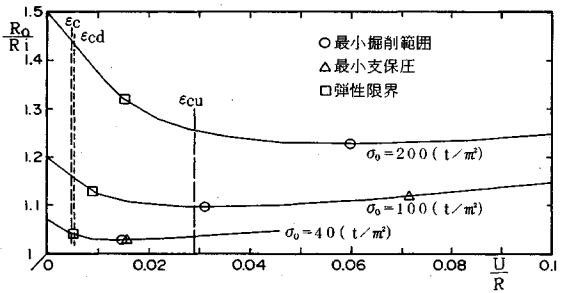


図-10 (3) 逆解析による掘削特性曲線 (材料 C)

この実験結果の地山特性曲線から直接掘削特性曲線に変換できる。逆解析の精度に問題がなければ、当然逆解析を通して変換したものとほとんど同じになる。これは掘削特性曲線の大きな長所である。

c) 弾性限界

地山特性曲線においてこれ以上変位を許すと塑性領域が発生する点が弾性限界³⁾である。この点の支保圧 P_{EP} は $\sigma_{ra}(\Delta P=0)$ で、変位 U_{EP} は式 (5-B) にこの支保圧を代入した式 (11) で与えられる。

$$U_{EP} = R(\sigma_0 - \sigma_{ra})(1 + \nu)/E \dots \dots \dots (11)$$

なお、この弾性限界と上記の最小掘削範囲に対応する変位比率 ($U/R \times 100$) は最小支保圧と異なり、 R の影響を受けない。

d) 限界ひずみ

限界ひずみ ϵ_c ⁶⁾ は式 (12-A) で定義されている。また、一軸圧縮試験における限界ひずみの上限値 ϵ_{cu} ⁷⁾ と下限値

ϵ_{cd} ⁷⁾ は、弾性係数に対応して式 (12-B) と式 (12-C) で与えられている。

$$\epsilon_c = Q_p/E \dots \dots \dots (12-A)$$

$$\log \epsilon_{cu} = -0.25 \log E - 0.85 \dots \dots \dots (12-B)$$

$$\log \epsilon_{cd} = -0.25 \log E - 1.59 \dots \dots \dots (12-C)$$

(2) 各設計目標の特性

A-3, B-2, C-3 の逆解析から得られた物性値を使用すると図-9 (1)~(3) に示す地山特性曲線と図-10 (1)~(3) に示す掘削特性曲線が得られる。図中に各設計目標に対応する点を示す。各特性曲線上で限界ひずみ ϵ_c およびその上限値 ϵ_{cu} と下限値 ϵ_{cd} に対応する点は縦軸に平行な鎖線との交点である。また、各設計目標に対応する変位比率を表-4 に示す。

限界ひずみ ϵ_c に対応する変位はどの場合も最小掘削範囲、最小支保圧そして弾性限界のそれより小さくなっている。

表-4 各設計目標の変位比率 (%)

実験No	A-3			B-2			C-3		
	20	57.9	115.8	40	87.15	174.3	40	100	200
弾性限界	1.28	2.50	4.36	0.77	1.42	2.61	0.51	0.90	1.55
最小掘削範囲	1.16	2.51	4.61	1.73	3.40	6.51	1.47	3.12	5.98
最小支保圧	4.62	-	-	2.64	9.39	-	1.56	7.16	-
限界値	ϵ_c	1.12		0.52		0.48			
	ϵ_{cu}	4.68		3.16		2.90			
	ϵ_{cd}	0.85		0.57		0.53			
機型実験最終	7.68			4.61			4.88		

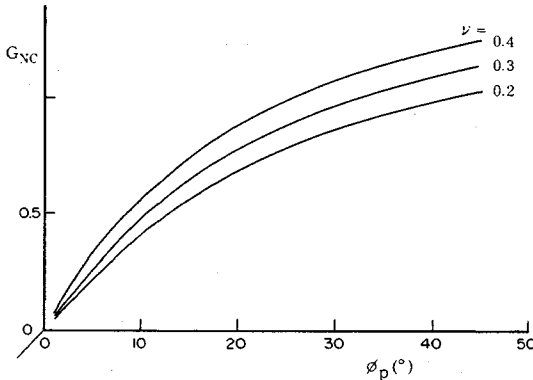


図-11 限界ひずみが弾性限界と一致する地山強度比

ここで、このことについて考察する。

3. (1) に示した地山モデルが成立するとき、トンネル壁面の円周方向のひずみは近似的に半径方向の地山変位とトンネル半径の比で表されるので¹⁵⁾、式 (12-A) の ϵ_c と式 (11) の U_{EP}/R を等しいとおくと、式 (13) が得られる。

$$Q_p = (\sigma_0 - \sigma_{ra})(1 + \nu) = (Q_p + (\xi - 1)\sigma_0)(1 + \nu) / (\xi + 1) \dots \dots \dots (13)$$

したがって、式 (13) を変形することにより、 ϵ_c に対応する変位と弾性限界に対応する変位が等しくなる地山強度比 (Q_p/σ_0 : 一軸圧縮強度/初期地圧) G_{NC} が式 (14) で与えられることになる。

$$G_{NC} = (\xi - 1)(1 + \nu) / (\xi - \nu) \dots \dots \dots (14)$$

式 (11)~(14) の記号は 3. (1) の同記号に対応する。式 (14) によれば、 G_{NC} は内部摩擦角とポアソン比によって決まる。これらの関係を表す図-11 を見ると、 G_{NC} は内部摩擦角が大きくなるほど、また、ポアソン比が大きくなるほど大きくなる。そして、式 (13) と (14) によれば、 ϵ_c に対応する変位と弾性限界に対応する変位の大小関係は Q_p 、 σ_0 、 ϕ_p と ν によって決まり、地山強度比が G_{NC} より小さいとき、前者は後者より小さくなる。以上より、 ϵ_c に対応する変位が、最小支保圧や最小掘削範囲だけではなく、弾性限界に対応する変位よりも小さくなることは決して非現実的なことではないと判断される。

また、図-9, 10 を見ると、 ϵ_c が下限値 ϵ_{cd} とほぼ同

じ値になっているので、 ϵ_c を小さく評価している可能性もあるが、初期地圧が大きく、地山強度比が小さくなると弾性限界に対応する変位は上限値 ϵ_{cu} のそれにも近づいていく。

結局、今回の実験結果は、限界ひずみに対応する変位が地山条件によっては設計目標として小さ過ぎる値になってしまうことを示していると考えられる。トンネルの設計や施工管理に限界ひずみを適用する場合には地山強度比と地質を考慮して評価する必要があると考えられる。

次に、最小支保圧と最小掘削範囲を比較する。

最小支保圧は孔内除荷模型実験結果の地山特性曲線には存在しないが、逆解析によりトンネルの大きさと塑性領域の自重を考慮して補正した地山特性曲線には存在する場合がある。今回の実験ではどの地山材料においても初期地圧が小さいときには最小支保圧が存在するが、大きくなるにしたがって最小支保圧に対応する変位も大きくなり、さらに大きくなると存在しなくなる。

最小掘削範囲はどの掘削特性曲線にも存在する。これに対応する変位は、最小支保圧や弾性限界のそれと同様、初期地圧が大きくなるに従って大きくなるが、その度合いは弾性限界のそれよりも大きく、最小支保圧のそれよりも小さい。また、最小掘削範囲に対応する変位は、 E が小さい材料 A の $\sigma_0 = 20 \text{ t/m}^2$ (0.196 MPa) の場合のように弾性限界のそれよりやや小さくなる場合もあるが、一般的には最小支保圧のそれと弾性限界のその間の値になる。

材料 C の $\sigma_0 = 40 \text{ t/m}^2$ の場合のように、最小掘削範囲と最小支保圧に対応する変位がほとんど一致する場合、覆工の安全性を確保しながら掘削量と支保部材の量を最少にできるので、この点が最適設計目標になると考えられる。しかし、多くの場合、両者は一致せず、最小支保圧に対応する変位の方が最小掘削範囲のそれより大きい。最小支保圧に対応する点と比べると、これより変位の大きい点では支保圧も掘削範囲も大きくなる。最小掘削範囲に対応する点と比べると、これより変位の小さい点でも支保圧も掘削範囲も大きくなる。したがって、最適設計目標に対応する変位は両者の間の値になるはずである。また、トンネルは地山を少し緩ませて支保するのがコツであると経験的に言われている。しかも、初期地圧が大きく、地山強度比が小さい場合には最小支保圧は存在しないか、存在しても対応する変位が非常に大きくなってしまふ。最適設計の目安として最も有用なのは最小掘削範囲であると考えられる。

5. 結 論

本研究は、孔内除荷模型実験により地山特性曲線を求め、この曲線に基づきトンネルの設計目標について検討

を行ったものである。本研究の範囲内で次のことが言えると考えられる。

① 地山特性曲線を求めるための孔内除荷模型実験において供試体の物性値を推定するには逆解析が有効である。ただし、供試体の作製と物性の再現が容易な地山材料を選定することが望まれる。

② 地山強度比と地質によっては限界ひずみに対応する変位が弾性限界のそれより小さくなる。限界ひずみを設計目標や施工管理値として適用する場合にはこれらを考慮して評価する必要がある。この適用性をさらに高めるのに孔内除荷模型実験が有効である。

③ 模型実験で得られた地山特性曲線をトンネルの大きさと塑性領域の重量を考慮して補正すると、初期地圧が小さいときにはこの地山特性曲線に最小支保圧が存在し、大きくなると最小支保圧に対応する変位が大きくなり、さらに大きくなると存在しなくなることが確認された。

④ 模型実験の地山特性曲線を変換して得られる掘削特性曲線に最小掘削範囲が存在する。この最小掘削範囲に対応する変位は最小支保圧のそれより小さい。

以上のように、孔内除荷模型実験結果の地山特性曲線に基づいた検討から、最小掘削範囲が最小支保圧より設計目標として優れており、最適設計の目安として極めて有用であることが裏付けられた。今後は、実用的な地山特性曲線の求め方について検討を行う必要があると考えられる。

参 考 文 献

1) 梨本 裕・高森貞彦：NATMにおける設計目標の合理化<必要最小掘削径>，第22回岩盤力学に関するシンポジ

ウム講演論文集，pp.126～130，1990.2.

2) 梨本 裕・高森貞彦：悪質地山における NATM の合理的な設計，土木学会第45回年次学術講演会，pp.584～585，1990.

3) 梨本 裕・高森貞彦・今田 徹：大深度低強度地山におけるトンネル設計の合理化，土木学会論文報告集，第427号，pp.183～191，1991.3.

4) 志水伸二・今田 徹・佐藤 誠：地山特性曲線に関する実験的研究(2)，土木学会第43回年次学術講演会，pp.776～777，1988.

5) 佐藤 誠：トンネル設計における地山特性曲線に関する実験的研究，修士論文，pp.81～93，1987.2.

6) 桜井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集，第317号，p.96，1982.1.

7) 桜井春輔・足立紀尚共編：都市トンネルにおける NATM，p.35，鹿島出版会.

8) 今田 徹：トンネルの支保構造に関する構造力学的研究，pp.5～24，1980.7.

9) Kastner, H.：トンネルの力学(金原 弘訳)，pp.44～48，1974，森北出版.

10) 土質工学会：堆積軟岩の工学的性質とその応用，土質基礎工学ライブラリー30，p.196.

11) 谷本親伯：NATMにおける情報化施工，土と基礎，30-7(294)，pp.63～70，1982.7.

12) 岡 行俊：NATMにおける支保理論，施工技術，10-11，pp.6～12，1977.

13) Gesta, P.：Recommendations for Use of Convergence-Confinement Method (Tunnels et Ouvrages Souterrains No.73, Janvier-Fevrier 1986) 作業グループ7，pp.13～15.

14) Hoek, E. and Brown, E. T.：岩盤地下空洞の設計と施工，土木工学社，p.186，1985.

15) 土木学会：トンネルにおける調査・計測の評価と利用，pp.238，1987.

(1991.6.25 受付)

GROUND CHARACTERISTIC CURVES FROM BOREHOLE UNLOAD MODEL EXPERIMENT AND OPTIMUM DESIGN OF A TUNNEL

Yutaka NASHIMOTO, Sadahiko TAKAMORI and Toru KONDA

In this study, ground characteristic curves describing the relation between support pressure and ground displacement were obtained from borehole unload model experiment, and optimum design of a tunnel where requirements of both safety and economy in tunnel construction are compatible was examined on the basis of these curves. Following conclusions were obtained.

- ① Back analysis is useful to the estimation of physical properties of specimens.
- ② Minimum excavation limit is more useful as an aim of optimum design of a tunnel rather than minimum support pressure. (Excavation limit is defined by the sum of designed inner section, lining thickness and ground displacement.)
- ③ In some cases, limit strain defined by ratio of unconfined compressive strength and elastic modulus is smaller than elastic limit. It may be applied to design and construction control in consideration of ground strength ratio and geology.